

В. Л. АССУР, М. Н. КУТУЗОВ, М. М. МУРАВИН

ВЫСШАЯ ГЕОДЕЗИЯ

ИЗДАНИЕ ВТОРОЕ,
ПЕРЕРАБОТАННОЕ И ДОПОЛНЕННОЕ

*Допущено Главным управлением
геодезии и картографии в качестве
учебника для учащихся топографических
техникумов*



МОСКВА «НЕДРА» 1979

Ассур В. Л., Кутузов М. Н., Муравин М. М. Высшая геодезия. Изд. 2, перераб. и доп. М., Недра, 1979. 398 с.

В книге изложены теоретические вопросы высшей геодезии, организация полевых и камеральных работ и методы их выполнения. Описаны применяемые на производстве приборы, методы их исследования и правила эксплуатации. Подробно изложены способы и порядок проведения угловых и линейных измерений, методы нивелирования разных классов, измерения длин базисных сторон и сторон полигонометрии. Приведены образцы журналов и записи результатов измерений. Описаны методы контроля полевых работ, предварительная обработка и оценка точности результатов измерений.

Предназначена для учащихся топографических техникумов.

Табл. 69, ил. 175, список лит. — 59 назв.

Рецензенты: главный специалист Технического управления ГУГК Климов Ю. С., начальник отдела ГУГК Филатов А. М.

ПРЕДИСЛОВИЕ

Учебник предназначен для подготовки специалистов к самостоятельному выполнению работ по нивелированию II класса и ознакомлению с нивелированием I класса; по рекогносцировке и наблюдению пунктов триангуляции 2, 3 и 4-го классов и 1 и 2 разрядов; по проложению полигонометрических ходов 2, 3 и 4-го классов и 1 и 2 разрядов и по предварительной обработке полученных результатов измерений.

В первой главе дается определение предмета и задач высшей геодезии, понятие о форме, размерах и фигуре Земли; рассматриваются системы координат, исходные геодезические даты, основные геодезические работы.

Во второй главе изложены теория и методы нивелирования II и частично I классов. Рассмотрены: устройство, поверки и испытания высокоточных нивелиров и реек, проложение нивелирных ходов, источники погрешностей и способы ослабления их влияния, предварительная обработка полевых измерений.

Значительная часть учебника (главы III—VII) посвящена изучению триангуляции, рассмотрению устройства, поверок и испытаний оптических теодолитов; изучению методов измерения горизонтальных углов и зенитных расстояний; источников погрешностей при наблюдениях и методов ослабления их влияния. Там же изложено действие погрешностей в триангуляции; рассматриваются вопросы составления технических проектов и их содержания; рекогносцировки пунктов триангуляции; предварительных вычислений и вычислений рабочих координат.

В главе VIII рассматривается полигонометрия главного геодезического обоснования и сетей сгущения, методы линейных и угловых измерений, источники погрешностей в полигонометрии и способы ослабления их

влияния, предварительная обработка результатов полевых измерений.

В главе IX дается понятие о картографических проекциях. Значительное внимание уделено проекции Гаусса—Крюгера. Рассматриваются вопросы переноса триангуляционных сетей с поверхности эллипсоида на плоскость и преобразование координат Гаусса—Крюгера из одной зоны в смежную.

Второе издание учебника полностью переработано, учтены современные требования и пожелания топографических техникумов по первому изданию.

Материал книги изложен в соответствии с требованиями действующих инструкций и наставлений 1976 г.

Главы: I, III, IV и VII написаны В. Л. Ассуром; главы II и VIII — М. М. Муравиным; главы V, VI и IX — М. Н. Кутузовым.

ГЛАВА I

ВВЕДЕНИЕ

§ 1. ПРЕДМЕТ И ЗАДАЧИ ВЫСШЕЙ ГЕОДЕЗИИ

Высшая геодезия — один из разделов геодезии, изучающий формы и размеры Земли, а также методы точных измерений, проводимых для определения координат точек земной поверхности (основные геодезические работы), и обработки этих измерений.

Задачи высшей геодезии принято разделять на научные и научно-технические.

К научным задачам высшей геодезии относятся:

1. Определение формы и размеров математически выражаемой фигуры, наилучшим образом представляющей фигуру Земли в целом (определение размеров земного эллипсоида).

2. Изучение отступлений действительной фигуры Земли от этой математически выражаемой фигуры (отступление поверхности геоида от поверхности эллипсоида).

3. Исследование ряда явлений, связанных с жизнью Земли как планеты: периодических и вековых горизонтальных и вертикальных деформаций суши, смещений материков, перемещений береговых линий, движений земных полюсов, определений разностей уровней морей и океанов.

Две первые задачи высшей геодезии решаются совместно с астрономией и гравиметрией, последняя — с гравиметрией, геофизикой, геологией и астрономией.

Научно-технические задачи высшей геодезии заключаются в создании на территории всего государства астрономо-геодезической и нивелирной сети с определением ее пунктов в единых системах координат и высот. Эти сети должны служить основой для топографических съемок, производимых в целях картографирования страны, развития сетей сгущения, предназначенных для съемок крупного масштаба, а также исходными данными при производстве геодезических работ, проводимых для различных целей народного хозяйства. Эти сети должны создаваться так, чтобы они были использованы для решения вышеперечисленных научных задач высшей геодезии.

Создание таких сетей выдвигает еще ряд научно-технических задач: создание приборов, обеспечивающих необходимую точность измерений; разработку методов точных измерений, обработки этих измерений и организации работ по проведению измерений и их обработке.

Физическая поверхность Земли весьма сложна и обработка на такой поверхности результатов геодезических измерений представляла бы очень большие и вряд ли преодолимые трудности. Поэтому астрономо-геодезические сети сначала проектируют на поверхность эллипсоида, наилучшим образом представляющего Землю. Поверхность эллипсоида и ее свойства хорошо изучены математически.

Обработка материалов на такой поверхности не представляет особых трудностей. В результате обработки получают на поверхности эллипсоида координаты пунктов сети, длины и азимуты геодезических линий между ними. Чтобы еще больше облегчить обработку результатов измерений, выполняемых при последующих геодезических работах, делают дальнейший перенос сети (координат пунктов, длин и азимутов линий между ними) на плоскость в принятой картографической проекции.

Высшая геодезия имеет огромное практическое значение почти во всех отраслях народного хозяйства нашей страны. Одной из основных задач высшей геодезии вместе с топографией и картографией является изучение территории нашего государства в «топографическом отношении в целях поднятия и развития производительных сил страны» (из Декрета СНК от 15 марта 1919 г., подписанного В. И. Лениным).

Только наличие государственной геодезической сети определенной точности и в единой системе координат и высот позволяет наилучшим образом организовывать и производить топографические съемки больших площадей и создавать точные карты. В настоящее время в СССР во все возрастающем объеме выполняются крупномасштабные съемки, которые предъявляют повышенные требования к качеству и плотности геодезического обоснования.

Топографические карты и планы, как результат геодезического и топографического изучения территории, являются необходимыми данными для государственного планирования и проектирования, учета и подсчета естественных ресурсов, запасов полезных ископаемых, площадей, осуществления самого разнообразного по содержанию и назначению строительства.

Геодезическое обеспечение является составной частью работ по землеустройству совхозов и колхозов; работ по мелиорации земель; при планировке и благоустройстве городов и рабочих поселков; проектировании и строительстве крупных зданий и инженерных сооружений; проведении подземных работ, связанных со строительством метрополитена, тоннелей и шахт; лесоустройстве и мероприятиях по улучшению сплавных рек; разведке полезных ископаемых и их эксплуатации; определении деформаций и сдвигов сооружений в процессе их эксплуатации; при запуске ракет и доставке их к целям.

Из сказанного видно, какое огромное практическое значение имеет высшая геодезия в народном хозяйстве.

§ 2. ПОНЯТИЕ О ФОРМЕ И РАЗМЕРАХ ЗЕМЛИ

Результаты геодезических измерений на физической поверхности Земли не являются, как правило, еще теми данными, которые используются в практических целях. На физической поверхности Земли измеряют длины линий, углы, превышения, а по ним вычисляют необходимые для практических целей координаты и высоты точек земной поверхности. Эти вычисления могут быть произведены правильно только при условии, если известна форма поверхности, на которой будут производиться вычисления и размеры фигуры, образованной этой поверхностью. Для переноса сети на плоскость в принятой картографической проекции (§ 1) также необходимо знать форму и размеры Земли.

✱ Математически определяемой фигурой, наилучшим образом представляющей собой тело Земли в целом, является эллипсоид.

На рис. 1 изображен эллипсоид, полученный путем вращения эллипса PE_1P_1E вокруг линии PP_1 как вокруг оси.

Размеры эллипсоида определяются следующими величинами:

$a = OE = OE_1 = OK$ — большая полуось эллипсоида;

$b = OP = OP_1$ — малая полуось эллипсоида;

$e = \sqrt{\frac{a^2 - b^2}{a^2}}$ — эксцентриситет эллипсоида;

$\alpha = \frac{a - b}{a}$ — сжатие эллипсоида.

На основании результатов астрономо-геодезических и гравиметрических работ многие ученые определяли размеры земного эллипсоида (табл. 1).

Таблица 1

Результаты определений размеров земного эллипсоида

Фамилии ученых	Год определения	Большая полуось ab , м	Сжатие α
Деламбр	1800	6 375 653	1 : 334,0
Бессель	1841	6 377 397	• 1 : 299,2
Кларк	1880	6 378 249	1 : 293,5
Хейфорд	1910	6 378 388	1 : 297,0
Красовский	1940	6 378 245	1 : 298,3

В разных странах при геодезических и картографических работах используют различные эллипсоиды. В СССР до 1942 г. был принят эллипсоид Бесселя, замененный в 1942 г. эллипсоидом Красовского.

Градусные измерения, осуществленные в большом объеме в СССР, позволили советским ученым дать новые выводы размеров земного эллипсоида. Эта работа проводилась под непосредственным руководством профессоров Ф. Н. Красовского и А. А. Изотова.

Советские ученые установили, что значение большой полуоси эллипсоида Бесселя ошибочно на величину 848 м.

В последние годы с развитием космической геодезии получены независимые данные размеров земного эллипсоида. Так, сжатие эллипсоида из обработки измерений космической геодезии было получено равным 1 : 298,2. Это подтвердило большую точность размеров эллипсоида Красовского.

§ 3. ГРАДУСНЫЕ ИЗМЕРЕНИЯ

Градусными измерениями называется комплекс точных геодезических, астрономических и гравиметрических работ, проводимых для изучения и определения формы и размеров Земли.

Такое название эти работы получили давно, когда еще ученые считали Землю шаром, определение размеров которого сводилось к нахождению длины отрезка дуги большого круга, равной одному градусу.

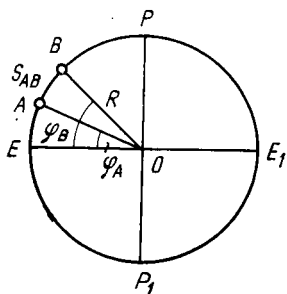


Рис. 2

Первоначально градусные измерения сводились к измерению расстояния S_{AB} между двумя точками A и B , расположенными на одном меридиане, и в определении астрономических широт φ_A и φ_B этих двух точек (рис. 2). Принимая Землю за шар, нетрудно получить длину S одного градуса меридиана и сам радиус шара: $S = \frac{S_{AB}}{(\varphi_B - \varphi_A)^\circ}$; зная, что длина окружности равна $2\pi R$, нетрудно найти размеры ее радиуса

$$R = \frac{S_{AB}}{(\varphi_B - \varphi_A)^\circ} \times \frac{360^\circ}{2\pi}, \text{ где } \pi = 3,1416.$$

Первое исторически достоверное определение размеров Земли было сделано греческим ученым Эратосфеном в III в. до н. э.

Измерение длины градуса меридиана было положено в основу, когда в середине XVIII в. (1734 г.) французская академия наук решила выяснить справедливость теоретического вывода Ньютона, что Земля не шар, а эллипсоид, сжатый при полюсах. На эллипсоиде вращения, сжатом при полюсах, длина дуги градуса меридиана непрерывно возрастает с увеличением широты. Были измерены две дуги: одна около экватора в Перу (1735—1745 гг.), другая — под широтой 66° в Лапландии (1737—1739 гг.). Дуга

одного градуса меридиана в Лапландии оказалась длиннее на 1314 м.

Эта идея определения размеров и форм Земли используется и в настоящее время. Для определения земного эллипсоида нужно определить размеры большой и малой полуосей его меридианного сечения a и b (см. рис. 1) или большую полуось и эксцентриситет a и e .

Уравнения для длины дуг меридианного эллипса и параллелей эллипсоида значительно сложнее, чем шара *. В них, кроме величины дуги меридиана или параллели и широт конечных точек дуги, входят не одно неизвестное R , а два: большая полуось a и эксцентриситет e . Для того чтобы определить a и e , нужно иметь не менее двух таких уравнений для двух дуг меридиана или параллелей. Дуги параллелей должны обязательно находиться на разных параллелях. Для них, кроме того, надо определять долготы конечных точек дуг. Решая совместно два уравнения, получают величины a и e .

Для более точного получения размеров эллипсоида определения делают на большом количестве дуг и притом для разных широт, решают много пар уравнений и на основании полученных данных выводят вероятнейшие размеры эллипсоида.

Непосредственное измерение дуг меридианов и параллелей в различных частях Земли практически выполнить невозможно. Поэтому длины дуг меридианов и параллелей определяют методом триангуляции, разработанным впервые голландским ученым Снеллиусом в 1614 г. (длины дуг могут быть определены и методом полигонометрии). Метод триангуляции заключается в следующем: на местности развивают систему примыкающих один к другому треугольников, вершины которых закреплены специальными центрами. Такая система треугольников называется **триангуляцией**, а вершины треугольников — **пунктами триангуляции**. В полученных треугольниках измеряют все углы и длину одной или нескольких сторон. На основании результатов этих измерений по формулам тригонометрии, последовательно решая треугольники, вычисляют длины сторон всех треугольников. Зная в сети все углы и все длины сторон, можно последовательно вычислить координаты всех пунктов сети.

Поясним применение метода триангуляции для определения длины дуг меридианов и параллелей примером.

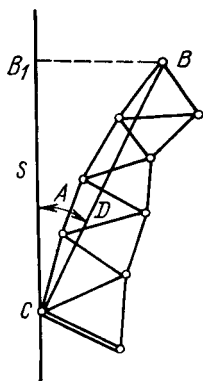


Рис. 3

* См. Ф. Н. Красовский. Избранные сочинения, т. III. М., Геодезиздат, 1955, § 2.

Между точками B и C на физической поверхности Земли (рис. 3) прокладывают ряд триангуляции, придерживаясь направления меридиана (или параллели). На концах ряда в точках B и C астрономически определяют широты, долготы и азимуты, а также измеряют длины сторон.

В результате вычислений получают координаты всех точек ряда. Решая обратную геодезическую задачу для пунктов B и C , получают длину и азимут геодезической линии CB .

Остается спроектировать геодезическую линию $CB = D$ на меридиан (или параллель) точки C или вычислить расстояние $CB_1 = S$ между параллелями (или меридианами) точек C и B .

Будем иметь

$$S = D \cos A + \Delta S,$$

где ΔS — поправочный член.

Такое определение дуг дает погрешность в длине S порядка 0,7 м при $D = 200$ км. Эта погрешность пренебрегаемо мала по сравнению с погрешностями астрономических и гравиметрических определений. Однако при такой методике градусных измерений чувствовалась погрешность, в 5—10 раз превышающая ожидаемую предвычисленную по точности произведенных измерений. Погрешность вызывалась тем, что не учитывалось влияние уклонов отвесных линий (см. § 6). Поэтому при производстве и обработке современных градусных измерений, кроме астрономо-геодезических измерений, обязательно используются данные гравиметрии.

§ 4. ПОНЯТИЕ О ФИГУРЕ ЗЕМЛИ

Измерения на физической поверхности Земли в своей сущности связаны с направлениями отвесных линий. Установка вертикальных осей приборов (теодолитов и нивелиров) производится при помощи уровня, фиксирующего положение отвесной линии.

Таким образом, в геодезии неизбежно приходится иметь дело с уровенной поверхностью; поверхностью, которую образует любая жидкость, находящаяся в состоянии покоя, под воздействием силы тяжести. Уровенная поверхность — это поверхность, на которой потенциал силы тяжести Земли всюду имеет одно и то же значение.

Можно представить множество уровенных поверхностей, огибающих Землю на различных высотах. В геодезии принята одна из них — основная уровенная поверхность.

Основная уровенная поверхность совпадает со средним уровнем поверхности океанов и открытых морей, воды которых находятся в состоянии полного покоя (отсутствуют приливы, волнения, течения и т. д.). Эту уровенную поверхность, мысленно продолженную под материками и островами, принимают за идеальную поверхность Земли. Тело, ограниченное основной уровенной по-

верхностью (эта поверхность непрерывна, замкнута, не имеет ни складок, ни ребер), называется **г е о и д о м**.

Уровенная поверхность имеет одно определяющее ее свойство — эта поверхность во всех своих точках нормальна (перпендикулярна) к отвесным линиям (направлениям силы тяжести). Значит поверхность геоида определяется направлением отвесных линий, а направление отвесных линий зависит от распределения масс внутри Земли. Отвесные линии отклоняются в сторону более плотных масс.

Геоид не может быть строго изучен из-за незнания распределения плотности масс внутри Земли. Советский ученый М. С. Малоденский предложил вместо геоида принять фигуру квазигеоида, которая может быть определена точно на основании только одних астрономо-геодезических и гравиметрических измерений на поверхности Земли без учета внутреннего строения и плотности масс внутри Земли.

В СССР применяют не геоид, а квазигеоид. Поверхность последнего незначительно отклоняется от поверхности геоида. Так, на океанах и морях их поверхности совпадают, в равнинной местности несовпадение поверхностей не превышает нескольких сантиметров, а наибольшее расхождение будет в горных местах, но она и здесь не превышает 2 м.

Поверхность геоида (квазигеоида) сложна, она не является правильно-геометрической, а производить на ней обработку геодезических измерений невозможно. Поэтому измеренные на земной поверхности величины проектируют на поверхность математически изученную и одновременно наилучшим образом представляющую геоид (квазигеоид).

В геодезии в качестве такой поверхности, называемой **п о - в е р х н о с т ь ю о т н о с и м о с т и**, принята поверхность эллипсоида. Эллипсоидов, как и уровенных поверхностей, можно себе представить множество. Принятый эллипсоид, так называемый **о б щ и й з е м н о й э л л и п с о и д**, должен иметь наибольшую близость к фигуре Земли в целом, а значит должен удовлетворять следующим условиям: 1) центр эллипсоида должен совпадать с центром тяжести Земли; 2) плоскость его экватора должна совпадать с плоскостью земного экватора; 3) объем эллипсоида должен быть равен объему геоида (квазигеоида); 4) точки поверхности эллипсоида должны минимально уклоняться по высоте от точек поверхности геоида (квазигеоида).

Для вывода размеров общего земного эллипсоида и изучения фигуры геоида в целом необходимо выполнить градусные измерения, геодезически связанные между собой, и гравиметрическую съемку на всей поверхности Земли (на суше, океанах и морях). Это еще не выполнено. А значит, определить размеры общего земного эллипсоида, правильно ориентировать его в теле Земли и принять в качестве поверхности относимости пока не представляется возможным.

В качестве поверхности относимости принимают поверхность референц-эллипсоида. Референц-эллипсоид — эллипсоид с определенными размерами и ориентировкой в теле Земли, на поверхность которого переносят результаты геодезических и картографических работ данной страны или группы стран.

Размеры референц-эллипсоида выводят из градусных измерений и гравиметрических определений, выполняемых на территории одного или нескольких государств. Такой эллипсоид достаточно близок к геоиду на территории этих государств, но значительно уклоняется от геоида в других частях земной поверхности. Референц-эллипсоид отличается от общего земного эллипсоида. Так, центр референц-эллипсоида не совпадает с центром Земли, объем его не равен объему геоида, малая ось референц-эллипсоида не совпадает с осью вращения Земли, но параллельна ей и, наконец, не совпадают, но параллельны плоскости их экваторов.

В Советском Союзе и в ряде социалистических стран в качестве референц-эллипсоида принят эллипсоид Красовского. Как бы не были точны его параметры, его поверхность не совпадает ни с физической поверхностью Земли, ни с поверхностью геоида. Расстояние между поверхностью референц-эллипсоида и геоида достигает в отдельных местах 150 м, а между точками земной поверхности — сотен и тысяч метров.

§ 5. ОСНОВНЫЕ ЛИНИИ И ПЛОСКОСТИ ЭЛЛИПСОИДА

На рис. 4 показан эллипсоид, образованный вращением эллипса PE_1P_1E вокруг малой оси PP_1 . Точка O — центр эллипсоида, совпадающий с центром тяжести Земли. Малая ось эллипсоида в пересечении с его поверхностью образует две точки, называемые полюсами, один из которых P — северный, а другой P_1 — южный.

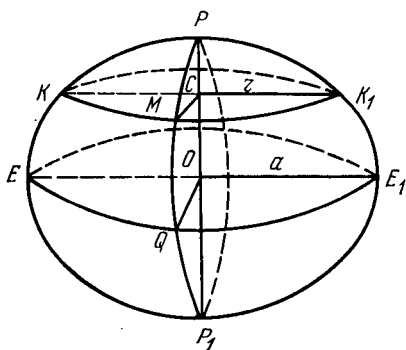


Рис. 4

Плоскость EOE_1 , перпендикулярная к оси вращения эллипсоида PP_1 и проходящая через его центр O , называется плоскостью экватора. Линия сечения эллипсоида плоскостью экватора называется экватором. Экватор — окруж-

ность, радиус которой равен большой полуоси эллипсоида $OE_1 = OE = OQ = a$. Линии сечения эллипсоида плоскостями, параллельными плоскости экватора, а следовательно, перпендикулярными к оси его вращения, называются параллелями. Параллели — тоже окружности определенного радиуса $r = KC = CK_1 = CM$.

Плоскости, проходящие через ось вращения эллипсоида, называются *меридианными плоскостями*, а сечения ими поверхности эллипсоида — *меридианами*. Очевидно, что все меридианные плоскости перпендикулярны к плоскости экватора и любой меридиан — эллипс, своим вращением образующий эллипсоид.

Если к любой точке поверхности эллипсоида, например M , провести касательную плоскость (рис. 5), то прямая MN , перпендикулярная к касательной плоскости в точке ее касания, называется *нормалью* к поверхности эллипсоида в точке M . Нормаль к поверхности эллипсоида всегда лежит в меридианной плоскости, проходящей через данную точку.

Для точек, расположенных в северной половине эллипсоида, нормали пересекают его ось вращения южнее центра, а для точек, расположенных в южной половине, — севернее его центра. Чем ближе лежит точка, расположенная на поверхности эллипсоида к его полюсу, тем далее от центра нормаль этой точки пересечет ось вращения эллипсоида. Очевидно, что нормали точек экватора лежат к плоскости экватора, а на полюсах — совпадают с осью вращения.

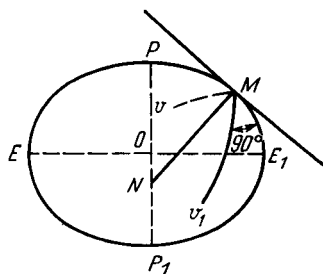


Рис. 5

Все плоскости, проходящие через нормаль данной точки, называются *нормальными плоскостями*, а линии пересечения нормальными плоскостями поверхности эллипсоида — *нормальными сечениями*. Следовательно, меридианы и экватор — нормальные сечения. Всякое другое сечение эллипсоида плоскостью, не проходящей через нормаль, называется *наклонным*. Следовательно, параллели — наклонные сечения.

Нормальная плоскость, перпендикулярная к плоскости меридиана (точки M на рис. 5), называется *плоскостью первого вертикала*. Сечение плоскостью первого вертикала поверхности эллипсоида называется *первым вертикалом*. Меридиан и первый вертикал называются *главными нормальными сечениями*.

§ 6. УКЛОНЕНИЯ ОТВЕСНЫХ ЛИНИЙ

При знакомстве с фигурой Земли (§ 4) были рассмотрены три несовпадающие между собой поверхности: сложная физическая поверхность Земли, на которой производят геодезические измерения; математически неправильная сложная уровенная поверхность, образующая геоид (квазигеоид), и математически изученная поверхность эллипсоида (референц-эллипсоида). Для математической обработки геодезических измерений все точки физической

поверхности Земли, на которых произведены эти измерения, проектируют на поверхность референц-эллипсоида. При проектировании в измеренные на физической поверхности Земли углы и длины вводят поправки за переход с одной поверхности на другую, т. е. углы и длины линий *редуцируют* на поверхность референц-эллипсоида.

Точки физической поверхности Земли *M*, *N* и *K* (рис. 6) проектируют на поверхность референц-эллипсоида нормальми к его поверхности. При обработке геодезических измерений исходными направлениями также служат нормали к эллипсоиду. При геодезических и астрономических измерениях исходными служат на-

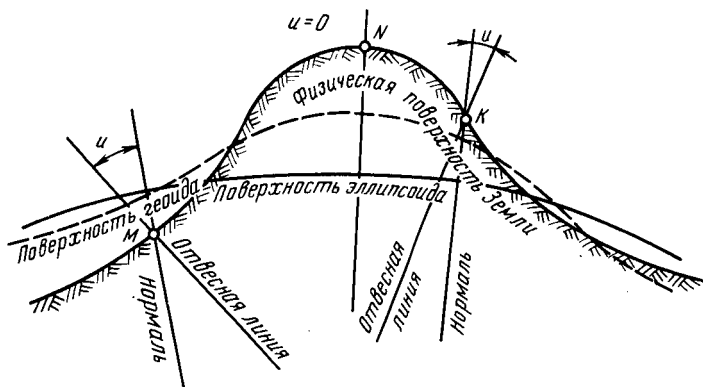


Рис. 6

правления отвесных линий (нормали к поверхности геоида), с которыми совмещают вертикальные оси вращения инструментов. Плоскости лимбов теодолитов и визирную ось нивелиров устанавливают параллельно поверхности геоида.

Поверхности геоида и эллипсоида не только не совпадают, но и не параллельны. Направления отвесных линий, как правило, не совпадают с направлениями нормалей к эллипсоиду в одних и тех же точках. Углы *u* (см. рис. 6) между направлениями отвесных линий и нормальми к эллипсоиду в одних и тех же точках называются *уклонами отвесных линий*.

Различают *абсолютные* уклоны отвесных линий, когда угол *u* образован нормалью к земному общему эллипсоиду и *относительные* уклоны отвесных линий, когда угол *u* образован нормалью к референц-эллипсоиду. Поскольку практически общего земного эллипсоида пока еще нет, определяемые в настоящее время уклоны отвесных линий являются *относительными*. Относительные уклоны отвесных линий зависят как от неравномерного распределения масс внутри Земли, так и от погрешностей в размерах и ориентировки принятого референц-эллипсоида.

Уклонения отвесных линий, вызванные наличием океанических впадин и континентальных возвышенностей, обычно не превышают 3—4". Для уклонений отвесных линий характерно медленное, плавное и однообразное изменение их на значительных территориях. Однако в некоторых районах с наличием горных хребтов и глубоких впадин (в районах аномалии силы тяжести) уклонения отвесных линий достигают нескольких десятков секунд (до 40").

§ 7. СИСТЕМЫ КООРДИНАТ

Вследствие уклонений отвесных линий плоскости астрономических меридианов, в которых лежат отвесные линии, не совпадают для одних и тех же точек с плоскостями геодезических меридианов, в которых лежат нормали к поверхности эллипсоида. Поэтому различают астрономические координаты точек, относящиеся к геоиду, и геодезические, относящиеся к референц-эллипсоиду. Координатными плоскостями в системах координат служат плоскости экватора и меридиана, принятого за начальный (нулевой).

1. Астрономические координаты

Положение точек на геоиде в системе астрономических координат определяется широтой φ и долготой λ , получаемых по наблюдению небесных светил.

Астрономической широтой точки M называется угол φ , образованный отвесной линией MO в данной точке и плоскостью экватора (рис. 7). Широты отсчитываются в обе стороны от экватора и могут принимать значения от 0° на экваторе до 90° на полюсе. Для точек, расположенных в северном полушарии, широты называются северными, для точек в южном полушарии — южными.

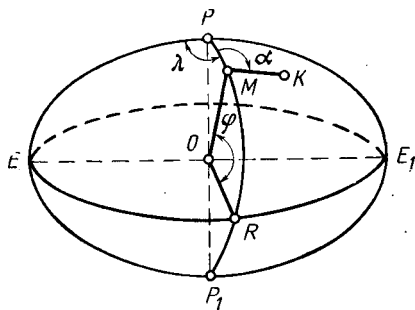


Рис. 7

Астрономической долготой точки M называется двугранный угол λ между плоскостями астрономического начального нулевого PEP_1 и астрономического меридиана данной точки. В настоящее время в СССР за начальный меридиан принят Гринвичский, проходящий через центр круглого зала Английской обсерватории в Гринвиче (вблизи Лондона). Долготы отсчитывают в градусной мере от 0 до 180° к востоку и западу от начального меридиана и соответственно этому называют восточными и западными. Астрономические долготы часто выражают не в градусной мере, а в часовой.

Астрономическим азимутом направления MK (см. рис. 7) — α называется двугранный угол в точке M , образованный плоскостью астрономического меридиана данной точки и вертикальной отвесной плоскостью, проходящей через точки M и K . Счет азимутов берут по ходу часовой стрелки от северного направления меридиана MP до данного направления MK . Азимуты могут изменяться от 0 до 360° .

2. Геодезические координаты

Положение точек на референц-эллипсоиде в системе геодезических координат определяется широтой B и долготой L , получаемых из вычислений по астрономическим координатам или геодезическим измерениям.

Геодезической широтой точки M , расположенной на поверхности эллипсоида (эта проекция точки физической по-

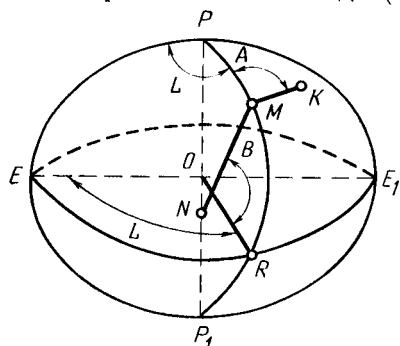


Рис. 8

верхности Земли), называется угол B , образованный нормалью MK к поверхности эллипсоида в этой точке и плоскостью экватора (рис. 8).

Геодезической долготой точки M называется двугранный угол L между плоскостями геодезических меридианов, начального PEP_1 и данной точки MP_1 .

Геодезическим азимутом A направления MK (точки M и K расположены на поверхности эллипсоида) называется

двугранный угол в точке M между плоскостью геодезического меридиана MP (см. рис. 8) и плоскостью, проходящей через нормаль в точке M , содержащей данное направление MK .

Счет геодезических широт, долгот и азимутов ведется точно так же, как астрономических.

Система геодезических координат широко используется для решения большинства геодезических задач на поверхности эллипсоида; она является исходной для перехода к системе плоских прямоугольных координат в проекции Гаусса.

Для большего уяснения разницы между геодезическими и астрономическими координатами обратимся к рис. 9, на котором изображена Земля и вспомогательная сфера EPH . Радиус такой сферы произволен, но во много раз больше радиуса Земли (на рисунке масштаб не соблюден). Точка P — полюс мира. Полюс мира — пересечение продолжения оси вращения Земли со сферой. Продолжим нормаль и отвесную линию точки M до их пересечения со вспомогательной сферой в точках Z и Z_1 . Тогда, если

MN — нормаль к поверхности эллипсоида в точке M , то точка Z — геодезический зенит точки M ; если MO — отвесная линия в точке M , то точка Z_1 — астрономический зенит точки M (точки Z и Z_1 расположены, конечно, не в плоскости чертежа).

Из рисунка видно, что угол $ZMZ_1 = u$ — уклонение отвесной линии в точке M ; точка K_1 — пересечение визирной линии со вспомогательной сферой при наведении трубы теодолита, расположенного в точке M на земной предмет K ; PZK_1 — геодезический меридиан точки M ; PZ_1K_1 — астрономический меридиан точки M ; угол при полюсе $ZPZ_1 = L - \lambda$ — разность геодезической и астрономической долготы.

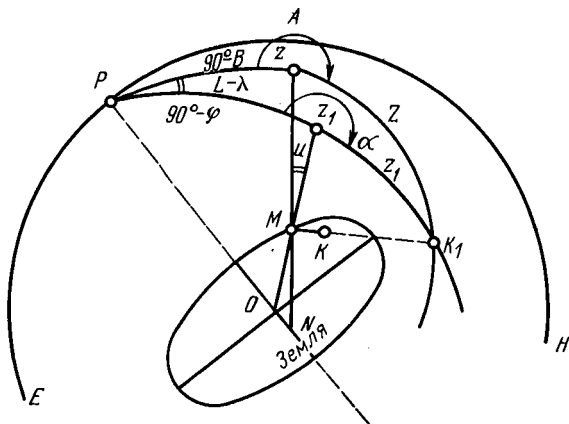


Рис. 9

Связь между астрономическими и геодезическими координатами устанавливается через уклонения отвесных линий. Эта связь может быть представлена формулами

$$B = \varphi - \xi; \quad L = \lambda - \eta \sec \varphi,$$

где ξ и η — соответствующие уклонения отвесной линии в плоскостях меридиана и первого вертикала.

Геодезический азимут A вычисляют через астрономический по формуле, которая называется уравнением Лапласа

$$A = \alpha + (L - \lambda) \sin \varphi^*.$$

В геодезических работах различиями между астрономическими и геодезическими координатами не пренебрегают. При уклонениях отвесных линий, не превышающих 3—4", т. е. для большей части территории СССР, расхождение между астрономическими и геодезическими координатами в линейной мере выразится величиной порядка 100 м. В мелкомасштабных, например, картографических

* Вывод формул см. П. С. Закатов. Курс высшей геодезии. М., Недра, 1964, § 67.

работах различиями между астрономическими и геодезическими координатами можно пренебречь, употребляя широты и долготы как координаты общей системы географических координат.

В геодезических координатах вычисляют только пункты 1-го класса. Последующие геодезические работы, чтобы максимально облегчить обработку результатов измерений, вычисляют на плоскости. Для этого делают перенос сети с эллипсоида на плоскость в проекции Гаусса (см. главу IX).

§ 8. ПОНЯТИЕ ОБ ИЗМЕРЕНИИ СИЛЫ ТЯЖЕСТИ

Величины уклонений отвесных линий непосредственно не измеряют. Величину уклонения отвесных линий вычисляют на основании результатов гравиметрических определений и силы тяжести или из сопоставления геодезических и астрономических координат.

Силой тяжести называется равнодействующая двух сил — силы земного притяжения и центробежной силы, направленной перпендикулярно к оси вращения Земли.

Фигура Земли является функцией величины силы тяжести. Центробежная сила точки поверхности Земли зависит от скорости вращения Земли и расстояния от данной точки до оси вращения Земли. Скорость вращения Земли, весьма точно измеренная астрономическими наблюдениями, постоянна. Поэтому центробежная сила имеет некоторый максимум на экваторе и постепенно убывает до нуля на полюсе. Сила земного притяжения (тяготения Земли) постоянна. Сила тяжести, равная на полюсе силе земного притяжения, благодаря центробежной силе постепенно уменьшается от полюса к экватору.

При отсутствии центробежной силы сила тяжести во всех точках земной поверхности равнялась бы земному притяжению.

Сила тяжести характеризуется ускорением, которое приобретает свободно падающее тело.

Гравиметрические определения — это измерения ускорений силы тяжести q . Значения ускорения силы тяжести можно получить с помощью гравиметров или маятниковых приборов. Маятниковые приборы основаны на следующем принципе.

Период колебания маятника T определяется формулой Гюйгенса

$$T = \pi \sqrt{\frac{l}{q}},$$

где l — длина маятника, $\pi = 3,1416$. Тогда

$$q = \pi^2 \frac{l}{T^2}.$$

Гравиметры — приборы, основанные на фиксации растяжения пружины в зависимости от изменения силы тяжести.

По определенным на гравиметрических пунктах ускорениям силы тяжести вычисляют отклонения отвесных линий. Методику определения разработал и новые формулы для вычислений вывел советский ученый М. С. Молоденский.

Гравиметрические пункты, образующие сеть опорных пунктов, размещают со средней густотой — один пункт на 1000 км^2 . Измерение силы тяжести на них выполняют с наиболее высокой точностью. Затем выполняется сгущение гравиметрической сети до плотности, обеспечивающей производство гравиметрической съемки, в том числе вдоль рядов триангуляции 1 кл.

§ 9. ИСХОДНЫЕ ГЕОДЕЗИЧЕСКИЕ ДАТЫ

Недостаточно определить точно параметры референц-эллипсоида. Необходимо, кроме того, правильно расположить его в теле геоида — ориентировать референц-эллипсоид.

В результате проектирования на поверхность референц-эллипсоида геодезических измерений можно получить на этой поверхности относительное положение проекций определяемых точек (пунктов) физической поверхности Земли. Для вычисления геодезических координат этих пунктов по результатам отредуцированных геодезических измерений надо знать координаты хотя бы одного пункта и азимут какого-либо направления с этого пункта.

Такой пункт, от которого ведется вычисление координат всех других пунктов, называется начальным, или исходным пунктом, а одно из направлений с начального пункта — исходным направлением.

Геодезические координаты исходного пункта, т. е. широта B_0 и долгота L_0 , геодезический азимут A_0 исходного направления и высота H_0 геоида над поверхностью референц-эллипсоида в месте исходного пункта называются исходными геодезическими датами. Исходные геодезические даты определяют ориентировку референц-эллипсоида в теле Земли и основных плоскостей астрономической и геодезической систем координат.

До 1942 г. обработка астрономо-геодезической сети проводилась на поверхности эллипсоида Бесселя. Эллипсоид Бесселя был ориентирован по астрономическим данным в Пулково и вблизи г. Свободного. Ориентирование эллипсоида по астрономическим данным практически сводилось к следующему: определенные астрономические широта, долгота и азимут в исходном пункте принимали равными геодезической широте, долготе и азимуту, т. е. $B_0 = \varphi_0$, $L_0 = \lambda_0$, $A_0 = \alpha_0$, а высоту геоида H_0 над эллипсоидом в этом пункте принимали равной нулю. Такое ориентирование применяется во многих странах и для стран с небольшой территорией вполне удовлетворяет требованиям практики.

Геометрический смысл такого простого ориентирования референц-эллипсоида заключается в следующем. Равенство астрономических φ_0 и λ_0 и геодезических B_0 и L_0 координат исходного пункта

означает, что в этом пункте направление отвесной линии и нормали к поверхности референц-эллипсоида совпадают. Равенство астрономического α_0 и геодезического A_0 азимутов означает совмещение в этом пункте плоскостей геодезического и астрономического меридианов.

При выполнении этих условий положение референц-эллипсоида относительно геоида будет, конечно, вполне определено. При этом малая ось и плоскость экватора референц-эллипсоида будут соответственно параллельны оси вращения Земли и плоскости земного экватора.

Но при такой ориентировке референц-эллипсоида возможны значительные отступления его поверхности от поверхности геоида. Величины этих отступлений зависят от величин уклонений отвесных линий в исходном пункте и от расстояний до исходного пункта.

Для более правильной ориентировки референц-эллипсоида определяют уклонения отвесной линии в начальном пункте и вычисляют его геодезические координаты и исходный азимут. Высоту геоида над поверхностью референц-эллипсоида устанавливают независимо от остальных исходных дат методом астрономо-гравиметрического нивелирования.

Этот, наиболее совершенный метод ориентирования был разработан советскими геодезистами и применен при ориентировании эллипсоида Красовского. Эти работы были закончены в 1942 г. С этого времени геодезические сети СССР проектируют на поверхность референц-эллипсоида Красовского, а геодезические координаты называют системой координат 1942 года.

§ 10. ОСНОВНЫЕ ГЕОДЕЗИЧЕСКИЕ РАБОТЫ

Главной геодезической основой топографических съемок всех масштабов служат государственные плановые и высотные сети.

Государственная плановая геодезическая сеть СССР является плановой основой топографических съемок. Кроме того, она служит основой для решения ряда инженерно-технических задач, которые ставятся народным хозяйством и обороной страны (мелиорация и осушение; планировка городов; строительство крупных зданий и инженерных сооружений, строительство метрополитена, тоннелей и шахт). Высшие классы геодезических сетей необходимы для решения научных задач геодезии (§ 1).

Государственные плановые геодезические сети создаются методами триангуляции, полигонометрии, трилатерации и их сочетаниями. Выбор того или иного метода построения сети в каждом отдельном случае должен быть технически обоснован и давать наибольший экономический эффект.

В зависимости от точности угловых, линейных измерений и длин сторон государственные геодезические сети подразделяются на сети 1, 2, 3 и 4-го классов.

1. Триангуляция

Сеть триангуляции (см. § 3) развивается в виде примыкающих один к другому треугольников. В треугольниках измеряют все углы и в определенных местах стороны. Для жесткости и контроля ориентирования сети на отдельных ее пунктах определяют астрономические широты, долготы и азимуты. Геодезические азимуты, вычисленные при помощи уравнения Лапласа (см. § 8), можно рассматривать как непосредственно измеренные и независимые между собой величины. На этом основании их используют в качестве исходных при уравнивании сетей. Это повышает точность ориентирования сети триангуляции, создает надежный контроль угловых измерений и ослабляет влияние систематических погрешностей измерения углов.

Триангуляция 1 класса развивается в виде рядов, располагаемых по возможности вдоль меридианов и параллелей. Ряды образуют полигоны периметром около 800—1000 км.

Ряды триангуляции 1 класса состоят из треугольников, близких к равносторонним (углы не менее 40°), со сторонами не менее 20 км.

Средняя квадратическая погрешность измеренного угла не должна быть больше $\pm 0,7''$ по невязкам треугольников. Относительная средняя квадратическая погрешность длин базисных сторон не должна превышать 1 : 400 000.

В отдельных районах развиваются сплошные сети триангуляции 1 класса.

Триангуляция 2 класса развивается в виде сплошных сетей, заполняющих полигоны триангуляции 1 класса. Пункты и стороны триангуляции 1 класса, как правило, являются исходными для сети триангуляции 2 класса. Стороны треугольников в сети 2 класса могут иметь длину от 7 до 20 км. Углы треугольников, как правило, должны быть не менее 30° . В отдельных случаях величины углов могут быть менее 30° (но не менее 20°), если это дает возможность снизить высоты сигналов.

Средняя квадратическая погрешность измеренного угла на пункте не должна превышать $\pm 1,0''$ по невязкам треугольников. Относительная средняя квадратическая погрешность базисных сторон не должна превышать 1 : 300 000. Выбор длин сторон сети 2 класса должен быть экономически обоснован.

Триангуляция 3 и 4 классов — это триангуляция сгущения. Пункты триангуляции 3 и 4 классов не представляют сплошную сеть, а даются там, где для обеспечения топографических съемок пунктов 2 класса недостаточно. Пункты триангуляции 3 и 4 классов определяют относительно пунктов высших классов вставкой в виде отдельных пунктов или жестких систем (см. § 22).

Длины сторон триангуляции 3 класса могут иметь длину 5—8 км, триангуляции 4 класса — 2—5 км. Углы на пунктах 3 класса

измеряют со средней квадратической погрешностью не более $\pm 1,5''$, а в триангуляции 4 класса — не более $\pm 2,0''$ (по невязкам треугольников).

2. Полигонометрия

Полигонометрия развивается в виде ходов или системы ходов, в которых измеряют все углы поворота и все стороны. Представление о полигонометрии дают обычные теодолитные ходы. В зависимости от точности угловых и линейных измерений и длин сторон полигонометрия подразделяется, как и триангуляция, на четыре класса, равноценно заменяющих соответствующие классы триангуляции (см. главу VIII).

3. Трилатерация

Слово трилатерация происходит от латинского слова *trilaterus*, что значит трехсторонний. Этот метод создания основных геодезических сетей заключается в следующем: на местности развивают сеть последовательно примыкающих один к другому треугольников, как в методе триангуляции, но в триангуляции в этих треугольниках измеряют все углы, а в трилатерации — все стороны. Метод трилатерации, учитывая широкое применение свето- и радиодальномеров, — метод перспективный.

В настоящее время светодальномерами можно измерять в хорошую видимость днем расстояния порядка 30—40 км. Имеющиеся в производстве отечественные светодальномеры («Кварц», «ЭОД-1») измеряют расстояния с относительной погрешностью порядка 1 : 400 000, что соответствует требованиям к точности измерения сторон в триангуляции и полигонометрии 1 и 2 классов.

Светодальномеры прочно вошли в производство геодезических работ для измерения базисных сторон в триангуляции и сторон полигонометрии.

При измерении расстояний светодальномерами требуется обязательная взаимная видимость между пунктами, а значит — постройка геодезических знаков. Условия видимости для измерений должны быть хорошими, чтобы отраженный свет уверенно фиксировался светодальномером. Туман, дымка, дождь, дым являются серьезным препятствием для светодальномерных измерений.

При измерении расстояний радиодальномерами также требуется взаимная видимость между пунктами. Но при радиодальномерных измерениях встречающиеся на пути между ведущей и ведомой радиостанциями отдельно стоящие деревья, стойки сигналов и другие отдельные предметы не мешают измерениям. Прозрачность атмосферы не имеет значения. Измерения можно производить при сильной дымке, дыме, тумане и т. п.

Радиоволны доходят до ведомой станции (отражателя) с незначительной мощностью. Для получения отраженных волн достаточной мощности ведомая станция должна их ретранслировать

(усиливать). Ретрансляция снижает точность измерений. Радиоволны распространяются от передатчика конусом, а не узким пучком, как луч светодальномеров. Большая направленность радиоволн может вызывать помехи, вызванные влиянием радиоволн, отраженных от подстилающей поверхности. Помехи, вызванные влиянием отраженных волн, могут резко снижать точность измерений.

При измерении расстояний свето- и радиодальномерами необходимо знать скорость распространения волн в атмосфере. Для этого нужно знать среднее значение давления, температуры и влажности по измеряемой линии в момент данного приема. Среднее значение давления, температуры и влажности получают по наблюдениям на станциях, расположенных на концах измеряемой линии (иногда на одном ее конце). Эти средние значения могут существенно отличаться от действительных: давления, температуры и влажности по пути следования волн. При использовании радиоволн неточное знание метеорологических элементов сказывается сильнее. Это опять-таки вносит погрешность в измеряемое расстояние. В настоящее время радиодальномеры обеспечивают точность развития сетей только 3 и 4 классов.

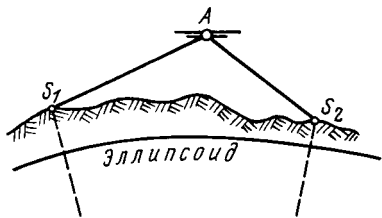


Рис. 10

С применением самолета при радиодальномерных измерениях отпадает необходимость взаимной видимости между пунктами. При этом можно измерять большие расстояния в 200—400 км.

Допустим, необходимо измерить расстояние между пунктами S_1 и S_2 (рис. 10), видимости между которыми нет. Самолет A должен иметь приемо-передатчик и должен быть оснащен аппаратурой для непрерывного измерения времени прохождения радиопульсов по AS_1 и AS_2 .

Самолет должен летать, пересекая отвесную плоскость S_1S_2 примерно по середине, на высоте, обеспечивающей прямую видимость на пункты S_1 и S_2 . Когда сумма времени прохождения радиопульса минимальна, т. е. $AS_1 + AS_2 = \min$, самолет оказывается в отвесной плоскости S_1S_2 . Для вычисления S_1S_2 требуется знать высоту самолета и точек S_1 и S_2 над эллипсоидом, а также температуру, давление и влажность в точках S_1 , A и S_2 .

В настоящее время для определения радиодальномером больших расстояний требуется сложная аппаратура, а измерения не достигают требуемой точности. Точность измерений снижается так называемой аномальной рефракцией. При некоторых условиях радиоволна задерживается на определенном уровне, распространяясь вдоль достигнутой уровенной поверхности. Путь радиоволны при аномальной рефракции не прямолинеен.

Чтобы получить в трилатерации точность всех элементов сети (сторон, азимутов, координат), достигаемой в триангуляции, измерение сторон надо выполнять с очень высокой степенью точности. Стороны сети трилатерации надо измерять с относительной погрешностью: 1 класс — $1 : 600\,000$, 2 класс — $1 : 400\,000$.

Вопросы трилатерации еще недостаточно разработаны. Очевидно, надо комбинировать линейные и угловые измерения при наивыгоднейшем их сочетании.

В настоящее время метод трилатерации разрешен при развитии или сгущении государственных геодезических сетей 3 и 4 классов. При этом длины сторон и углы треугольников должны быть такими же по своей величине, как в триангуляции соответствующего класса.

Когда методом трилатерации 3 и 4 классов сгущают существующие сети 2 класса, то с каждого определяемого пункта обязательно должны быть измерены расстояния не менее чем на два пункта сети 2 класса.

Стороны сети трилатерации 3 и 4 классов должны быть измерены с относительными средними квадратическими погрешностями: 3 класс — $1 : 100\,000$, 4 класс — $1 : 40\,000$.

Основными приборами для измерения сторон в трилатерации 3 и 4 классах должны быть радиодальномеры, укрепляемые на переносных мачтах.

4. Нивелирование

Государственная нивелирная сеть СССР является высотной основой топографических съемок всех масштабов и всех геодезических измерений. Высшие классы нивелирования I и II предназначены для установления единой системы высот на всей территории СССР, а также для решения научных задач высшей геодезии (см. главу II).

НИВЕЛИРОВАНИЕ I И II КЛАССОВ

§ 11. ОСНОВНЫЕ ПОЛОЖЕНИЯ О ГОСУДАРСТВЕННОЙ
НИВЕЛИРНОЙ СЕТИ СССР

Государственная нивелирная сеть СССР разделяется на нивелирные сети I, II, III и IV классов. Современный уровень науки и техники позволяет определять абсолютные отметки точек физической земной поверхности с высокой точностью.

Счет высот в СССР производится от нуля Кронштадтского футштока. Уровенная поверхность, проходящая через нуль Кронштадтского футштока совпадает с поверхностью квазигеоида (§ 4). Отметки точек, исчисленные относительно поверхности квазигеоида, называются *н о р м а л ь н ы м и* высотами — $H_{\text{норм}}$. В этой системе высот исчислена вся нивелирная сеть СССР.

Отметки точек земной поверхности, исчисленные относительно поверхности референц-эллипсоида, называются *г е о д е з и ч е с к и м и* — $H_{\text{геод}}$. Эти высоты нужны для проектирования измеренных величин триангуляции и полигонометрии на поверхность референц-эллипсоида, а с него на плоскость в проекции Гаусса—Крюгера (см. § 102, 118, 123 и 124).

Расхождение между нормальными и геодезическими высотами отдельных точек земной поверхности, что соответствует расстоянию между поверхностью квазигеоида и референц-эллипсоида, в отдельных местах достигает 150 м (рис. 11).

Измеренные превышения между пунктами нивелирования I и II классов, а также нивелирование III класса в горных районах исправляют поправками за переход к системе нормальных высот. Поясним это требование.

Уровенные поверхности, проходящие через различные точки физической поверхности Земли, не параллельны между собой. Эта непараллельность обусловлена в основном центробежной силой, которая возрастает пропорционально расстоянию от точек земной поверхности до оси вращения Земли, уменьшая этим силу тяжести, и аномалиями силы тяжести.

При каждой установке нивелира на станции (штативе) визирную ось его зрительной трубы приводят в горизонтальное положение, т. е. приводят ее в касание с уровенной поверхностью данной точки (перпендикулярному к направлению силы тяжести). Благодаря непараллельности уровенных поверхностей визирная ось трубы нивелира на каждой станции будет образовывать с касательной к исходной уровенной поверхности (квазигеоида) различные углы, а значит сумма превышений не даст разности высот

над исходной уровенной поверхностью и не образует единой системы высот.

Эти погрешности для точек, расположенных по одной и той же параллели, при небольшом колебании высот незначительны, а для точек, расположенных по меридиану, особенно при больших расстояниях, или для точек с большими разностями высот в горных районах могут достигать десятков миллиметров. Нужно в измеренные превышения при нивелировании I и II классов, а также III класса в горных районах ввести поправки за переход к системе

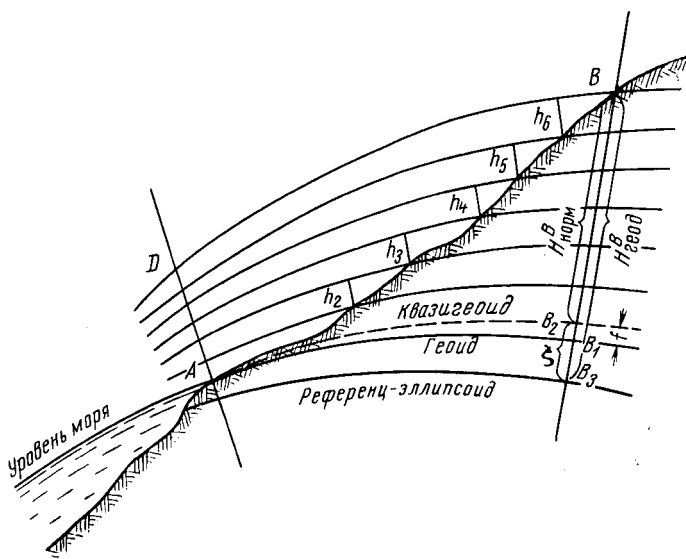


Рис. 11

нормальных высот, тогда высоты точек физической земной поверхности образуют единую систему высот, исчисленную относительно поверхности квазигеоида — $H_{\text{норм}}$.

При уравнивании нивелирных ходов между пунктами высших классов, отметки которых определены относительно квазигеоида, т. е. $H_{\text{норм}}$, вводят поправки в измеренные превышения (кроме нивелирования IV класса и III_д класса не в горных районах) за переход к разностям нормальных высот, тогда отметки всех точек нивелирного хода будут исчислены в системе нормальных высот.

Поправки f за переход от результатов непосредственного измерения превышений на земной поверхности к системе нормальных высот зависят от нормального и среднего ускорения силы тяжести и среднего из аномалий силы тяжести на начальном и конечном пунктах нивелирного хода. Эти поправки вычисляют

и вводят в измеренные превышения при составлении окончательных ведомостей превышений, после чего приступают к уравнительным вычислениям.

Нивелирная сеть I и II классов является главной высотной основой, при помощи которой устанавливается единая система высот на всей территории СССР, кроме того, она используется в научных целях.

Нивелирная сеть I и II классов, предусмотренная программой 1945 г., общей протяженностью более 45 000 км уже создана, она охватила всю страну и связала в одну общую систему футштоки (водомерные посты) морей, омывающих границы территории Советского Союза.

Нивелирная сеть I класса состоит из ходов, проложенных по наиболее удобным трассам. Некоторые из них образуют полигоны периметром 3000—4000 км. Для изучения современных вертикальных движений земной коры и в других целях нивелирование I класса повторяют по тем же линиям через каждые 25 лет.

Нивелирная сеть II класса состоит из ходов, опирающихся на реперы нивелирования I класса, образующих полигоны с периметром 500—600 км. Нивелирная сеть II класса служит основой для нивелирования III и IV классов для разного рода сложных инженерных изысканий, проектирования и строительства крупных сооружений.

В 1968 г. Главное управление геодезии и картографии при Совете Министров СССР утвердило программу высокоточного нивелирования I и II классов общим протяжением более 50 000 км и повторного нивелирования свыше 25 000 км. Выполнение этих работ рассчитано на 10—15 лет.

§ 12. ОСНОВНОЕ ОТЛИЧИЕ НИВЕЛИРОВАНИЯ I И II КЛАССОВ ОТ НИВЕЛИРОВАНИЯ III И IV КЛАССОВ

Высокоточное нивелирование I и II классов отличается от нивелирования III и IV классов своим назначением и точностью. Выше было отмечено, что нивелирование I и II классов является основой для развития нивелирований III и IV классов, поэтому оно должно выполняться с наивысшей и высокой точностью. Высокая точность нивелирования I и II классов достигается следующими действиями: 1) применением высокоточных нивелиров с плоскопараллельными пластинками, заключенными в термоизолирующие кожухи, и штриховых инварных реек, обеспечивающих точность отсчета по рейке, производимой при помощи оптического микрометра, — 0,05 мм; 2) ограничением длины визирного луча для нивелирования I класса до 50 м, а для II класса 65—75 м, неравенством плеч на станции не более 0,5 м для I класса и 1 м для II класса, высотой визирного луча над поверхностью земли

0,8 м для I класса и 0,5 м для II класса; 3) выбором переходных точек в зависимости от грунта и особой методикой выполнения наблюдений на станции при нивелировании I и II классов; 4) строгим соблюдением времени утренних и послеполуденных наблюдений, начиная их в солнечные дни через полчаса после восхода и заканчивая за час до захода солнца, продолжительностью примерно 3—4 часа утром и столько же вечером, наблюдая только при хорошей видимости и без колебаний изображения штрихов рейки; 5) выполнением нивелирования I и II классов в прямом и обратном направлениях, причем при нивелировании I класса по двум парам костылей.

В результате всех этих действий достигается высокая точность нивелирования — средняя квадратическая случайная погрешность превышения на 1 км двойного хода не более 0,5 мм для нивелирования I класса и 2 мм для II класса.

Нивелирные сети III и IV классов предназначаются для высотного обоснования топографических съемок всех масштабов и решения ряда инженерных задач. Нивелирные сети III и IV классов прокладывают внутри полигонов высшего класса. Сгущение сетей, как правило, производится по принципу перехода от общего к частному. Сначала прокладывают нивелирные линии I и II классов, затем линии III и IV классов и на их основании ходы технического и тригонометрического нивелирования. Плотность и точность высотных сетей зависит от высоты сечения, масштабов съемок и требований строительства инженерных сооружений.

При нивелировании III и IV классов используют нивелиры средней точности и шашечные рейки, по которым отсчет по рейке производят на глаз, оценивая части сантиметровой шашки рейки с точностью до 1 мм. Технические требования, предъявляемые к нивелированию III и IV классов, рассматриваются в курсе «Геодезия» [13].

Основное отличие нивелирований I, II, III и IV классов между собой усматривается из сводной ведомости технических характеристик нивелирования этих классов, приведенной в табл. 2.

В курсе «Геодезия» при изучении нивелирования III и IV классов за высоты точек физической поверхности Земли мы принимали расстояния по отвесным линиям до основной уровенной поверхности (геоида). Это так называемые ортометрические высоты. За превышение между двумя точками физической поверхности Земли H принималась идеальная и простая схема сложного геометрического нивелирования $H = \sum h$, т. е. сумма превышений, полученных на каждой станции.

Ортометрические высоты не могут быть вычислены точно, так как поверхность геоида в настоящее время неопределима. От этого существенного недостатка свободны нормальные высоты, которые приняты в СССР и в социалистических странах.

Таблица 2

Основные технические требования	Допуски			
	Классы нивелирования			
	I	II	III	IV
1	2	3	4	5
1. Длина линии хода, периметра полигона, км	3000—4000	500—600	150—200	50
2. Нормальная длина визирного луча, м	50	65	75	100
3. Неравенство расстояний от нивелира до реек на станции, м	0,5	1	2	5
4. Накопление неравенств плеч в секции, м	1	2	5	10
5. Высота луча визирования над поверхностью земли, м	0,8	0,5	0,3	0,2
6. Средняя квадратическая погрешность определения превышения на станции, мм	$\pm 0,15$	$\pm 0,20$	$\pm 1,5$	$\pm 3,0$
7. Средняя квадратическая погрешность определения превышения на 1 км двойного хода, мм	*	$\pm 2,0$	$\pm 4,0$	$\pm 8,0$
8. Расхождения в результатах измерений превышений по секции в прямом и обратном направлениях в мм, где L в км, когда среднее число станций:				
на один километр меньше 15	$\pm 3 \sqrt{L}$	$\pm 5 \sqrt{L}$		
» » » больше 15	$\pm 4 \sqrt{L}$	$\pm 6 \sqrt{L}$		
9. Предельная невязка в полигоне, мм			$\pm 10 \sqrt{L}$	$\pm 20 \sqrt{L}$
10. Допустимая погрешность метровых интервалов шкал реек, мм	$\pm 0,10$	$\pm 0,20$	$\pm 0,50$	$\pm 1,0$

* Нивелирование I кл. выполняют с наивысшей точностью с использованием высокоточных нивелиров типа Н-05 и наиболее совершенных методов наблюдений для определения превышений со средней квадратической погрешностью не более 0,5 мм на 1 км двойного хода.

Если бы уровенные поверхности точек, лежащих на различных ортометрических или нормальных высотах, были бы параллельны, то сохранялась бы простая схема геометрического нивелирования $H = \sum h$. Ввиду непараллельности уровенных поверхностей простая схема геометрического нивелирования существенно осложняется, возникает необходимость учитывать влияние этой непараллельности. Вот почему измеренные превышения (§ 11) исправляют поправками за переход к системе нормальных высот.

§ 13. ПРИБОРЫ, ПРИМЕНЯЕМЫЕ ПРИ НИВЕЛИРОВАНИИ I И II КЛАССОВ

Согласно стандарту на изготовление нивелиров ГОСТ 10528—76, принятому в СССР в 1976 г. тип нивелира имеет обозначение: буква «Н» и за ней цифры, указывающие точность нивелира. Например, Н-05 — нивелир высокоточный с уровнем при трубе, с оптическим микрометром для определения превышений, со средней квадратической погрешностью не более 0,5 мм на 1 км двойного хода. Такие нивелиры применяются для нивелирования ходов I и II классов. При наличии компенсатора для приведения визирной оси в горизонтальное положение в шифр нивелира добавляется буква «К», например Н-05К — нивелир, также применяемый при нивелировании ходов I и II классов.

Рассмотрим высокоточные нивелиры, рекомендуемые Инструкцией [21] для нивелирования I и II классов, имеющие следующие марки: Н1, Н2 и нивелиры ГДР Ni-004 и Ni-007. Ознакомимся с принципами устройства нивелиров с самоустанавливающейся линией визирования.

Высокоточный нивелир Н1 (рис. 12, а, б) предназначен для непосредственного измерения превышений точек земной поверхности геометрическим нивелированием I и II классов. Нивелир Н1 состоит из трех основных частей: подставки, колонки и зрительной трубы. Оптическая схема нивелира состоит из оптической системы зрительной трубы и призменного блока цилиндрического уровня. Зрительная труба и цилиндрический уровень с призменным блоком заключены в термоизолирующий кожух, который замедляет изменение температуры внутри нивелира, что заметно уменьшает влияние температуры воздуха на точность измерений. Нивелир Н1 работает при температуре окружающей среды от -25 до $+50^{\circ}\text{C}$. На рис. 12, а, б изображен нивелир Н1: а — вид справа от окуляра; б — вид слева от окуляра; 1 — один из трех подъемных винтов; 2 — закрепительное устройство; 3 — наводящее устройство; 4 — колонка, соединяющая зрительную трубу с подставкой; 5 — зрительная труба; 6, 8 — целик и визир для приближенного наведения трубы на рейку; 7 — общий термоизолирующий кожух; 9 — зеркало; 10 — элевационный винт; 11 — установочные уровни для приближенного приведения прибора в горизонтальное положение; 12 — фиксатор, при помощи которого скрепляется верхняя и нижняя части прибора; 13 — подставка нивелира; 14 — стяжная пружинящая пластинка, укрепленная на подъемных винтах, при помощи которой становой винт скрепляет нивелир со штативом; 15 — исправительные винты установочных уровней; 16 — головка, перемещающая фокусирующую линзу при визировании на предмет (рейку); 17 — кронштейн; 18 — окуляр зрительной трубы; 19 — лупа для рассматривания делений отсчетной шкалы; 20 — оптический микрометр — головка механизма наклона плоскопараллельной пластинки, при помощи которой измеряется

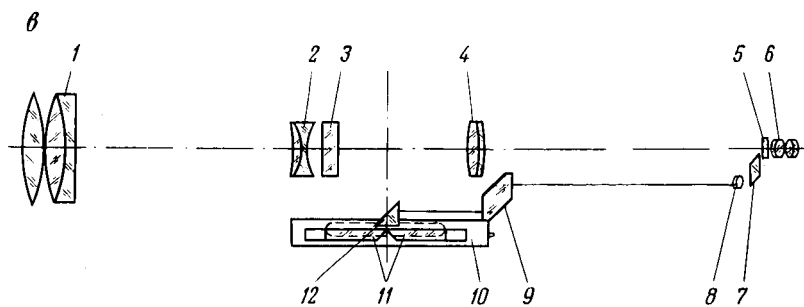
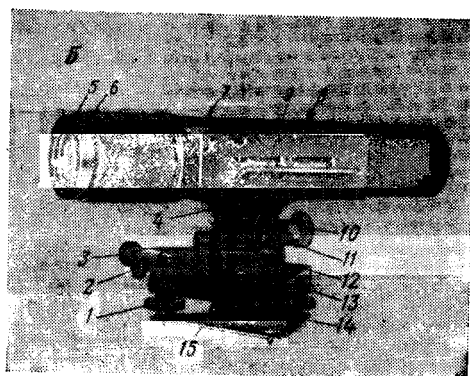
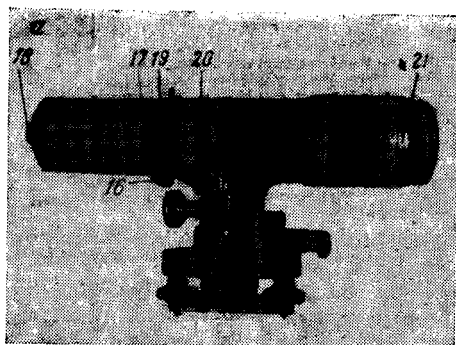


Рис. 12

величина перемещения визирного луча в вертикальной плоскости; 21 — объектив зрительной трубы.

Оптическая система зрительной трубы состоит в следующем: (рис. 12, в) пучок лучей, несущих изображение рейки, пройдя через сложный объектив, состоящий из двух компонентов положительного 1 и отрицательного 2, попадает на плоскопараллельную пластинку 3 и далее, пройдя через фокусирующую линзу 4, попадает на сетку нитей 5 и в окуляр 6. При наклоне плоскопараллельной пластинки падающие на нее лучи смещаются в плоскости, перпендикулярные к ходу лучей, поэтому поворотом плоскопараллельной пластинки можно совместить изображение штрихов рейки с биссектором сетки нитей.

† *Оптическая схема призменного блока цилиндрического уровня* состоит в следующем: пучок лучей, несущих изображение концов пузырька ампулы уровня 10, отражается от призмы 11 и, пройдя через призмы 12 и 9, попадает в объектив микроскопа 8 и далее через призму 7 в поле зрения трубы.

Таким образом, в поле зрения трубы нивелира одновременно видны деления наблюдаемой рейки и концы пузырька контактного цилиндрического уровня, что обеспечивает удобство наблюдения и повышает точность работы нивелира.

Отсчетное приспособление оптического микрометра состоит из плоскопараллельной пластинки 3 (см. рис. 12, в), механизма крепления и наклона этой пластинки, находящегося внутри зрительной трубы нивелира, и отсчетной шкалы оптического микрометра 20 (см. рис. 12, б), расположенной снаружи и сбоку визирной трубы. На шкале микрометра нанесено 100 делений. Отсчет по шкале производят через лупу с 4-кратным увеличением 19. При отсчете, равном 50, плоскопараллельная пластинка расположена перпендикулярно к визирному лучу и не меняет его направления. При повороте головки оптического микрометра 20 на одно деление плоскопараллельная пластинка наклоняется и визирный луч смещается параллельно самому себе на 0,05 мм. Следовательно, цена деления отсчетной шкалы микрометра — 0,05 мм.

На рис. 13, а показаны: 1 — нивелирная рейка; 2 — плоскопараллельная пластинка; 3 — объектив; 4 — горизонтальный визирный луч при отсчете 50; 5 — окуляр.

Для получения полного отсчета a по рейке нужно к номеру ближайшего штриха рейки n прибавить длину отрезка x от ближайшего штриха до проекции горизонтального луча нивелира, т. е. $a = n + x$. При способе «совмещения» отрезок x не оценивается на глаз, а измеряется при помощи оптического микрометра. Поворачивая головку оптического микрометра, наклоняем плоскопараллельную пластинку, пока не совместится биссектор угла сетки нитей с изображением ближайшего полусантиметрового штриха рейки. Величину смещения x определяют в делениях, нанесенных на шкале микрометра и выражают в линейной мере

в соответствии с ценой его деления. Например, полный отсчет по основной шкале состоит из отсчета по рейке (номер ближайшего штриха) 25,3 и отсчета по шкале микрометра 32, который приписывается к первому, т. е. 25,332 полудециметра. Чтобы

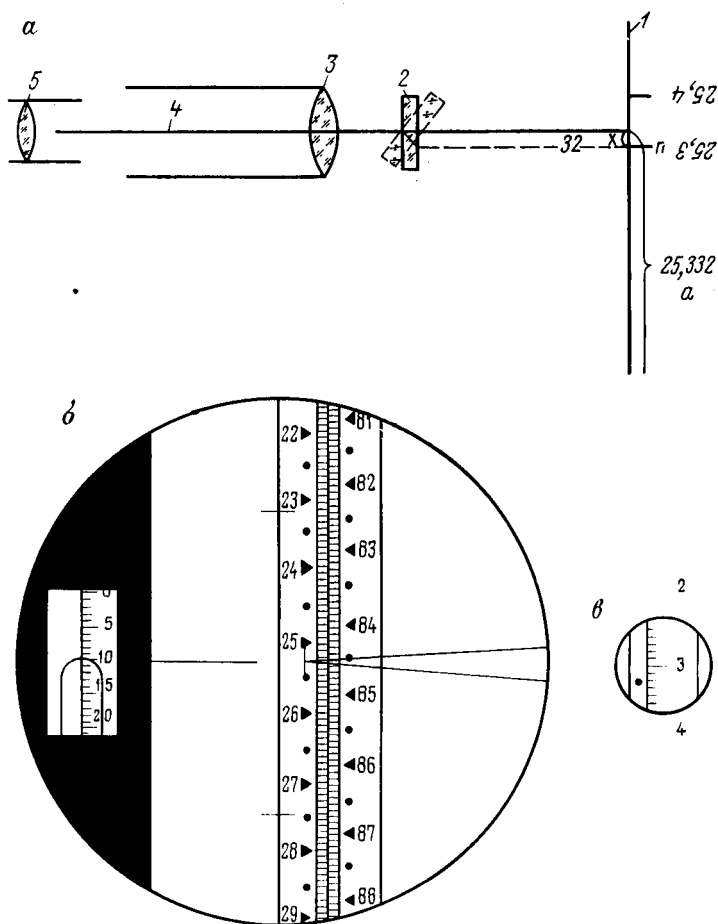


Рис. 13

получить этот отсчет в метрах, нужно умножить его на 0,05, т. е. получить 1,2666 м. Этот отсчет изображен на рис. 13, б, в.

Можно наводить биссектор на штрих рейки поворотами в обе стороны до ближайшего штриха. Для удобства счета делений шкалы вместо положительных и отрицательных смещений принята единая последовательная оцифровка делений от 0 до 100. Такие отсчеты соответствуют наклону плоскопараллельной пластинки от $+15^\circ$ до -15° . Когда плоскопараллельная пластинка

расположена перпендикулярно к визирному лучу, отсчет по шкале микрометра будет равен 50.

Проследим как складывается отсчет по рейке (рис. 14). Пусть несмещенный горизонтальный луч визирования нивелира, т. е. когда отсчет по шкале микрометра равен 50, совпал с номером деления рейки 17,5. Тогда отсчет по рейке будет равен 17,550. Но в действительности длина отрезка рейки от пятки до линии пересечения горизонтального луча с рейкой равна 17,500.

Допустим, что несмещенный горизонтальный луч визирования (отсчет по шкале микрометра равен 50) пересекает рейку на от-

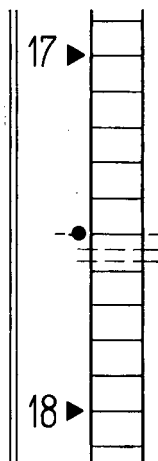


Рис. 14

счете 17,538. Для производства отсчета надо повернуть головку оптического микрометра по ходу часовой стрелки до совмещения биссектора с ближайшим делением рейки, т. е. с 17,5. На шкале микрометра стоял отсчет 50, да мы еще его повернем на величину 38 делений. Отсчет по микрометру будет равен 88, а полный отсчет (по рейке и шкале микрометра) 17,588.

И наконец, допустим, что несмещенный горизонтальный луч визирования пересекает рейку на отсчете 17,575. В этом случае ближайшим будет штрих рейки 17,6. Для производства отсчета и совмещения биссектора с этим ближайшим штрихом надо повернуть головку оптического микрометра уже против хода часовой стрелки на 25 делений. Отсчет по микрометру получится равным 25. Полный отсчет по рейке и микрометру будет равен 17,625.

Таким образом, отсчеты по рейке будут всегда завышены на 50 делений шкалы микрометра, т. е. на 2,5 мм. Но правильное значение превышения от этого не изменится, потому что оно вычисляется, как известно, по формуле $h = 3 - \Pi$.

Высокоточный нивелир Н2 предназначен для непосредственного измерения превышений точек земной поверхности геометрическим нивелированием II класса. Наряду с этим нивелир Н2 может быть использован при монтаже оборудования сложных машин и для наблюдения за осадками и деформациями различного рода инженерных сооружений.

Для обеспечения стабильного положения визирной оси и предохранения ответственных частей нивелира от неравномерного одностороннего нагрева зрительная труба, цилиндрический уровень и механизм оптического микрометра заключены в термоизолирующий кожух. На рис. 15, а, б изображен высокоточный нивелир Н2: а) вид слева от окуляра; б) вид справа от окуляра; 1 — окуляр; 2 — пробка (крышка), закрывающая доступ к исправительным винтам цилиндрического уровня; 3 — цилиндрический уровень; 4 — зеркало для подсветки цилиндрического

уровня; 5 — подставка; 6 — один из трех подъемных винтов; 7 — пружинящая пластинка; 8 — вкладыш, посредством которого соединяется верхняя и нижняя части нивелира; 9 — юстировоч-

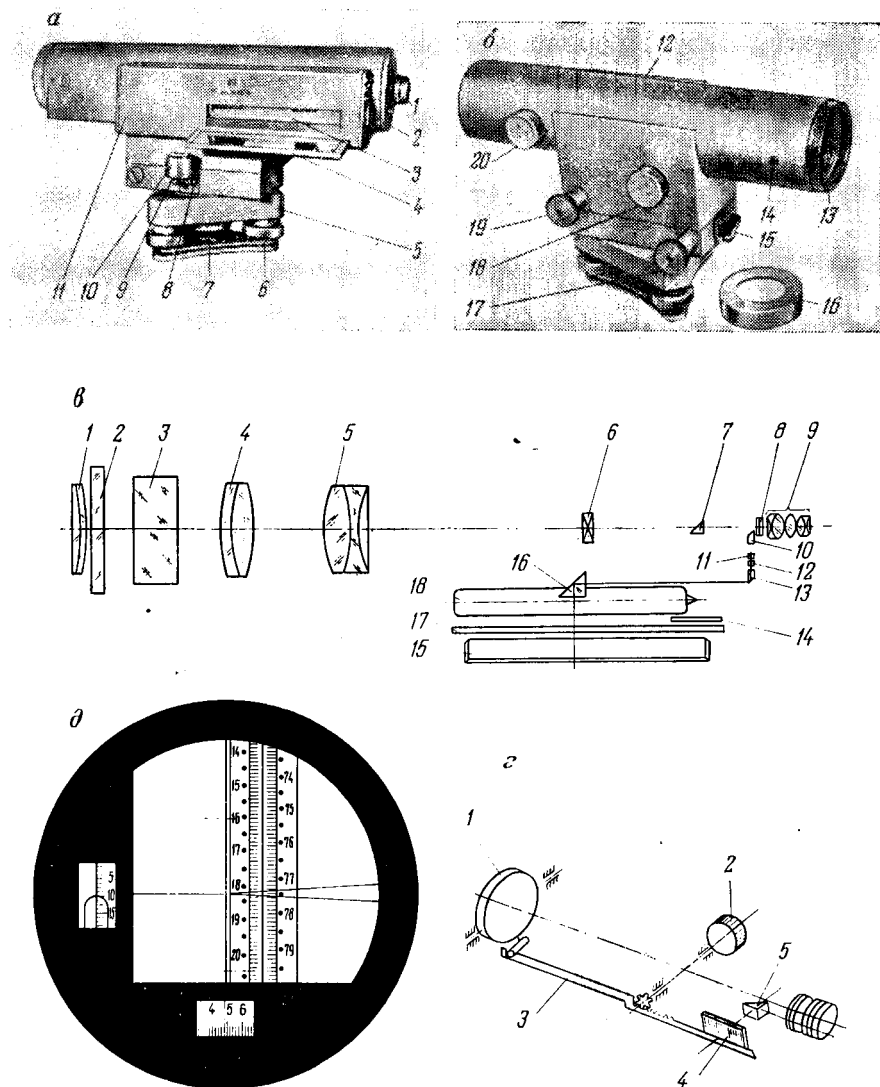


Рис. 15

ные винты круглого уровня; 10 — круглый уровень; 11 — коробка цилиндрического уровня; 12 — визир; 13 — объектив; 14 — винт оправы оптического клина; 15 — закрепительное устройство; 16 — насадочная линза на объектив, используемая при

наблюдении рейки на расстоянии 1—2 м; 17 — наводящее устройство; 18 — головка механизма наклона плоскопараллельной пластинки; 19 — элевационный винт; 20 — головка, перемещающая фокусирующую линзу.

Оптическая система зрительной трубы и цилиндрического уровня (рис. 15, в). Объектив трубы состоит из двух попарно склеенных блоков 4, 5 и одной отрицательной фокусирующей линзы 6. Изображение концов пузырька уровня 18 передается в поле зрения трубы с помощью линз 16, 13, 12, 11 и 10. Оптический клин 2 служит для исправления угла наклона между визирной осью трубы и осью уровня. И далее, плоскопараллельная пластинка 3; насадочная линза на объектив, при помощи которой можно значительно уменьшить расстояние наименьшего визирования, — 1; шкала оптического микрометра — 14; призма, передающая изображение шкалы оптического микрометра в окуляр, — 7; сетка нитей — 8; окуляр — 9; зеркало — 15; защитное стекло цилиндрического уровня — 17.

Отсчетная система (рис. 15, г). Оптический микрометр состоит из плоскопараллельной пластинки — 1, головки механизма наклона плоскопараллельной пластинки — 2, тяги — 3, отсчетной шкалы — 4 и призмы, передающей изображение шкалы в поле зрения трубы, — 5.

В поле зрения трубы нивелира видно (рис. 15, д) изображение наблюдаемой рейки, изображение концов пузырька уровня, дальномерные штрихи, биссектор и два окна — нижнее и боковое. В нижнее окно передается изображение отсчетной шкалы оптического микрометра, в боковое — изображение концов пузырька уровня. Юстировка положения визирной линии (в пределах $\pm 40''$) производится специальным оптическим клином — 2, который расположен между насадочной линзой 1 и плоскопараллельной пластинкой 3 (см. рис. 15, в). Юстировка положения цилиндрического уровня производится специальными винтами, расположенными в гнезде, доступ к которым закрыт крышкой 2 (см. рис. 15, а).

Нивелирование I и II классов выполнялось у нас в стране в течение многих лет высокоточными нивелирами с плоскопараллельными пластинками НА-1 и НБ. С 1962 г. последняя лучшая модель нивелира НБ-4 изготовлялась под шифром Н1.

Установлено, что для более совершенного устройства оптической системы высокоточного нивелира следует плоскопараллельную пластинку помещать не в средней части зрительной трубы между объективом и окуляром, а перед объективом, как это сделано у нивелира Н2.

Нивелир Ni-004. Высокоточный термостатированный нивелир Народного предприятия ГДР фирмы «Цейсс» относится к типу нивелиров Н-05, предназначен для нивелирования I и II классов. Цилиндрический компенсационный уровень с контактной установкой пузырька глубоко скрыт в корпусе прибора. Изображение концов пузырька уровня передается системой линз в нижнюю часть

поля зрения трубы, а также может рассматриваться при помощи лупы, прикрепленной к переключателю изображения уровня. Зрительная труба, механизм элевационного винта, цилиндрический уровень с призмной системой и плоскопараллельная пластинка с наклоняющим ее механизмом заключены в общий термоизолирующий кожух. Плоскопараллельная пластинка оптического

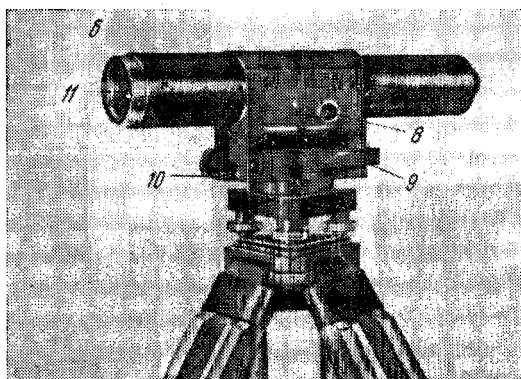
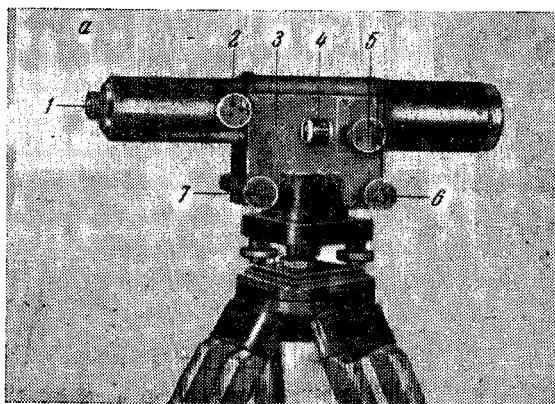


Рис. 16

микрометра и защитное стекло, предохраняющее пластинку от внешних повреждений и загрязнения, помещены перед объективом трубы.

На рис. 16, а, б показан нивелир Ni-004: а — вид справа от окуляра; б — вид слева от окуляра; 1 — окуляр; 2 — головка фокусирующего устройства; 3 — общий термоизолирующий кожух; 4 — лупа для отсчитывания по шкале микрометра; 5 —

Таблица 3

Основные характеристики	Н1	Н2	Ni-004
Длина зрительной трубы, мм	430	400	430
Увеличение зрительной трубы, крат	44	40	44
Поле зрения трубы по вертикали	50'	55'	50'
Наименьшее расстояние визирования, м	4,2	2,0 с насадкой 1,0	6,0
Цена деления цилиндрического уровня на 2 мм	10"	10"	10"
Цена деления установочного уровня на 2 мм	2'	5'	2'
Число делений оптического микрометра	105	105	105
Цена деления оптического микрометра, мм	0,05	0,05	0,05
Масса нивелира, кг	6,9	6,0	6,2

оптический микрометр; 6 — наводящее устройство; 7 — элевационный винт; 8 — лупа, прикрепленная к переключателю, для рассматривания изображения уровня; 9 — установочные уровни; 10 — закрепительное устройство; 11 — объектив.

Оптические и конструктивные данные вышеописанных высокоточных нивелиров приведены в табл. 3.

Нивелиры с самоустанавливающейся линией визирования

Современная задача усовершенствования процесса геометрического нивелирования заключается в автоматическом приведении линии визирования в горизонтальное положение. В этом случае устраняется трудоемкий процесс точной установки уровня, отпадает необходимость корректировать положение пузырька уровня во время отсчета, устраняется необходимость иметь элевационный винт в нивелире, упрощается работа и несколько снижается требование к твердости грунта, по которому проходит нивелирная линия. Все это способствует повышению производительности труда, не снижая его качества.

Впервые теорию стабилизации визирного луча выдвинул в 1937 г. советский ученый профессор В.Н. Чуриловский. В 1945 г. был создан и внедрен в производство нивелир с уровнем компенсатором, разработанный сотрудником ЦНИИГАиК Г. Ю. Стодолкевичем. С 1950 г. началась разработка нивелиров с самоустанавливающейся линией визирования и за рубежом. В настоящее время выпускается много подобных нивелиров разнообразной конструкции, пригодных как для технического, так и для высокоточного нивелирования.

Нивелиры с самоустанавливающейся линией визирования имеют особое устройство, называемое компенсатором. Основное назначение компенсатора — автоматически устанавливать линию визирования в горизонтальное положение. Рассмотрим принцип действия компенсатора (рис. 17). Пусть O — оптический центр объектива. При наклоне зрительной трубы нивелира на малый угол E перекрестие сетки нитей Z_0 смещается с горизонтальной линии визирования H_0OH на величину $h \doteq Z_0Z = f \operatorname{tg} E \approx fE$,

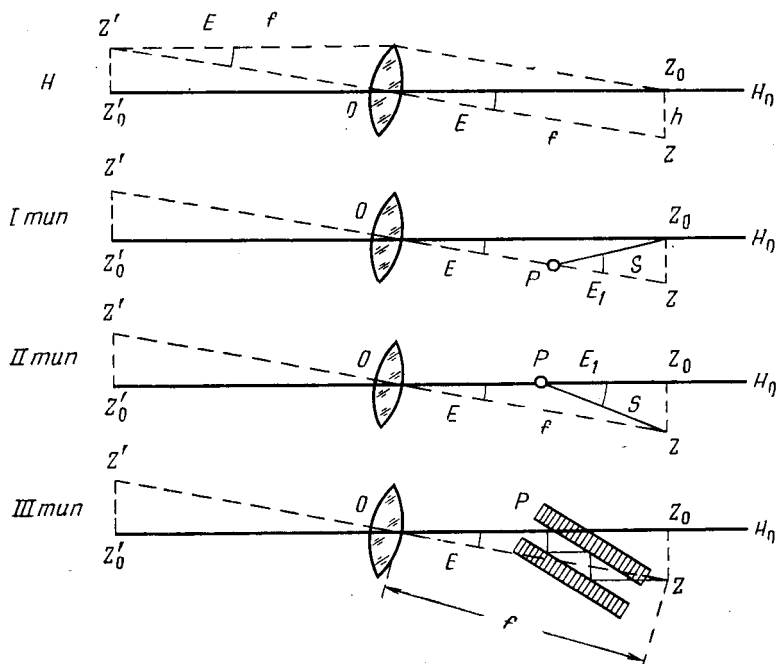


Рис. 17

где f — фокусное расстояние объектива, и отсчет по рейке получается неверный. Для получения правильного отсчета, соответствующего положению горизонтального луча H_0OH , необходимо переместить перекрестие сетки нитей из Z в Z_0 на величину h , либо изменить направление визирного луча в некоторой точке P на угол E так, чтобы он прошел через горизонтальную нить сетки, либо сместить визирный луч параллельно самому себе на определенную величину. При небольших углах наклона нивелира компенсатор приводит линию визирования в горизонтальное положение и восстанавливает, таким образом, правильный отсчет по рейке.

Все компенсаторы можно разделить на три типа:

I — компенсаторы с подвижной сеткой;

II — компенсаторы с поворотом визирного луча;

III — компенсаторы с параллельным переносом визирного луча.

Компенсаторы бывают: оптические, механические и оптико-механические. Всякий компенсатор представляет собой механический или гидромеханический маятник. В большинстве случаев применяются маятниковые системы, в которых оптическая деталь: призма, зеркало, линза подвешиваются на тонких металлических нитях, эластичной пружине или пластинке.

Компенсаторы первого и второго типов рассчитываются по формуле $fE = SE_1$, где S — расстояние от точки поворота луча P до сетки нитей Z_0 . Откуда $\frac{f}{S} = \frac{E_1}{E} = K$, отношение $\frac{E_1}{E} = K$ называется угловым увеличением компенсатора или коэффициентом компенсации.

Компенсатор третьего типа, смещающий луч параллельно самому себе, рассчитывают по формуле $fE = KSE$ или $f = KS$, где S — длина рычага, а K — коэффициент, зависящий от числа отражений визирного луча.

Принципиальная схема устройства компенсатора первого типа заключается в том, что поворотом рычага S на угол E вокруг точки P перемещают сетку нитей из Z в Z_0 . Так устроен компенсатор в нивелирах фирм «Эртеля», «Аскания» или уровенные компенсаторы, применяемые в нивелирах Г. Ю. Стодолкевича и Н. Гекмана.

К компенсаторам второго типа относятся линзовый компенсатор А. В. Мещерякова, компенсатор с оптическим клином фирмы «Оптон» или с жидкостным клином, или с эластичным стержнем фирмы «Эртеля» и др.

К компенсаторам третьего типа с параллельным переносом визирного луча относится высокоточный нивелир Ni-007 Народного предприятия «Карл Цейсс» (ГДР), предназначенный для нивелирования II и III классов. Первые экземпляры этого нивелира имели индекс Koni-007.

Рассмотрим устройство нивелира Ni-007 (рис. 18 а, б). Высокоточный нивелир Ni-007 с самоустанавливающейся линией визирования имеет перископическую зрительную трубу и оптический микрометр, обеспечивающий среднюю квадратическую случайную погрешность нивелирования на 1 км двойного нивелирного хода 0,5—0,8 мм. На рис. 18, а, б показан внешний вид нивелира Ni-007: 1 — окуляр визирной трубы; 2 — окуляр микроскопа; 3 — коробка отсчетного приспособления, уровня и визира; 4 — закрепительное устройство; 5 — наводящее устройство; 6 — головка фокусирующего устройства; 7 — объектив; 8 — крышка, закрывающая исправительные винты сетки нитей.

На рис. 18, в показана в крупном плане коробка отсчетного приспособления с уровнем и визиром; 1 — оптический визир; 2 — лупа для отсчетов по шкале микрометра; 3 — головка оптиче-

ского микрометра; 4 — закрепительное устройство; 5 — призма; 6 — круглый уровень.

На рис. 18, г показана оптическая схема зрительной трубы нивелира, находящаяся внутри вертикального корпуса; 1 — за-

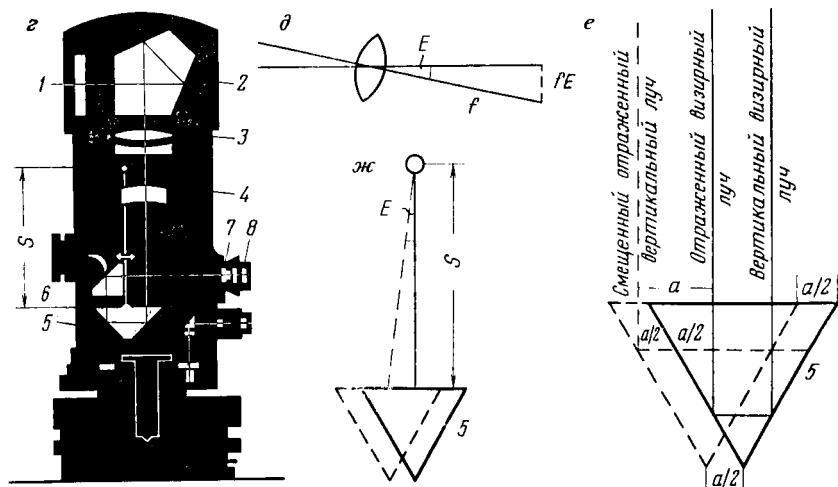
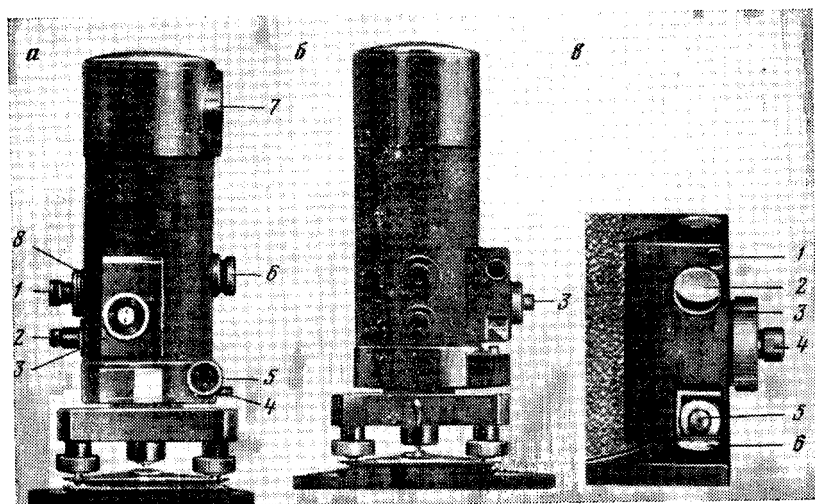


Рис. 18

щитное стекло; 2 — пентапризма, являющаяся отсчетным оптическим микрометром; 3, 4 — система линз объектива; 5, 6 — прямоугольные призмы, передающие изображение наблюдаемой рейки

в окуляр; 5 — прямоугольная призма, свободно подвешенная на пластинке, является чувствительным элементом для компенсации угла наклона прибора; 7, 8 — сложный окуляр.

При наклоне нивелира на угол E (рис. 18, δ) сетка нитей сместится с горизонта на величину $a = fE$ и отсчет будет неверным. Чтобы восстановить правильный отсчет, нужно наклонить визирный луч на величину a .

В качестве компенсатора наклона в нивелире Ni-007 применена прямоугольная, равнобедренная призма 5 с гипотенузой, входной и выходной гранью подвешенная на маятнике S . При параллельном смещении призмы 5 в направлении гипотенузы, как это видно на рис. 18, δ , выходной визирный луч смещается на величину, в два раза большую смещения призмы. Следовательно, если длину маятника принять равной $S = \frac{1}{2}f$, то при наклоне нивелира на угол E выходной луч, а следовательно и изображение предмета, сместится на величину $a = fE = 2SE$.

Если это условие будет выполнено, то пучок лучей, несущий изображение рейки, проходя через защитное стекло 1 (см. рис. 18, δ), пентапризму 2, систему объектива 3, 4 и призмы 5, 6, будет всегда попадать на перекрестие сетки нитей в окуляре 7—8, а отсчет по рейке будет свободен от погрешности за наклон нивелира.

Ввиду того, что увеличение зрительной трубы нивелира Ni-007 31,5 $\times$, предельная длина плеч при работе с этим нивелиром не должна быть более 50 м.

§ 14. ПОВЕРКИ И ИСПЫТАНИЯ ВЫСОКОТОЧНЫХ НИВЕЛИРОВ ТИПА Н-05

Поверки нивелира выполняют для того, чтобы выяснить, соблюдены ли в приборе геометрические и оптико-механические условия, предусмотренные конструкцией прибора. Отступления от указанных условий более чем на величину технического допуска необходимо устранить путем юстировки прибора. В противном случае работать с нивелиром нельзя.

Испытание нивелира производят для того, чтобы выявить его постоянные величины, качество работы отдельных частей и узлов и определить, таким образом, пригодность нивелира для выполнения работ нужной точности.

При получении нивелира должен быть произведен детальный осмотр прибора и его принадлежности для того, чтобы убедиться в наличии всех частей и их исправности, в достаточной смазке трущихся частей прибора и их креплении, в чистоте оптической системы, в возможности отчетливой видимости сетки нитей, концов пузырька уровня, его шкалы и линии раздела изображения концов пузырька уровня. Необходимо проверить наличие и действие закрепительного и наводящего устройств, винтов элева-

ционного и подъемных, работу отсчетного механизма — оптического микрометра и перемещения при этом изображения рейки в трубе, плавности вращения головки, перемещающей фокусирующую линзу.

Полные лабораторные поверки и испытания нивелиров типа Н-05 выполняют при получении их с завода, где они должны были пройти приемо-сдаточные испытания на соответствие требованиям стандарта ГОСТ 10528—76.

Полные лабораторные поверки и испытания приборов производят также после капитального ремонта.

При поверках выявляют выполнение следующих условий.

1. Подъемные винты нивелира должны легко и плавно вращаться при плотно завинченном станом винте.

2. Труба нивелира должна плавно вращаться вокруг вертикальной оси прибора.

3. Оси установочных уровней должны быть перпендикулярны к оси вращения нивелира.

4. Вертикальная нить сетки нитей должна совпадать с изображением нити отвеса и быть параллельной оси вращения нивелира.

Выполнение этих проверок и соответствующие юстировки подробно рассмотрены в Инструкции [21], Практикуме [5] и Руководстве [1].

Поверка и исправление установки цилиндрического уровня

Проекция визирной оси трубы и оси цилиндрического уровня на горизонтальную и отвесную плоскости должны быть параллельны, т. е. отвесные плоскости, проходящие через оси цилиндрического уровня и визирную ось трубы, должны быть параллельны между собой; угол i , составленный проекциями визирной оси трубы и оси уровня на вертикальную плоскость, должен быть меньше $20''$, обычно добиваются, чтобы он был менее $10''$.

Выполнение первого условия проверяют следующим образом.

В 50 м от рейки устанавливают нивелир так, чтобы визирная линия и один из подъемных винтов находились в одной вертикальной плоскости, направленной на рейку, два других подъемных винта в этом случае расположатся симметрично по обеим сторонам линии визирования. Вертикальную ось нивелира приводят в отвесное положение подъемными винтами по установочным уровням. Визируют на рейку; при этом элевационным винтом совмещают концы пузырька уровня и отсчитывают по рейке (отсчет B).

После этого поворачивают левый подъемный винт на 2—3 оборота, наклоняя прибор влево, и приведя пузырек уровня в нуль-пункт при помощи элевационного винта, делают отсчет по рейке B_1 . Затем при помощи этого же винта приводят прибор в первоначальное положение и, совместив концы пузырька уровня,

отсчитывают по рейке для проверки неизменности отсчета B . После этого поворачивают правый подъемный винт на 2—3 оборота, наклоняя нивелир вправо и, приведя пузырек уровня в нуль-пункт, отсчитывают по рейке $B_{\text{п}}$. Заканчивают прием приведением нивелира в первоначальное положение при помощи этого же винта и элевационного винта и производят отсчет по рейке B .

Если отсчет по рейке B отличается от полусуммы отсчетов $\frac{B_{\text{л}} + B_{\text{п}}}{2}$ не более чем на 30 делений шкалы оптического микрометра, то можно считать, что все действия выполнены правильно. В противном случае прием нужно повторить. Если разность от-

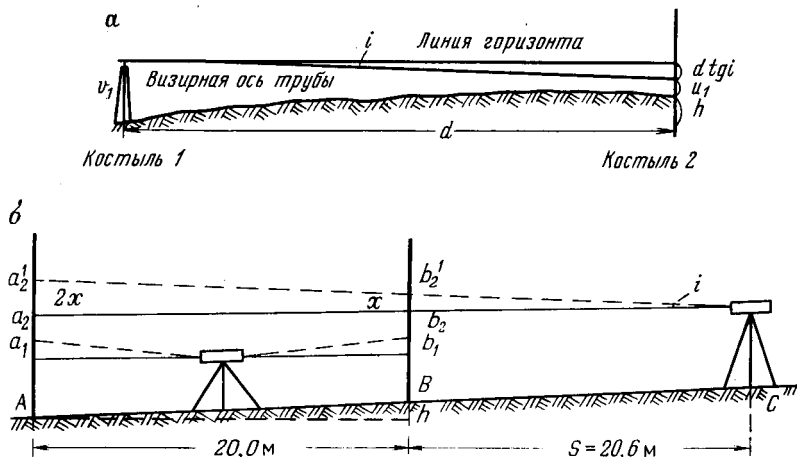


Рис. 19

счетов $B_{\text{п}} - B_{\text{л}}$ более 50 делений шкалы, то нивелир нужно юстировать при помощи боковых юстировочных винтов цилиндрического уровня. Если разность $B_{\text{п}} - B_{\text{л}}$ положительна, то нужно перемещать конец уровня ближе к визирной оси, если отрицательна, — то дальше от визирной оси.

Проверка второго условия заключается в определении величины угла i . Эта проверка выполняется двойным нивелированием и состоит в следующем. На ровной местности на расстоянии 50 м один от другого забивают в землю два колышка. Нивелир устанавливают возле рейки, стоящей на первом колышке. Нивелир направляют возле рейки, стоящей на втором колышке, направленной на рейку, стоящую на колышке 2, окулярный конец трубы находился в 1—2 см от инварной полосы рейки, стоящей вертикально на колышке 1. Высоту инструмента определяют по рейке, стоящей рядом на колышке 1, с погрешностью не более 1 мм (см. Руководство [1]). Затем, убрав эту рейку, визируют на рейку, установленную на колышке 2. Раньше, чем произвести отсчет по рейке, нужно установить оптический микрометр на отсчет 50, тогда визирный луч

не будет смещен плоскопараллельной пластинкой с визирной осью трубы. Отсчет по рейке нужно производить, не пользуясь оптическим микрометром, а оценивая десятые доли деления рейки на глаз, как это делается при отсчетах по шашечным рейкам.

Визируя на рейку, отсчитывают дважды при точно совмещенных концах пузырька контактного уровня по основной шкале. На этом заканчивается одностороннее нивелирование прибором, стоящим у костыля 1. Затем переносят нивелир к костылю 2 и повторяют описанный процесс измерений обратного превышения линий 2—1. Один полный прием состоит из двух нивелировок в прямом и обратном направлениях. Всего делают три приема. Расхождения между полученными значениями угла i не должны превышать $4''$.

Выведем формулу для определения величины угла наклона i . На рис. 19, а показана математическая зависимость между превышением h костыля 2 над костылем 1, высотой инструмента v_1 , установленного над костылем 1, отсчетом по рейке u_1 , поставленной над костылем 2, и поправкой $d \operatorname{tg} i$ за наклон визирной линии к горизонту

$$h = v_1 - u_1 - d \operatorname{tg} i.$$

Обратное превышение костыля 2 над костылем 1 будет выражено аналогичной формулой, но с обратным знаком

$$h = -(v_2 - u_2 - d \operatorname{tg} i).$$

Следовательно,

$$v_1 - u_1 - d \operatorname{tg} i = -v_2 + u_2 + d \operatorname{tg} i,$$

откуда

$$2d \operatorname{tg} i = (v_1 + v_2) - (u_1 + u_2),$$

$$\operatorname{tg} i = \frac{(v_1 + v_2) - (u_1 + u_2)}{2d}.$$

Угол i — величина малая, поэтому можно принять

$$\operatorname{tg} i \approx \sin i \approx \frac{i}{\rho''}.$$

Тогда окончательно

$$i'' = \frac{[(v_1 + v_2) - (u_1 + u_2)]}{2d} \rho''.$$

Если угол i окажется больше $20''$, то следует исправить положение уровня в вертикальной плоскости. Для этого надо трубу нивелира установить при помощи элевационного винта на отсчет по рейке, равный $u_2 + \frac{di}{\rho''}$ и соответствующий горизонтальному положению трубы. При этом пузырек уровня наклонится в сторону на величину дуги, соответствующей углу i , тогда, отвинтив пробку, исправляют положение уровня при помощи вертикальных

исправительных винтов. Затем одним приемом делают контрольное определение угла i и вновь исправляют уровень, как описано выше. Окончательное исправление уровня достигается двумя-тремя последовательными приближениями. Приведем пример вычисления и исправления угла i (табл. 4).

Т а б л и ц а 4

Определение угла i

Дата: 28.VIII. 1974 г. Нивелир НА-1, № 09315. Облачно, тихо; 6 ч 0 мин, температура воздуха $+14,5^\circ$, $d = 50$ м
Наблюдатель Берест Б. В.

№ приема	№ кос- тылей	Высота нивелира	Отсчеты по рейке u		u в мм	$(v_1 + v_2) - (u_1 + u_2)$ в мм	Вычисление i''
			штрих	нить			
1	1	2856 1428	32,1	3	1606,5	2849,0	$i'' =$ $\frac{+ 23,5 \cdot 206\ 265''}{100\ 000} =$ $= + 48,4''$
	2	2842 1421	24,3	8	1219,0	$\frac{- 2825,5}{+ 23,5}$	
2	2	2833 1416,4	32,1	1	1605,5	2845,0	$i'' =$ $\frac{+ 23,0 \cdot 206\ 265''}{100\ 000} =$ $= + 47,4''$
	1	2857 1428,5	24,3	3	1216,5	$\frac{- 2822,0}{+ 23,0}$	
3	1	2802 1401	34,1	3	1706,5	2837,5	$i'' =$ $\frac{+ 24,0 \cdot 206\ 265''}{100\ 000} =$ $= + 49,4''$
	2	2873 1436,5	22,1	4	1107,0	$\frac{- 2813,5}{+ 24,0}$	

$$i''_{\text{ср}} = \frac{48,4'' + 47,4'' + 49,4''}{3} = + 48,4''.$$

Вычисление угла i может быть заметно упрощено, если $d = 50$ м *, поскольку $\rho'' \approx 200\ 000$, т. е. $\rho'' = 2 \cdot 10^5$, а $2d$, выраженное в полумиллиметрах $2 \cdot 50 \cdot 2 \cdot 10^3 = 2 \cdot 10^5$, то

$$i = \frac{[(v_1 + v_2) - (u_1 + u_2)] \cdot 2 \cdot 10^5}{2 \cdot 10^5}, \text{ т. е. } i = [(v_1 + v_2) - (u_1 + u_2)].$$

Следовательно, не нужно переводить отсчеты в миллиметры, умножать и делить величины, а значение угла i можно получить как разность сумм высот инструмента v_1 и v_2 и отсчетов по рейке

* Г. С. Дьяков. Об определении угла i . — Геодезия и картография 1975, № 9, с. 76.

u_1 и u_2 , например (см. табл. 4) $i = (2856 + 2842) - (3213 + 2438) = 47''$. Значение угла i получено с достаточной степенью точности.

Определение угла i закончено третьим приемом, когда нивелир стоял на костыле 2. Для исправления угла i визируют на рейку, стоящую на костыле 1, и, действуя элевационным винтом, наводят биссектор нитей на отсчет, определяемый по формуле

$$u = 1107,0 + \frac{50\,000 \cdot 48''}{206\,265''} = 1107,0 + 11,6 = 1118,6 \text{ мм} \approx 2237,2 \text{ полумиллиметра.}$$

Совмещают изображения концов пузырька уровня исправительными вертикальными винтами уровня.

Известны и другие способы определения угла i . ЦНИИГАиК рекомендует определять угол i без измерения высот нивелира при незначительном изменении фокусировки трубы и малых расстояниях от инструмента до реек (способ Куккамьяки) * (рис. 19, б). Линию местности AC длиной 40,6 м разбивают на два отрезка 20,0 и 20,6 м. На концах первого отрезка A и B забивают костыли. Установив нивелир точно в середине первого отрезка, определяют превышение между точками A и B , свободное от влияния угла i $h = (a_1 - b_1)$. Затем переносят нивелир в точку C , расположенную на расстоянии 20,6 м от точки B . Отсчитывая по рейкам, находящимся в тех же точках A и B , получают новое значение превышений $h' = a_2' - b_2'$, которое отличается от действительного его значения на величину $x = h' - h$, где x является результатом влияния угла i непараллельности визирной оси уровня. Отсчеты a_2 и b_2 по рейкам A и B , свободные от влияния угла, можно определить по следующим формулам: $a_2 = a_2' - 2x$; $b_2 = b_2' - x$. Разница в длинах отрезков базиса 0,6 м не окажет заметного влияния на вычисление угла i . Из рис. 19, б видно, что $x = \frac{S_{MM} i''}{\rho''}$,

$$\text{откуда } i'' = \frac{\rho'' \cdot x_{MM}}{S_{MM}}.$$

$$\text{Подставив численные значения этих величин, получим } i'' = \frac{206\,265'' \cdot x_{MM}}{20\,600 \text{ мм}} = 10x.$$

Определение угла i этим способом выполняют также тремя приемами, допуская расхождение между полученными значениями угла i не более $4''$. Исправление угла i выполняют у нивелиров Н1, НА-1 и др. при помощи элевационного винта. Устанавливают горизонтальный штрих сетки нитей на отсчет по рейке A , равный $a_2' = a_2' - 2x$, или на отсчет по рейке B , равный $b_2 = b_2' - x$. Затем, действуя исправительными винтами уровня, совмещают изображение противоположных концов пузырька уровня.

* А. В. Рытов. О способах определения угла i нивелира. — Геодезия и картография. 1972, № 4, с. 33.

на экзаменаторе и записанные в паспорт нивелира и при помощи рейки, не должны превышать 0,2—0,3".

Испытание состоит из четырех приемов, а каждый прием — из двух полуприемов.

Цену полуделения уровня вычисляют по формуле, аналогично выведенной, но один раз сразу по результатам всех четырех приемов

$$\frac{\tau''}{2} = \frac{\sum dl_1 \rho''}{\sum dl_2 S}.$$

Значение входящих в формулу величин объяснено ранее. Расстояние S выражают в полумиллиметрах. Это расстояние измеряют с погрешностью, не превышающей 0,05 м.

2. Определение средней квадратической погрешности совмещения изображений концов пузырька уровня по рейке

При геометрическом нивелировании точность определения превышения во многом зависит от точности взгляда на рейку, которая в свою очередь является следствием точности совмещения изображений концов пузырька уровня и точности наведения биссектора нитей на штрих рейки. Полагая, что последние два источника погрешности оказывают одинаковое влияние, согласно формуле погрешности функций измеренных величин теории погрешности измерений получим $m_{\text{взг}}^2 = m_{\text{сов}}^2 + m_{\text{нав}}^2$.

Погрешность совмещения концов пузырька уровня $m_{\text{сов}}$ получить непосредственно при помощи рейки невозможно. Ее среднее значение можно получить только косвенным путем. Для этого нужно сначала определить среднее значение погрешности взгляда $m_{\text{взг}}$ и погрешности наведения $m_{\text{нав}}$, а затем из многократных непосредственных наблюдений определить среднее значение погрешности совмещения $m_{\text{сов}} = \pm \sqrt{m_{\text{взг}}^2 + m_{\text{нав}}^2}$. Погрешности $m_{\text{взг}}$ и $m_{\text{нав}}$ определяют девятью приемами при расстоянии до рейки 50 м. Каждый прием включает десять отдельных определений. Каждые три приема выполняют при различных температурах, которые различаются на 5—7°.

Из всех приемов вычисляют среднюю погрешность совмещения и из делений микрометра перевычисляют ее в секунды. При хорошем качестве уровня значение $m_{\text{сов}}$ должно быть в пределах от ± 20 до $\pm 0,35''$.

3. Испытание работы механизма, наклоняющего плоскопараллельную пластинку и определение цены деления шкалы оптического микрометра

Это испытание проводится для выяснения, насколько правильно работает механизм, наклоняющий плоскопараллельную пластинку, каково среднее значение цены деления шкалы оптического

микрометра и насколько оно постоянно при изменении длины визирного луча и изменении температуры воздуха в пределах 8—10°.

Для выполнения этого испытания на ровной площадке на расстоянии 50 м от нивелира забивают костыль. На костыль устанавливают рейку. На рейке укрепляют заранее изготовленную специальную шкалу, имеющую 8—10 подписанных штрихов толщиной 1 мм, с расстоянием в 4 мм между осями смежных штрихов. Шкалу тщательно компарируют при помощи контрольной линейки до и после наблюдений.

У нивелира Н1 это испытание выполняют на трех различных расстояниях в 30, 50 и 70 м.

Цену деления шкалы оптического микрометра вычисляют в каждом приеме по формуле

$$\mu = \frac{i \text{ мм}}{i^{\partial}},$$

где μ — цена деления шкалы микрометра, i мм — интервал компарированной шкалы между двумя штрихами, выраженный в миллиметрах, i^{∂} — интервал той же шкалы между двумя смежными штрихами, выраженный в делениях оптического микрометра.

Цена деления шкалы оптического микрометра не должна изменяться в зависимости от расстояния или температуры воздуха более чем на 0,003 мм, в противном случае прибор направляют в мастерскую.

4. Определение коэффициента дальномера и асимметрии нитей

Расстояние от нивелира до реек определяют при помощи нитяного дальномера и контрольное значение превышения на станции получают как разность по дальномерным нитям, поэтому коэффициент дальномера должен быть известен с точностью порядка $100 \pm 1\%$, а асимметрия нитей при расстоянии до рейки в 50 м должна быть менее $\pm 1,4$ мм.

Коэффициент дальномера K , зависящий от положения сетки нитей в окуляре зрительной трубы нивелира, вычисляют по формуле $K = \frac{S-C}{dl}$, где S — расстояние между прибором и рейкой; dl — разность отсчетов по верхней и нижней дальномерным нитям; C — постоянная слагаемая величина, зависящая от конструкции визирной трубы обычно в паспорте прибора указывается постоянная его величина C . Например, у нивелира Н1 230 мм, у нивелиров Н2 постоянная величина C приравнена нулю.

Поверки нивелиров с компенсаторами типа Н-05К

1. Ежедневно перед началом работ производят проверку установочного круглого или установочных цилиндрических уровней. Отклонение пузырька уровня от нуля при повороте на 180° не должно быть больше 0,2—0,3 мм. Юстировку установочного круглого уровня рекомендуется выполнять при помощи накладного цилиндрического уровня с ценой деления шкалы ампулы не более 30".

2. Проверку правильности установки линии визирования выполняют следующим образом. Устанавливают нивелир точно на середину и в створе между двумя рейками, расстояние между которыми 50—60 м. Приведя нивелир в рабочее положение, производят отсчеты a_1 по задней рейке и b_1 по передней. Получают правильное значение превышения $h_1 = a_1 - b_1$. Затем устанавливают нивелир за передней рейкой на расстоянии 3—5 м от нее, в створе линии АВ, и производят отсчеты a_2 по дальней рейке и b_2 по ближней. Новое значение превышения $h_2 = a_2 - b_2$ не должно отличаться от его правильного значения h_1 более чем на 4 мм $h_1 - h_2 = x \leq 4$ мм. В противном случае производят юстировку нивелира следующим образом. При помощи исправительных винтов сетки нитей устанавливают отсчет по дальней рейке $a'_2 = b_2 + h_1$. Вывод этой формулы усматривается из следующего: $x = (a_1 - b_1) - (a_2 - b_2) = h_1 - (a_2 - b_2)$, откуда $a_2 = b_2 + h_1 - x$. Обозначим $a_2 + x = a'_2$, тогда $a'_2 = b_2 + h_1$.

Исправление линии визирования достигается перемещением сетки нитей с помощью исправительных винтов (см. рис. 18, а) на рассчитанный отсчет a'_2 . Проверку повторяют после каждого исправления.

3. Погрешность самоустановки линии визирования в горизонтальной плоскости, т. е. погрешность компенсации углов наклона для нивелиров типа Н-05К согласно ГОСТ 10528—76 не должна быть более 0,2".

Погрешность компенсации определяют при помощи круглого установочного уровня (см. рис. 18, в). Эту погрешность определяют перед началом работ при трех расстояниях между рейками 50, 100 и 140 м и через каждые 2—3 месяца во время работ при одном расстоянии между рейками 100 м.

Для проверки нивелир устанавливают точно на середине в створе между рейками. Отсчетами по рейкам (a и b) определяют превышение на станции при наклоне нивелира в продольном и боковом направлениях. Отсчеты по рейкам производят, когда пузырек уровня находится в нульпункте, касается переднего, заднего, правого и левого краев ампулы, как это сказано в Инструкции [21]. Всего на каждом расстоянии получают пять превышений. Это составляет один прием. Всего нужно выполнить на каждом расстоянии пять приемов. Между приемами изменяют высоту прибора.

Если среднее (из пяти приемов) превышение на станции, полученное при положении пузырька уровня в нульпункте, будет отличаться от средних значений превышений, полученных при касании пузырька уровня переднего, заднего, правого и левого краев ампулы (любого из четырех) более чем на 1 мм, то прибор не может быть использован при нивелировании II класса и должен быть передан для заводской юстировки.

До выезда на полевые работы все нивелиры должны пройти все вышеперечисленные испытания и поверки. Во время проведения полевых работ должны выполняться в указанные сроки следующие поверки и испытания.

1. Ежедневно перед началом наблюдений должны быть проверены и исправлены установочные уровни.

2. Проверяют и исправляют установку цилиндрического уровня в начале работ ежедневно, затем если в течение двух недель работы колебания угла i не превышают $6-8''$, то поверку угла i выполняют через каждые две недели; обязательно эту поверку выполняют перед началом и после окончания нивелирования через препятствие. Кроме того, обязательно испытывают правильность хода фокусирующей линзы нивелира. Эти поверки и юстировка необходимы потому, что разность плеч при нивелировании через препятствия, как правило, бывает очень большая.

3. Проверяют цену деления оптического микрометра один раз в два месяца.

§ 15. НИВЕЛИРНЫЕ РЕЙКИ И ИХ ИСПЫТАНИЯ

При нивелировании I и II классов применяют трехметровые штриховые односторонние рейки с инварной полоской типа РН-05, соответствующие ГОСТ 11158—76. Такая нивелирная рейка представляет собой деревянный брусок, в котором врезаны пазы для инварной полоски шириной 26 мм. Нижний ее конец прикреплен наглухо к деревянному корпусу, а верхний — к рейке при помощи специальной пружины и рычага с постоянным натяжением с силой около 20 кг.

На инварной полоске нанесены деления в виде двух одинаковых шкал длиной 3 м, смещенных одна относительно другой на 2,5 мм. Штрихи шириной $1 \pm 0,2$ мм, длиной $6 \pm 0,2$ мм оцифрованы через полудециметр. Расстояние между осями двух смежных штрихов равно $5 \pm 0,05$ мм. Нумерация штрихов шкал нанесена на деревянной части лицевой стороны рейки. Одна из шкал (правая) называется основной, имеет подписи полудециметров от 0 до 60; вторая шкала (левая) называется дополнительной и оцифрована от 60 до 119 (рис. 21).

Нулевой штрих основной шкалы совпадает с пяткой рейки, представляющей собой плоскую стальную пластинку, расположенную перпендикулярно к плоскости инварной полоски. С пяткой рейки совпадает штрих 5925 дополнительной шкалы.

К задней плоскости рейки прикреплены круглый уровень и две ручки для удержания рейки в вертикальном положении во время нивелирования.

Для привязки нивелирных ходов к стенным маркам используется подвесная деревянная рейка длиной 1,2 м, на которой нанесены те же шкалы такого же вида, как и на инварной рейке. Нулевой штрих основной шкалы подвесной рейки совмещен с центром круглого отверстия диаметром около 2 мм для штифта при привязке к стенным маркам.

Точность нивелирования зависит не только от качества нивелира, квалификации наблюдателя, но и в равной мере от качества нивелирных реек и точности нанесения делений на них.

Примеры выполнения поверок и испытаний нивелирных реек типа РН-05, ведения соответствующих записей и обработки материалов приведены в Инструкции [21], Руководстве [1] и Практикуме [5].

Испытания и поверки инварных нивелирных реек, предназначенных для нивелирования I и II классов, заключаются в следующем.

1. Вначале производят внешний осмотр нивелирных реек, инварных полос на них, состояние упаковочного ящика и наличие принадлежностей.

2. Проверяют степень натяжения инварных полос при помощи точного динамометра. Натяжение должно быть 20 ± 1 кг. Исправляют натяжение регулировочными гайками. Поверку выполняют перед компарированием.

3. Определяют величину прогиба рейки. Рейка должна быть прямой. Прогиб рейки, вычисляемый по формуле $a_2 = \frac{a_1 + a_3}{2}$, не должен превышать 3 мм, где a_1 , a_2 и a_3 — соответствующие расстояния от прямой туго натянутой нити между концами рейки до начала, середины и конца рейки. Эту поверку выполняют два раза в месяц во время проведения полевых работ. Исправляют рейку в перерывах во время работ, укладывая ее на упоры.

4. Поверку правильности нанесения дециметровых делений обеих шкал реек выполняют при помощи контрольной линейки только у новых реек. Погрешность нанесения дециметровых делений шкал реек для нивелирования I класса не должна превышать $\pm 0,10$ мм, для нивелирования II класса $\pm 0,20$ мм; при нивелировании в северных и северо-восточных районах допускаются погрешности соответственно $\pm 0,05$ и $\pm 0,10$ мм.

5. Точное определение длины метровых интервалов шкал реек выполняют на компараторе один раз в год для нивелирования

Пятка рейки

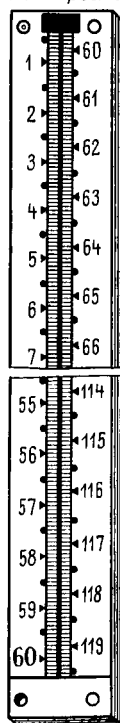


Рис. 21

I класса и один раз в два года для нивелирования II класса перед началом работ. На основе этих данных вычисляют среднюю длину метра пары реек, а затем и поправочный коэффициент, с учетом которого вычисляют поправку в измеренные превышения по каждой секции нивелирного хода. Разность между средней длиной пары реек комплекта не должна быть более 0,15 мм. Кроме того, погрешности метровых интервалов и всей шкалы не должны превышать для реек при нивелировании I класса $\pm 0,10$ мм, а для работы в горных районах $\pm 0,05$ мм, для реек при нивелировании II класса соответственно $\pm 0,20$ и $\pm 0,10$ мм.

В предприятиях ГУГК с 1975 г. установлены компараторы МК-1, которые позволяют эталонировать метровые интервалы инварных реек и контрольных линеек со средней квадратической погрешностью 0,01 мм. Устройство компаратора МК-1 рассмотрено в § 96.

6. Контрольное определение длины метровых интервалов шкал реек производят при помощи контрольной линейки перед началом и после окончания полевых работ и один раз в два месяца во время работы. В процессе контроля на каждом интервале разности отсчетов по правому и левому концам линейки не должны отличаться более чем на 0,1 мм. Сама контрольная линейка должна иметь уравнение, определяющее ее длину с точностью $\pm 0,01$ мм. Испытания проводятся с целью убедиться, что метровые интервалы реек не изменяют свою длину, а значит данные компарирования действительны.

7. Поверку перпендикулярности плоскости пятки рейки к оси рейки и совпадения плоскости пятки с нулем основной шкалы рейки производят для того, чтобы выяснить, представляет ли собой пятка рейки плоскость, перпендикулярна ли она к плоскости инварной полоски и совпадает ли плоскость пятки с нулем основной шкалы рейки? Если среднее значение разностей отсчетов при установке рейки на костьле центром пятки, левым, правым, передним и задним краями пятки меньше 0,1 мм, то можно пользоваться рейкой без подпятника.

8. Определение разностей высот нулей реек выполняют для выяснения, насколько в среднем различаются высоты нулей основных шкал двух нивелирных реек, входящих в один комплект (эта разность должна быть не более 0,10 мм) и какова средняя разность высот начальных штрихов основной и дополнительной шкал каждой рейки (она должна быть близка к номиналу — 59, 250)? Полученные результаты испытаний используются следующим образом:

1) если число станций по секции нивелирного хода нечетное, то в превышение на последней станции вводят поправку за разность высот нулей реек с тем знаком, какой она имела на последнем штативе;

2) средняя разность высот начальных штрихов основной и дополнительной шкал каждой рейки (величина близкая к 59, 250)

является одним из контролей правильности отсчетов по рейке на станции (см. столбец 10 в полевом журнале нивелирования II кл.);

3) при привязке к маркам с помощью подвесной рейки. В этом случае превышение по дополнительным шкалам должно быть исправлено суммой разностей высот нулей основной и подвесной реек (§ 18).

9. Правильность установки круглого уровня на рейке проверяют ежедневно перед началом работ при помощи отвеса, укрепленного на рейке, или при помощи вертикальной нити сетки нитей нивелира, установленного на расстоянии 50—65 м от рейки.

§ 16. СОСТАВЛЕНИЕ ПРОЕКТА, РЕКОГНОСЦИРОВКА И ЗАКРЕПЛЕНИЕ НИВЕЛИРНЫХ ЛИНИЙ

До составления проекта на производство работ по нивелированию I и II классов собирают и анализируют материалы геодезической и топографической изученности района работ, материалы о климате, физико-географических, экономических и транспортных условиях работ. Затем по карте масштабов 1 : 100 000 и 1 : 300 000 выполняют проектирование линий нивелирования I и II классов. Проект состоит из текстовой части, карты и сметы. Особенно подробно разрабатывают проекты связи проектируемых линий с существующими нивелирными ходами, а также нивелирование через широкие водные пространства. В дальнейшем проект нивелирования уточняется данными рекогносцировки.

Рекогносцировку линий нивелирования I и II классов проводят путем непосредственного тщательного осмотра местности с целью окончательного выбора наиболее выгодного варианта линий и узлов связи, мест для закладки и типы реперов и мест для нивелирования через водные препятствия. Одновременно рекогносцировщик собирает необходимые сведения, нужные для организации и проведения работ.

В рекогносцировке нивелирных линий I класса обязательно принимает участие геолог, который составляет геологическую характеристику района нивелирования, геологическое обоснование выбора трассы нивелирования и мест для закладки реперов.

В результате рекогносцировки нивелирных ходов I и II классов получают следующие материалы:

- 1) уточненную схему нивелирной линии;
- 2) уточненную схему узлов связи;
- 3) уточненную схему линий нивелирования через водные препятствия;
- 4) объяснительную записку;
- 5) описание мест для закладки реперов;
- 6) списки обследованных и восстановленных нивелирных знаков и акты на утраченные и не найденные нивелирные знаки.

Линии нивелирования I и II классов закрепляют на местности постоянными знаками: рядовыми реперами не реже чем через 5 км,

но в сейсмоактивных районах, где бывают землетрясения, через 2—3 км, а в труднодоступных районах расстояния между рядовыми реперами могут быть увеличены до 6—7 км; фундаменталь-

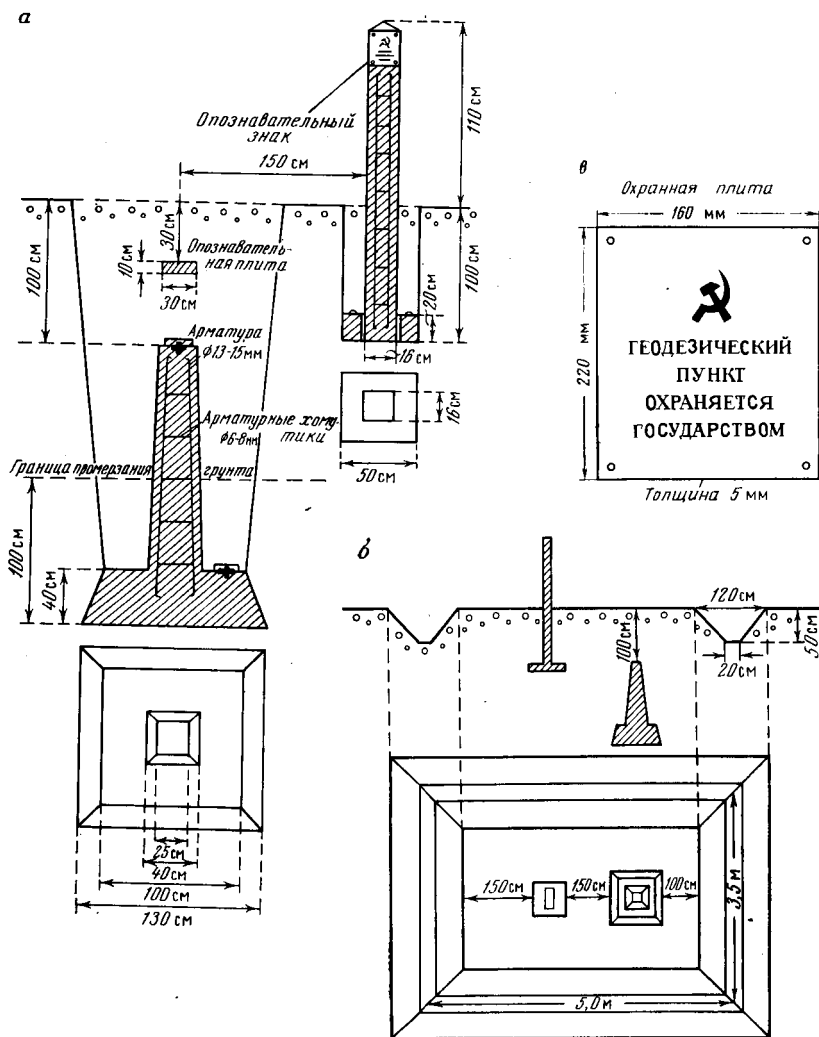
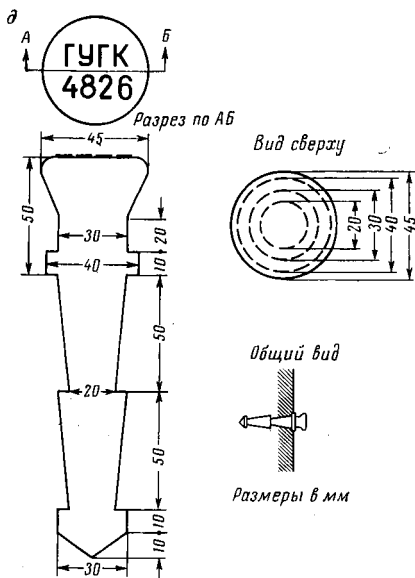
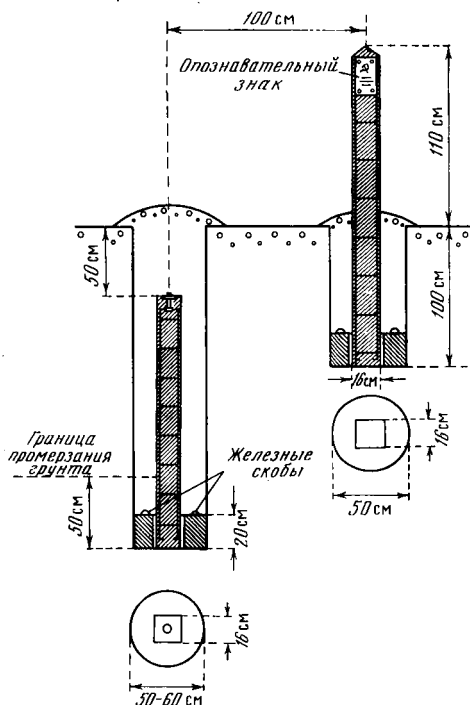


Рис. 22

ными реперами через каждые 50—60 км. Кроме того, фундаментальные реперы устанавливают в узловых точках и вблизи основных морских водомерных постов. В 50—150 м от фундаментального репера закладывают репер-спутник. На каждый нивелирный знак составляют описание местоположения, опознают его на карте

Тип 5



масштаба 1 : 25 000 или крупнее и прилагают к материалам нивелирования.

По линиям нивелирования I и II классов грунтовые реперы закладывают за год до нивелирования.

Фундаментальный репер для районов сезонного промерзания грунтов представляет собой железобетонный пилон формы усеченной пирамиды, соединенной как единое целое с бетонной плитой. В верхней грани пилон и плиты вцементированы марки. Нижнее основание плиты располагают на 1 м ниже границы наибольшего промерзания, а верхнюю грань пилон — на 1 м ниже поверхности земли. Над репером, на глубине 30 см от поверхности земли закладывают опознавательную бетонную плиту. Размеры деталей фундаментального репера и их взаимное расположение показаны на рис. 22, а.

Наружное оформление фундаментального репера в зоне сезонного промерзания грунта (рис. 22, б) состоит из канавы прямоугольной формы и железобетонного опознавательного знака с охранной плитой (рис. 22, в). Над репером делают земляной холм высотой 30 см.

Рядовые реперы бывают следующих типов: грунтовый, скальный и стенной; закладываются в стене здания или в вертикальной поверхности скалы.

Грунтовый репер, закладываемый в зоне сезонного промерзания грунта,

представляет собой железобетонный пилон в форме параллелепипеда и бетонной плиты якоря. В верхней грани пилон зацементирована марка. Основание плиты располагают на 50 см ниже границы наибольшего промерзания грунта; марку репера — на 50 см ниже поверхности земли (рис. 22, з).

Наружное оформление грунтового репера типа 5 состоит из опознавательного знака в виде железобетонного пилон с плитой-якорем, установленного на расстоянии 1 м от репера. Основание плиты располагают на 1 м ниже поверхности земли. К опознавательному знаку прикрепляют чугунную охранную плиту. Охранная плита должна быть обращена в сторону репера. Над репером насыпают небольшой земляной курган.

Грунтовые реперы, закладываемые в зоне сезонного промерзания грунта, рекомендуется устанавливать в пробуренные скважины диаметром 50 см.

В северных и средних зонах можно производить закладку знаков в узкие скважины (диаметром 150 мм), создаваемые при помощи механических буров или термобуров (типа БКГМ, УГБ и др.).

Нивелирные знаки должны создаваться и закладываться в соответствии с требованиями Инструкции [21] и инструктивным документом «Центры и реперы государственной геодезической сети СССР». М., Недра, 1973.

На рис. 22, д показан стенной репер, закладываемый в стены каменных зданий или сооружений. Каждый нивелирный репер обозначают своим номером. Недопустимо, чтобы в одном районе или на одной линии оказались реперы с одинаковыми номерами.

§ 17. НИВЕЛИРОВАНИЕ I И II КЛАССОВ. РАБОТА НА СТАНЦИИ. ПОЛЕВОЙ ЖУРНАЛ

Нивелирование I класса обеспечивает получение средней квадратической случайной погрешности на 1 км двойного хода не более $\pm 0,5$ мм.

Нивелирование I класса выполняют нивелирами типа Н-05 и рейками РН-05. Наиболее пригодны для этой цели нивелиры Н1 и Ni-004.

Нивелирные ходы I класса прокладывают в прямом и обратном направлении по двум парам костылей, образующих две отдельные линии нивелирования (правую и левую по отношению к направлению линии хода). В результате для каждого хода получают как бы четыре линии нивелирования. Наблюдения на станции выполняют способом «совмещения».

Нивелир нужно надежно защищать от солнца во время работы на станции большим зонтом и покрывать просторным плотным белым чехлом при переносе прибора с одной станции на другую.

Прямой и обратный ходы прокладывают:

— по одной и той же трассе и по переходным точкам одного и того же типа участкам, состоящим из нескольких смежных секций общей длиной 25—30 км;

— при нивелировании каждой секции число станций в прямом и обратном ходах делать четным и одинаковым, а наблюдения прямого и обратного ходов выполнять в разные половины дня;

— при каждой перемене направления нивелирования нужно менять рейки местами;

— тщательно устанавливать рейки на костылях в вертикальном положении при помощи выверенного уровня;

— устанавливать нивелир и забивать костыли в прочный грунт, обеспечивающий неподвижность инструмента и реек во время работы;

— заканчивать наблюдения на постоянном или временном знаке.

Разрешается заканчивать наблюдения на трех костылях, но обязательно при наблюдении с двух станций, и если значения превышений, полученных до и после перерыва, отличаются друг от друга более чем на 1 мм, то нивелирование по секции нужно повторить.

Наблюдения на станции выполняют в такой последовательности. Прямой ход. Нечетная станция. Правая линия нивелирования:

- отсчет по основной шкале задней рейки,
- отсчет по основной шкале передней рейки,
- отсчет по дополнительной шкале передней рейки,
- отсчет по дополнительной шкале задней рейки.

На каждой станции наблюдения по левой линии нивелирования выполняют в такой же последовательности, как и по правой. Четная станция. Правая линия нивелирования:

- отсчет по основной шкале передней рейки,
- отсчет по основной шкале задней рейки,
- отсчет по дополнительной шкале задней рейки,
- отсчет по дополнительной шкале передней рейки.

В обратном ходе на нечетных станциях наблюдения начинают с передней рейки, а на четных — с задней.

Последовательность и содержание действий при работе на нечетной станции прямого хода, а также порядок заполнения и обработки полевого журнала проследим на примере, приведенном в Инструкции по нивелированию I, II, III и IV классов, изд. 1974 г., прил. 25, с. 107—109.

Установив нивелир посередине между рейками и приведя трубу нивелира в горизонтальное положение при помощи установочных уровней, визируют на основную шкалу задней рейки, стоящей на правом костыле (рис. 23).

Установив барабан* микрометра на отсчет 50, вращением элевационного винта приближенно совмещают изображение концов

* В соответствии с ГОСТ 21830—76 вместо термина «барабан» употребляется «головка».

пузырька уровня и делают отсчеты по трем дальномерным нитям (1), (2) и (3).

При помощи элевационного винта точно совмещают изображения концов пузырька уровня, а вращением барабана микрометра точно наводят биссектор на ближайший штрих основной шкалы рейки и отсчитывают по рейке и барабану микрометра (до целых долей его шкалы) (4) и (5).

Затем поворачивают нивелир и визируют на основную шкалу передней рейки, стоящей на правом костыле, и производят аналогичные действия (6), (7), (8), (9) и (10). После этого приступают к наблюдениям дополнительных шкал вначале передней, а затем и задней рейки.

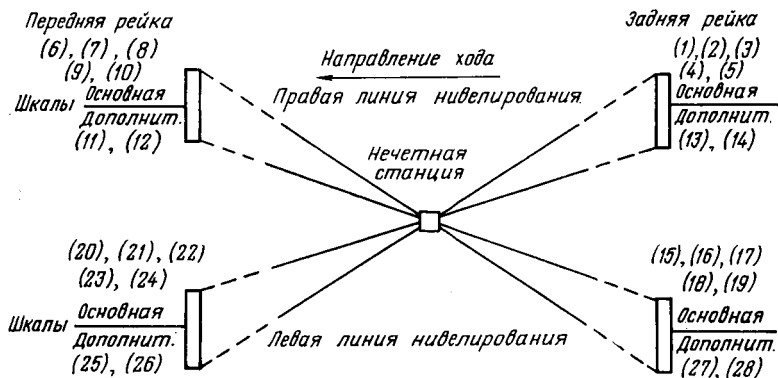


Рис. 23

Вращением элевационного винта на четверть оборота вначале смещают уровень, а затем при его же помощи точно совмещают изображения концов пузырька уровня, а вращением барабана микрометра точно наводят биссектор на ближайший штрих дополнительной шкалы и отсчитывают по рейке и барабану микрометра (11), (12), после чего наводят трубу на дополнительную шкалу задней рейки и при точно совмещенных концах пузырька уровня и наведенном биссекторе на штрих рейки отсчитывают по рейке и барабану микрометра (13) и (14).

На этом заканчиваются наблюдения по правой линии нивелирования и переходят к наблюдениям по левой. Эти наблюдения выполняются аналогично предыдущему:

(15), (16) и (17) — отсчеты по дальномерным нитям основной шкалы задней рейки;

(18), (19) — отсчеты по средней нити по основной шкале и барабану микрометра на заднюю рейку;

(20), (21), (22) — отсчеты по дальномерным нитям передней рейки;

(23), (24) — отсчеты по основной шкале передней рейки и по барабану микрометра;

(25), (26) — отсчеты по дополнительной шкале передней рейки и барабану микрометра;

(27), (28) — отсчеты по дополнительной шкале задней рейки и по барабану микрометра.

На этом заканчиваются наблюдения на нечетной станции прямого хода.

Полевая обработка результатов наблюдений, выполняемая на станции, заключается в следующем:

вычисляют превышения по основной шкале рейки и барабану микрометра $(29) = (4) - (9)$; $(30) = (5) - (10)$; $(31) = (29)$; приписывают (30);

вычисляют превышения по дополнительной шкале рейки и барабану микрометра $(32) = (13) - (11)$; $(33) = (14) - (12)$; $(34) = (32)$; приписывают (33).

Для контроля результатов наблюдений на станции сравнивают значение превышения, полученного по основной и дополнительной шкалам реек $(35) = (31) - (34)$. Расхождения не должны быть более 0,5 мм (10 делений барабана микрометра).

Подсчитывают сумму расхождений в значениях превышений, полученных по основной и дополнительной шкалам по правой линии нивелирования нарастающим итогом (36).

Определяют расстояния от нивелира по задней и передней рейкам (длины плеч) разностью отсчетов по дальномерным нитям: $(37) = (31) - (1)$; $(38) = (8) - (6)$.

Вычисляют неравенство расстояний от нивелира до реек $(39) = (37) - (38)$. Оно должно быть не более 0,5 м. Накопление неравенств плеч в секции не более 1 м.

Вычисляют контрольное значение превышения по дальномерным нитям $(40) = (2) - (7)$. Оно дает приближенное значение превышения. Вычисляют превышение по основной и дополнительной шкалам левого нивелирования:

$(41) = (18) - (23)$; $(42) = (19) - (24)$; $(43) = (41)$, приписывают (42);

$(44) = (27) - (25)$; $(45) = (28) - (25)$; $(46) = (44)$, приписывают (45).

Контролем является разность превышений, полученных по основной и дополнительной шкалам левого нивелирования $(47) = (43) - (46)$, а (48) — сумма разностей нарастающим итогом.

Определяют расстояния от нивелира до передней и задней реек разностью отсчетов по дальномерным нитям: $(49) = (17) - (15)$ и $(50) = (22) - (20)$. В числителе (51) записывают разность плеч, а в знаменателе — сумму разностей плеч нарастающим итогом. Вычисляют контрольное значение превышения по дальномерным нитям: $(52) = (49) - (15)$.

Также контролем является разность превышений заднего правого костыля над задним левым по результатам нивелирования на данной станции и на предыдущей (где эти костыли были передними). Для выполнения этого контроля вычисляют разность отсчетов по

задней правой и задней левой рейкам: $(53) = [(4) \text{ и } (5)] - [(18) \text{ и } (19)]$ и разность отсчетов по передней правой и передней левой рейкам: $(54) = [(9) \text{ и } (10)] - [(23) \text{ и } (24)]$.

Затем определяют расхождение между значениями превышений, полученных на данной станции и на предыдущей $(55) = (54) - (53)$. Расхождение не должно быть более 0,7 мм (14 делений барабана микрометра). В действии (56) записывают накопление этих разностей нарастающим итогом.

По мере проложения нивелирного хода через каждые десять станций оставляют место в полевом журнале для записи контрольных вычислений. В дальнейшем они облегчают подсчет по секциям и участкам.

Вычисления по десятку станций и по секции показаны в рассматриваемом примере.

В результате анализа качества нивелирования I класса, выполненного в СССР, установлено, что современное нивелирование I класса, по заключению ЦНИИГАиК, по точности находится на уровне лучших мировых нивелирований *.

Нивелирование II класса обеспечивает получение средней квадратической случайной погрешности на 1 км двойного хода не более ± 2 мм.

Нивелирование II класса выполняют нивелирами типа Н-05 и рейками типа РН-05. Наиболее пригодны для этой цели нивелиры Н1, Н2, Ni-004 и Ni-007.

Нивелирные ходы II класса прокладывают по одной паре костылей в прямом и обратном направлениях. Общие требования к нивелированию II класса рассмотрены выше, в § 12.

При нивелировании II класса соблюдают следующий порядок наблюдений: прямой ход, нечетная станция; отсчет по основной шкале задней рейки, отсчет по основной шкале передней рейки, отсчет по дополнительной шкале передней рейки, отсчет по дополнительной шкале задней рейки.

Прямой ход, четная станция: отсчет по основной шкале передней рейки, отсчет по основной шкале задней рейки, отсчет по дополнительной шкале задней рейки, отсчет по дополнительной шкале передней рейки.

В обратном ходе, наоборот, наблюдения на нечетных станциях начинают с передней рейки, а на четных — с задней. Такой порядок наблюдений заметно снижает влияние систематических погрешностей нивелирования.

Последовательность и содержание действий при работе на нечетной станции прямого хода, а также порядок заполнения и обработку полевого журнала проследим на следующем примере

* Существующая в США нивелирная сеть высших классов по своей точности уступает нивелирной сети СССР. Допустимые расхождения при нивелировании I разряда (I класса) подсчитываются там по формуле $\pm 4,2 \text{ мм } \sqrt{L}$, для II разряда (II класс) — по формуле $\pm 8 \text{ мм } \sqrt{L}$, где L — в км.

(порядок заполнения журнала показан цифрами в скобках в табл. 5).

Установив прибор посередине между рейками и приведя трубу нивелира в горизонтальное положение, устанавливают барабан на отсчет 50 и вращением элевационного винта совмещают изображение концов пузырька уровня. Произведя отсчет по верхней дальномерной нити основной шкалы задней рейки, записывают его в полевой журнал (1); отсчет по нижней дальномерной нити (2). Вращением элевационного винта уточняют совмещение изображений концов пузырька уровня и вращением отсчетного барабана точно наводят биссектор на ближний штрих основной шкалы рейки. Отсчет по рейке (номер штриха) записывают в колонку *P* (3), а отсчет по барабану — в колонку *B* (4). Затем наводят трубу на основную шкалу передней рейки, производят отсчеты и записывают: отсчет по верхней дальномерной нити (5), по нижней дальномерной нити (6). После уточнения положения пузырька уровня и точного совмещения биссектора с ближайшим штрихом основной шкалы передней рейки записывают отсчет по рейке (7), отсчет по барабану (8), затем визируют на дополнительную шкалу передней рейки и записывают отсчет по рейке (9) и по барабану (10), после чего визируют на дополнительную шкалу задней рейки и записывают отсчет по рейке (11) и по барабану (12). На этом заканчивается наблюдение и приступают к обработке материала на станции. Вычисляют разность отсчетов по дальномерным нитям основных шкал, т. е. определяют расстояния от нивелира до задней и передней реек: $(21) = (2) - (1)$; $(22) = (6) - (5)$. Вычисляют неравенство этих расстояний $(23) = (21) - (22)$. При нивелировании II класса допускается неравенство плеч на станции не более 1,0 м, а накопление неравенства плеч в секции не более 2,0 м.

Вычисляют контрольное превышение как среднее из превышений, полученных по дальномерным нитям: $(24) = [(1) - (5)] + [(2) - (6)] : 2$.

Для вычисления превышения на станции сначала находят разность отсчетов по основной шкале задней и передней реек: $(13) = (3) - (7)$ и разности отсчетов по барабану $(14) = (4) - (8)$. Затем вычисляют превышение на станции по дополнительной шкале реек: $(16) = (11) - (9)$ и барабана: $(17) = (12) - (10)$. Полное значение превышения получается путем приписки (с учетом знаков) разности отсчетов по барабану к разностям отсчетов по рейке: $(15) = (13)$ и (14) ; $(18) = (16)$ и (17) .

Разность между двумя значениями превышений, полученных на станции по основной и дополнительной шкалам, является контролем наблюдений и вычислений: $(19) = (15) - (18)$. Эта разность не должна превышать 0,7 мм (14 делений отсчетного барабана). Сумму разностей превышений записывают в графу 10 «контроль». В ту же графу 10 записывают разность пяткок дополнительной и основной шкал реек, определенных на станции. Например: $59,256 = 73,499 - 14,243$ и $59,255 = 88,486 - 29,231$. Расхождение

Образец записи в журнале нивелирования II класса

Ход от пункт. репера 914 до пункт. репера 948
Условия работы: грунт — песчаный, бровка ж/д

Дата — 15.IX. 1976 г.; начало работы — 7 ч 40 мин, конец — 9 ч 30 мин. Изображение — отчетливое, спокойное; облачность — 3; ветер слабый, северо-восточный

№ штативов, № реек	Зарисовка привязок	Отсчеты по дальномер- ным нитям (1/2 дм)			Отсчеты по биссектору нитей (1/2 дм)				Контроль
		3/и	и/д		основная шкала		дополнительная шкала		
					P	B	P	B	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
1 1—2 $t = +17,4^{\circ}$	Грунтовой репер № 914	12,75 (1) 15,60 (2) 285 (21) —14,98 (24)	27,72 (5) 30,59 (6) 287 (22) —2/—2 (23)	з п з—п и	14,2 (3) 29,2 (7) —15,0 (13) —14,988 (15)	43 (4) 31 (8) +12 (14)	73,4 (11) 88,4 (9) —15,0 (16) —14,987 (18)	99 (12) 86 (10) +13 (17)	59,256 59,255 —1/—1 (19) (20)
2 2—1		15,95 25,96 1001 19,36	35,32 45,32 1000 +1/—1	з п з—п и	21,0 40,3 —19,3 —19,373	0 73 —73	80,2 99,6 —19,4 —19,370	54 24 +30	59,254 59,251 —3/—4
3 1—2 $t = +17,8^{\circ}$		18,40 30,35 1195 —7,06	25,46 37,42 1196 —1/—2	з п з—п и	24,4 31,4 —7,0 —7,067	22 89 —67	83,6 90,7 —7,1 —7,069	72 41 +31	59,250 59,252 +2/—2
4 2—1		26,01 34,31 830 +6,53	19,48 27,78 830 0/—2	з п з—п и	30,2 23,6 +6,6 +6,527	20 93 —73	89,4 82,9 +6,5 +6,529	71 42 +29	59 251 59 249 —2/—4

№ штати- вов, № реек	Зарисовка привязок	Отсчеты по дальномер- ным нитям (1/2 дм)		5	Отсчеты по биссектору нитей (1/2 дм)				Контроль
		3/и	и/д		основная шкала		дополнительная шкала		
					P	B	P	B	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
5 1—2		36,32 49,37 1305 +18,73	17,60 30,63 1303 +2/0	з п з—п и	42,8 24,1 +18,7 +18,731	87 56 +31	102,1 83,4 +18,7 +18,734	40 06 +34	59 253 59 250 —3/—7
6 2—1 t = 18,1°	Грунтовой репер № 948	39,01 51,28 1227 —13,28	52,31 64,55 1224 +3/+3	з п з—п и	45,2 58,4 —13,2 —13,288	03 91 —88	104,4 117,7 —13,3 —13,289	47 36 +11	59,244 59,245 +1/—6
Подсчет по секции от грунтового репера 914 до грунтового репера 948									
1—6		5843 (Σ 21) 5840 (Σ 22) + +3	Σ 3 Σ п Σ 3—Σ п Σ и	177,8 (Σ 3) 175 (Σ 4) 207,0 (Σ 7) 433 (Σ 8) —29,2 (Σ 13) —258 (Σ 14) —29,453 (Σ 15)	533,1 (Σ 11) 383 (Σ 12) 562,7 (Σ 9) 235 (Σ 10) —29,6 (Σ 16) +148 (Σ 17) —29,452 (Σ 18)	—6			

Подсчет по секции от грунтового репера 914 до грунтового репера 948

$(\sum 21) + (\sum 22) = 11\ 683\ (1/2\ мм) = 5841,5\ мм = 5,8415\ м$
 Коэффициент дальнометра = 100
 $L = 0,6\ км; n = 6$
 $t_{ср} = +17,8^\circ$,
 $h_{ср} = -29,455\ (1/2\ дм)$
 Измеренное превышение $h' = -29,455\ (1/2\ дм) = -14,7275\ дм = -1,4728\ м$
 Поправка за среднюю длину пары реек $\delta_h = +0,1\ мм$
 Исправленное превышение $h = -1,4727\ м$

между ними должно соответствовать расхождению в значениях превышений, полученных по основной и дополнительной шкалам. Кроме того, расхождения разностей высот нулей, вычисленных на станции и полученных испытанием, не должны быть более 0,7 мм (14 делений микрометра).

Контрольный подсчет производится в полевом журнале по десятку станций и заключается в следующем: суммируют в левой части дальномерные расстояния до реек $\sum (21)$ и $\sum (22)$ для подсчета в дальнейшем длины секции; в правой — суммируют все отсчеты по основной и дополнительной шкалам задней и передней реек, суммируют все разности этих отсчетов и все превышения: $\sum (3)$, $\sum (4)$, $\sum (11)$, $\sum (12)$, $\sum (7)$, $\sum (8)$, $\sum (9)$, $\sum (10)$, $\sum (13)$, $\sum (14)$, $\sum (16)$, $\sum (17)$, $\sum (15)$ и $\sum (18)$. По этим суммам проверяют вычисление среднего превышения.

Полное значение превышения по секции, полученное по основной и дополнительной шкалам, определяют так: суммируют все подсчеты, произведенные по десяткам штативов, и выводят среднее значение измеренного превышения в 1/2 дм, переводят его в мм, вносят поправку за среднюю длину метра пары реек δ_h и получают полное исправленное превышение h . Следует еще подсчитать длину секции L в км и количество штативов n . Все эти действия приведены в табл. 5 и в Инструкции [21].

§ 18. ОСОБЫЕ СЛУЧАИ НИВЕЛИРОВАНИЯ I И II КЛАССОВ. ПРИБЯЗКА С ПОМОЩЬЮ ПОДВЕСНОЙ РЕЙКИ

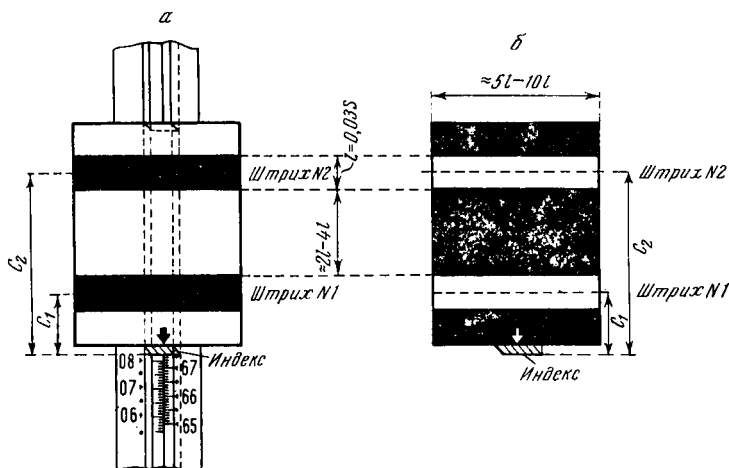
Если нивелирные линии пересекают препятствия (река, овраг, и т. п.), ширина которых превышает нормальную длину визирного луча, то увеличивается погрешность за рефракцию, ухудшается видимость делений рейки и сильнее сказывается погрешность за неравенство плеч. Чтобы обеспечить требуемую точность нивелирования данного класса, необходимо: тщательно отъюстировать нивелир, ежедневно до начала и после окончания нивелирования проверять угол непараллельности визирной оси к оси уровня i , сведя угол i к величине не более 2—3", проверить ход фокусирующей линзы (см. Инструкцию [21]), обеспечить высоту визирного луча над водой, если препятствие вода — река или озеро не менее 3 м, и начинать наблюдение в солнечные дни через три часа после восхода солнца и прекращать за три часа до захода солнца.

В зависимости от ширины препятствия применяют разные способы нивелирования: «совмещения», «подвижной марки» и «наведения». Кроме того, необходимо дополнительное оборудование, как-то: специально изготовленные щитки, рейки с 3 мм штрихами и радиоустановки.

Щиток должен свободно передвигаться по рейке и иметь приспособление для крепления на рейке (зажимной винт), индекс, скользящий по инварной полосе рейки, для отсчитывания по рейке, и штрихи, нанесенные на его лицевой стороне. Количество штри-

хов, их ширина, длина и расстояние между ними зависят от способа нивелирования и ширины препятствия S .

При способе «совмещения» на щиток наносятся два штриха. Ширину штриха в миллиметрах вычисляют по формуле: $T = 0,03 \text{ мм } S$, где S — ширина препятствия в метрах. Дли-



на штриха берется в 5—10 раз больше ширины. Расстояние между двумя штрихами — в 2—4 раза больше ширины штриха (рис. 24, а).

При способе «подвижной марки» ширина и длина штрихов, так же как и расстояние между ними, будут значительно больше, потому что ширина препятствия S больше (рис. 24, б).

При способе «наведения» на щитки наносятся четыре штриха (рис. 24, в), ширина которых рассчитывается по формуле $T = 0,02S$, длина штриха берется в 10 раз больше ширины, а расстояние между крайними штрихами — по формуле $C_4 - C_1 = \frac{S\tau''N}{\rho''}$, где C_1 и C_4 — расстоя-

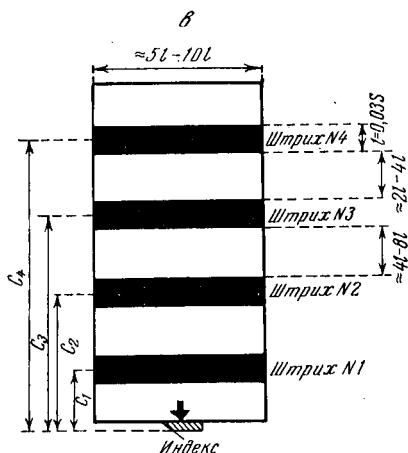


Рис. 24

ния от индекса до осей крайних штрихов щитка; τ'' — цена деления цилиндрического уровня; N — рабочая часть ампулы уровня в делениях; S — ширина препятствия в миллиметрах.

Щитки компарируют при помощи контрольной линейки до и после нивелирования через препятствия с точностью 0,1 мм. Пример компарирования приведен в Инструкции [21].

Рассмотрим три случая нивелирования через препятствия шириной до 150 м, от 150 до 400 м и более 400 м.

1. *Нивелирование через препятствие шириной до 150 м.* Если оба визирных луча проходят в одинаковых условиях над поверхностью воды и соблюдено равенство плеч, то нивелирование выполняется обычным способом. Рейки нужно применять специальные одношкальные со штрихами толщиной 3 мм. Вместо одного отсчета по шкале рейки делают три и берут среднее из них. Расхождение между отсчетами на один и тот же штрих рейки должно быть не более 1 мм (20 делений микрометра).

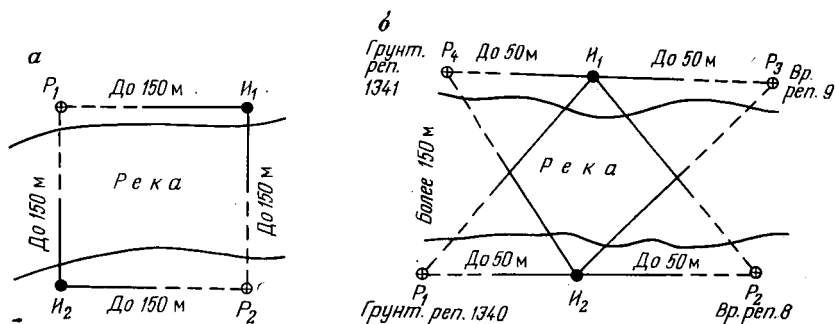


Рис. 25

Порядок работы на станции при нивелировании II класса установлен следующий:

- отсчет по передней рейке; отсчет по задней рейке;
- изменение положения нивелира по высоте;
- отсчет по задней рейке; отсчет по передней рейке.

При нивелировании через препятствие в обратном ходе наблюдения выполняют по той же программе, но в другую половину дня.

Если один только визирный луч проходит через препятствие над водной поверхностью, а второй — над берегом, то следует добиться равенства плеч и произвести нивелирование с обоих берегов, как это показано на рис. 25, а. При этом превышение между временными реперами будет получено дважды способом, указанным выше. Расхождение между ними должно быть не более 10 мм.

2. *Нивелирование через препятствия шириной от 150 до 400 м* выполняют, как правило, два наблюдателя одновременно с обоих берегов способом «совмещения» двумя нивелирами с комплектами реек и радиостановками; желательна одновременность наблюдений, потому что в этом случае рефракция будет примерно одинаковой для наблюдений с обоих берегов препятствия.

На каждом берегу препятствия примерно на одинаковой высоте над поверхностью воды (если препятствие — водная поверхность) устанавливают по одному грунтовому и одному временному реперу так, чтобы они были расположены на расстоянии не более 50 м от точки стояния нивелира. Связь между наблюдателями и их помощниками, находящимися на противоположных берегах препятствия, поддерживается при помощи радио (рис. 25, б).

До начала наблюдений совмещают изображение концов пузырька цилиндрического уровня и устанавливают на барабане отсчет 50. Нивелирование начинают с наблюдения ближайших рек P_1 и P_2 , установленных на грунтовом и временном реперах, на расстоянии 50 м от нивелира и делают отсчеты по основной и дополнительной шкалам. По команде наблюдателя помощник, находящийся на противоположном берегу, укрепляет щиток на рейке P_3 , установленной, допустим, вначале на временном репере так, чтобы изображение первого штриха находилось примерно посередине биссектора. Помощник производит отсчет по основной шкале при помощи индекса и передает его наблюдателю по радио. Наблюдатель при помощи микрометра плоскопараллельной пластинки пять раз наводит на первый штрих щитка, помещая его изображение в биссекторе сетки нитей, каждый раз отсчитывает по барабану и вычисляет среднее из этих отсчетов. Полный отсчет по удаленной рейке получается из среднего отсчета по шкале микрометра (из пяти, которые делает наблюдатель), отсчета по основной шкале, который производит помощник при помощи индекса щитка (точность отсчета 0,1 деления шкалы) и расстояния от индекса до середины первого штриха на щитке по результатам компарирования. Затем помощник перемещает щиток по рейке так, чтобы второй штрих щитка оказался в биссекторе. Установив по барабану отсчет 50 и совместив изображение концов пузырька уровня, пять раз наводят биссектор на второй штрих. Опять записывают отсчет помощника по основной шкале при помощи индекса. Затем поворачивают щиток на 180° в вертикальной плоскости и повторяют аналогичные наблюдения по первому и второму штрихам щитка рейки P_3 . После поворота помощник производит отсчеты по дополнительной шкале. Точно так же наблюдают рейку P_4 .

Второй наблюдатель, находящийся на противоположном берегу реки, производит аналогичные наблюдения. Все перечисленные действия обоих наблюдателей составляют один вдвоенный полуприем.

Закончив вдвоенный полуприем на одном берегу, наблюдатель с нивелиром (не нарушая фокусировки трубы) переезжает на другой берег. Второй вдвоенный полуприем начинают с наблюдения дальних рек (чтобы не менять фокусировки трубы) и заканчивают наблюдением ближних рек. Вышеуказанные действия составляют один вдвоенный прием. Расхождения между значениями превышений, полученных в каждом вдвоенном полуприеме, должны быть не более 12 мм S , где S — ширина препятствия в км. При нивели-

ровании II класса для преодоления препятствия от 150 до 400 м выполняют один прием. При нивелировании I класса — два приема.

3. *Нивелирование через препятствие шириной более 400 м* организуют аналогично предыдущему, но ввиду удаленности реек от нивелира плоскопараллельными пластинками не пользуются. Помощники наблюдателя отсчитывают непосредственно по удаленным рейкам при помощи индексов специально изготовленных щитков, когда визирный луч строго горизонтален, т. е. совмещены изображения концов пузырька уровня и на барабане установлен отсчет 50. Нивелирование в этом случае выполняют способом «подвижной марки» или «наведения».

При нивелировании II класса через препятствия от 400 до 1000 м выполняют три удвоенных приема способом «подвижной марки» или способом «наведения» не менее чем в два дня.

При нивелировании II класса через препятствие более 1000 м выполняют четыре удвоенных приема одним из указанных способов не менее чем в три дня. Средняя квадратическая погрешность по сходимости результатов из удвоенных приемов для нивелирования II класса должна быть не более $\pm 5 \text{ мм } \sqrt{L}$, где L — ширина препятствия в километрах.

С п о с о б « п о д в и ж н о й м а р к и » заключается в том, что по команде наблюдателя, передаваемой по радио, его помощник, находящийся на другом берегу, перемещает щиток по удаленной рейке и вводит вначале первый штрих щитка точно в середину биссектора. По радио сообщает наблюдателю отсчет, произведенный им при помощи индекса щитка по основной шкале рейки с точностью 0,1 деления. Такие действия повторяют 6 раз при ширине препятствия 400—1000 м и 8 раз при ширине препятствия более 1000 м.

Точно так же выполняют наблюдения по второму штриху щитка. Затем поворачивают щиток на 180° и производят аналогичные наблюдения первого и второго штрихов щитка по дополнительной шкале рейки. Средняя квадратическая погрешность вычисления по сходимости результатов из удвоенных приемов должна быть не более $\pm 5 \text{ мм } \sqrt{L}$, где L — длина препятствия в км.

Последовательность действий и ведение полевого журнала приведены в прил. 37 к Инструкции [21].

С п о с о б « н а в е д е н и я » заключается в следующем. При совмещении изображений концов пузырька уровня и отсчете на барабане 50 щиток на удаленной рейке должен быть так установлен, чтобы проекция горизонтальной нити сетки расположилась на середине между штрихами, как это показано на рис. 26. После обычных наблюдений ближайших реек P_1 и P_2 помощник производит отсчеты при помощи индекса щитка по основной и дополнительной шкалам рейки с точностью 0,1 деления и по радио сообщает их наблюдателю. Затем наблюдатель при помощи элевационного винта наклоняет трубу, наводя (заканчивает наведение только

ввинчиванием) биссектор нитей поочередно на четыре штриха щитка, помещая их строго в биссекторе и каждый раз производит отсчеты по концам пузырька уровня. Отсчеты по концам пузырька уровня производят после полного его успокоения.

Закончив один ряд наблюдений штрихов щитка при движении пузырька уровня в одну сторону, приступают ко второму ряду наблюдений при движении пузырька уровня в обратную сторону. При нивелировании через препятствия шириной до 600 м производят два ряда поочередных наведений на штрихи щитка, от 600 до

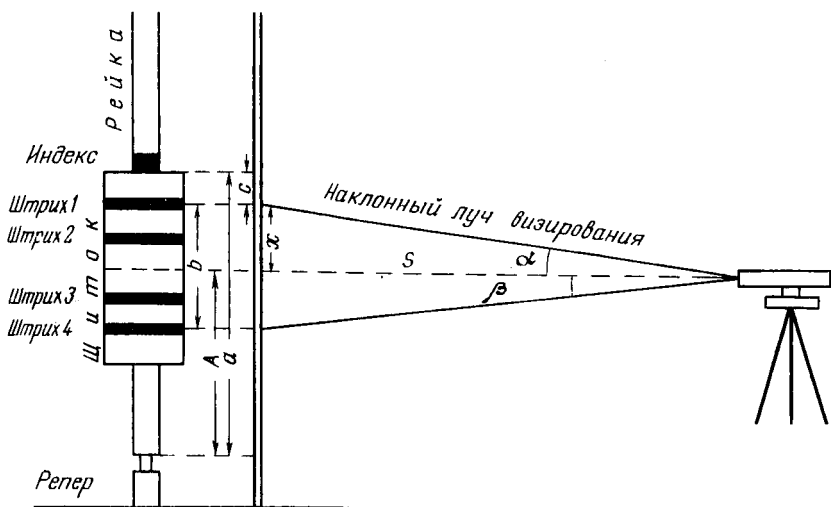


Рис. 26

1000 м — три ряда и свыше 1000 м — четыре ряда наведений. Если вначале наблюдения производились, допустим, при первом положении (I), т. е. когда индекс находился сверху щитка, то затем поворачивают щиток на 180° (II положение) и приступают ко второму ряду наблюдений. Помощник производит отсчеты при помощи индекса по основной и дополнительной шкалам рейки и передает их по радио наблюдателю.

Аналогично предыдущему, наблюдатель последовательно наводит биссектор на штрихи шкалы щитка и при каждом наведении производит отсчеты по концам пузырька уровня. Из отсчетов при наведении на один и тот же штрих при каждом положении щитка берут среднее значение.

О величине угла наклона линии визирования α можно судить по количеству делений ампулы цилиндрического уровня, на которое отошел пузырек уровня от середины. Углы наклона α_1 , α_2 , α_3 и α_4 линии визирования при наведенных на соответствующие штрихи щитка вычисляют в полуделениях шкалы уровня по формуле $\alpha = (\text{окуляр})_\phi - (\text{объектив})_\phi$. Переводить их в угломерные

величины нет необходимости, это видно будет из последующих формул (зная цену деления уровня сделать это нетрудно).

Принципиальная схема нивелирования способом «наведения» усматривается из рис. 26.

Отсчет по удаленной рейке, соответствующий горизонтальному положению визирной линии, вычисляется по формуле $A = a \pm \pm (c + x)$, где a — отсчет по рейке, производимый при помощи индекса щитка, c — расстояние от индекса до оси первого штриха, определенного при компарировании щитка, x — расстояние от проекции средней нити нивелира на рейку при положении пузырька уровня в нульпункте до штриха щитка, который наблюдался при наклонном положении визирного луча.

Для вычисления значения x используют формулу $x = \frac{b\alpha}{\alpha + \beta}$, где b — расстояние между осями штрихов щитка, на которые производились наведения, α и β — углы наклона визирной линии при наведении соответственно на верхний и нижний штрихи щитка, измеренные при помощи уровня.

Вывод этой формулы усматривается из рис. 26, где отношения отрезков основания треугольника пропорциональны соответствующим противолежащим углам, т. е. $\frac{x}{b} = \frac{\alpha}{\alpha + \beta}$, откуда $x = \frac{b\alpha}{\alpha + \beta}$.

Как видно из рис. 26, если индекс щитка находится вверх (положение I), то $A_I = a - (x + c)$; если индекс щитка находится внизу (положение II), то $A_{II} = a + (x + c)$.

Для каждой рейки нужно определить A по основной и дополнительной шкалам при I и II положении щитка. Средние отсчеты по основной и дополнительной шкалам для каждой рейки при I и II положении щитка будут

$$A_{\text{осн}} = \frac{A_{I \text{ осн}} + A_{II \text{ осн}}}{2}; \quad A_{\text{доп}} = \frac{A_{I \text{ доп}} + A_{II \text{ доп}}}{2}.$$

Значение превышения h получится как разность осредненных отсчетов при визировании на ближние рейки B и дальние рейки A

$$h'_{\text{осн}} = B_{\text{осн}} - A_{\text{осн}}; \quad h'_{\text{доп}} = B_{\text{доп}} - A_{\text{доп}}.$$

Расхождение между значениями превышений $h_{\text{осн}}$ и $h'_{\text{доп}}$ не должно быть более 5 мм.

Затем вычисляют значение превышения через препятствие между постоянными реперами, полученные первым и вторым наблюдателями по основным и дополнительным шкалам по главному створу $P_1 - P_4$ и через контрольный $P_1 - P_2 - P_3 - P_4$. Вычисляют среднее значение превышений между постоянными реперами, полученных каждым наблюдателем, допуская расхождение между ними не более 12 мм.

Окончательное значение превышения через препятствие между постоянными реперами $P_1—P_2$ получают как среднее из значений по каждому приему (при трех приемах) $h_{\text{ср}} = \frac{h_1 + h_2 + h_3}{3}$.

Пример ведения полевого журнала при нивелировании через препятствие более 400 м приведен в приложении к Инструкции [21] (прил. 38).

Все постоянные геодезические знаки (реперы, марки, центры пунктов триангуляции и полигонометрии), расположенные по трассе или вблизи нее, должны быть включены в нивелирный ход или привязаны отдельными короткими ходами.

Чтобы обеспечить надежность привязки к стенным маркам, придерживаются следующих правил:

а) привязку выполняют дважды путем изменения горизонта инструмента;

б) в полевом журнале обязательно делают зарисовки действительного (видимого простым глазом) положения рейки, подвешенной на стенной марке, и проекции сетки нитей на рейке.

Положение подвесной рейки на марке может быть двояко. Биссектор сетки нитей может проектироваться выше центра марки. В этом случае подвесную рейку располагают вверх, а отсчеты производят и получают превышения обычным путем.

Чаше бывает, что биссектор сетки нитей проектируется ниже центра марки. В этом случае подвесную рейку располагают вниз от центра марки. Чтобы сохранить обычную формулу получения превышения $h = z - п$, нужно отсчетам по подвесной рейке придать знак минус, оставив отсчеты по барабану положительными (в действительности они отрицательны при таком положении рейки).

Ввиду того что нули дополнительных шкал на основной и подвесной рейках в этом случае будут расположены в разные стороны от начала счета, превышение, полученное по дополнительным шкалам, будет больше действительного на величину суммы разностей высот нулей основных и дополнительных шкал реек. Поэтому оно должно быть исправлено на величину этой разности. Разности высот нулей основных и дополнительных шкал реек определяют при испытании реек (§ 15).

Практические примеры записи и обработки результатов наблюдений на станции при пользовании подвесной рейкой приведены в Руководстве [1] и в Практикуме [5].

§ 19. ИСТОЧНИКИ ПОГРЕШНОСТЕЙ НИВЕЛИРОВАНИЯ I И II КЛАССОВ

Основными источниками погрешностей нивелирования I и II классов являются:

1. Изменения в положении костылей и штатива во время наблюдений и при переходе наблюдателя от одной станции к другой.

2. Отклонение визирного луча во время наблюдения от горизонтального положения, связанное с рефракцией.

3. Колебание изображений.

4. Непараллельность визирного луча оси цилиндрического уровня.

5. Погрешности работы цилиндрического уровня.

6. Погрешности нанесения деления на инварной рейке и изменения длины рабочего метра пары реек.

7. Погрешности отсчета по рейке.

Рассмотрим содержание каждого источника погрешности, его влияние на точность нивелирования и меры по ослаблению этого влияния.

1. Вертикальные сдвиги костылей являются следствием оседания их под тяжестью рейки или выпучивания почвы. Эти смещения могут быть значительными в зависимости от свойства грунта. В зависимости от плотности грунта подбирают костыли разной длины. Значительно сокращают их длину при нивелировании по каменистому, очень плотному или замерзшему грунту, ограничивая их длину до 10—20 см. При нивелировании по асфальтовой мостовой используют гвозди 5—6 см длины. При нивелировании по мягкому грунту используют деревянные кольца с вбитыми гвоздями в торцах.

Вертикальные сдвиги костылей, происходящие во время перехода от одной станции к другой, не будут обнаружены при наблюдении на станции, но вызываемая ими погрешность целиком войдет с одним знаком в погрешность превышения по ходу. Чтобы исключить его влияние, нужно прокладывать нивелирные ходы по одной и той же трассе в прямом и обратном направлениях и брать средние значения превышений из обоих ходов.

Кроме того, следует пользоваться одними и теми же костылями, прочно забивая их в плотный грунт, а штатив устанавливать без перекосов, не сильно углубляя его ножки в грунт, и не закручивать слишком сильно винты головки штатива. Это связано с тем, что у штатива обычно наблюдается явление выпучивания, если ножки штатива сильно углублены в грунт.

2. На результаты геометрического нивелирования оказывает заметное влияние вертикальная рефракция, зависящая от плотности воздуха на разных высотах, температуры и влажности.

Влияние вертикальной рефракции в зависимости от условий и времени проведения наблюдений может носить как случайный, так и систематический характер. При разной высоте визирования на заднюю и переднюю рейки влияние вертикальной рефракции неодинаково, что приводит к определенной систематической погрешности с одним знаком как при прямом, так и при обратном ходе. Для ослабления влияния рефракции на результаты нивелирования необходимо:

а) строго выдерживать высоту луча на всем пути от нивелира до рейки (минимальная высота луча в I классе 0,8 м, во II 0,5 м);

б) так как влияние рефракции увеличивается от расстояний, то на крутых склонах сокращать плечи, не стремясь к их возможной предельной длине;

в) характерным для геометрического нивелирования является прохождение визирного луча в непосредственной близости от почвы. Изменение температуры почвы в полной мере передается воздушным слоям, которыми мы пользуемся в нивелировании. Рефракция функционально связана с градиентом температуры по высоте. Вертикальные градиенты температуры в суточном ходе дважды в сутки переходят через нуль, изменяя в это время знаки на обратные. Это происходит через два часа после восхода солнца и за два часа до его заката. Поэтому выгоднейшим временем для нивелирования являются часы, близкие к моменту «нулевых» градиентов температуры, т. е. утренние часы с 5 до 8³⁰ ч и вечерние с 16 до 19³⁰ ч.

г) прокладывать прямой и обратные ходы в разные половины дня утром и вечером;

д) если прямой ход пришелся на солнечный день, то распределять работу так, чтобы обратный ход пришелся на пасмурный или с сильной облачностью, и наоборот.

3. Колебания изображений бывают быстрые и медленные. Быстрые колебания изображений рейки легко заметить. Если они стали настолько сильны, что нельзя уверенно и точно вводить штрих рейки в биссектор сетки нитей, необходимо прекратить работу. Но есть медленные колебания, период которых равен нескольким минутам. Они незаметны, изображение рейки кажется спокойным, ясным и недвижимым. При длине луча 50 м амплитуда этих колебаний может достигать 1 мм и увеличиваться с возрастанием длины луча. Периоды медленных колебаний близки к восходу и заходу Солнца. В периоды медленных колебаний не представляется возможным получать удовлетворительные результаты нивелирования.

Вот почему запрещено производить нивелирование в течение полчаса после восхода солнца и часа до его захода, а во время перебросок через препятствия по три часа после восхода и до захода.

4. Непараллельность визирной оси цилиндрического уровня допускается в соответствии с Инструкцией [21] — 20", при испытаниях, проводимых по ГОСТ 10528—76, —10". При нивелировании на равнинной местности и одинаковом расстоянии от нивелира до передней и задней реек это не скажется на точности определения превышения. При наибольшем неравенстве плеч на станции в I и II классах нивелирования в 0,5 и 1,0 м это вызывает погрешность в превышении не более 0,1 мм. Таким образом, при соблюдении требований инструкции в длине визирного луча и допустимом неравенстве плеч предельная величина угла i вызывает незначительную погрешность. Но при нивелировании через препятствия, когда разность расстояний от нивелира до реек, установленных на одном и другом берегу препятствия, бывает очень

большой, непараллельность визирной оси и оси цилиндрического уровня может вызвать значительные, недопустимые погрешности в превышении. Поэтому в так называемых особых случаях нивелирования применяют особую методику, подробно рассмотренную в § 19.

5. Погрешности работы цилиндрического уровня зависят от качества уровня, погрешностей совмещения концов пузырька контактного уровня и температурных условий. Первое условие гарантируется высоким качеством шлифовки внутренней поверхности ампулы уровня и качеством линз, передающих изображения концов пузырька контактного уровня. Суммарное их влияние не более $0,3''$, что приводит к максимальной погрешности в отсчете по рейке при длине визирного луча до 65 м в 0,09 мм. Эта погрешность носит случайный характер.

6. Цена деления и длина рабочего метра пары реек зависят от точности нанесения делений на рейках, от влияния температуры к влажности воздуха и изменения длины инварной полоски и деревянной части рейки.

Согласно ГОСТ 11158—76 у нивелирных реек типа РН-05 погрешность нанесения наименьшего деления шкалы рейки не более $\pm 0,05$ мм, а допустимая разность между средней длиной метра пары реек одного комплекта не более 0,15 мм.

Коэффициент расширения инвара равен $2 \cdot 10^{-6}$. Кроме того, инварные рейки могут изменять среднюю длину метрового интервала за один полевой сезон до 0,04 мм. Как правило, изменение длины инварной полоски рейки происходит пропорционально времени. Следовательно, компарирование инварных реек следует производить в установленные сроки с высокой точностью.

В предприятиях ГУГК с 1975 г. установлены компараторы МК-1, обеспечивающие необходимую точность компарирования. Устройство компаратора МК-1 см. в § 96.

Если средний уклон местности по секции более 0,01 при нивелировании I класса и более 0,03 при нивелировании II класса, то нужно вводить поправки за различие температуры реек при эталонировании на компараторе и нивелировании. Эти поправки вводятся отдельно в превышения по прямому и обратному ходам и вычисляются по формуле $\delta_h = \alpha (t_n - t_s) h$, где α — коэффициент линейного расширения реек (инвара) $2 \cdot 10^{-6}$; t_s — температура реек при эталонировании; t_n — температура реек при нивелировании; h — превышение по секции в метрах.

Когда возникает необходимость повысить точность нивелирования или при нивелировании в горах, то измеряют температуры инварных полос каждой рейки при помощи специальных датчиков, созданных в ЦНИИГАиК. Температуру воздуха измеряют на высоте нивелира через каждые две станции. Поправку в превышения вычисляют по формуле $\delta_h = a (t_s - t_{н.з}) - b (t_s - t_{н.п})$, где a и b — отсчеты по задней и передней рейкам; $t_{н.з}$ и $t_{н.п}$ — температура задней и передней реек.

Если разность температур при эталонировании реек и при полевых работах будет 10° , то погрешность в превышении на 1000 м будет 10 мм.

7. Погрешности отсчетов по рейке зависят от оптических качеств зрительной трубы, отсчетного устройства прибора, расстояния от нивелира до рейки и освещения рейки во время наблюдения.

Нивелиры типа Н-05 обеспечивают необходимые качества зрительных труб и отсчетного устройства для высокоточного нивелирования I и II классов. Расстояние от нивелира до реек должно быть не более 50—65 м в зависимости от класса нивелирования.

Чтобы ослабить влияние разной освещенности рейки на точность отсчета, прокладывают прямые и обратные нивелирные ходы в разное время дня.

§ 20. ПРЕДВАРИТЕЛЬНЫЕ ВЫЧИСЛЕНИЯ

После окончания полевых работ по нивелированию и раньше, чем приступить к уравнительным вычислениям, производят предварительные вычисления результатов нивелирования и оценку их качества, затем вычисляют поправки в превышения за переход к разностям нормальных высот.

Предварительные вычисления нивелирования имеют целью определить величины превышений между нивелирными знаками и произвести оценку качества нивелирования. Предварительные вычисления нивелирования заключаются в следующем:

- проверяют материалы испытаний нивелиров и реек;
- проверяют и оформляют полевые журналы;
- составляют ведомости превышений и высот пунктов нивелирования;
- производят оценку качества нивелирования по разностям измеренных превышений и невязкам ходов;
- составляют и вычерчивают схемы нивелирных линий, корректируют описание местоположения знаков и вычерчивают типы реперов.

Все поверки материалов испытаний нивелиров и реек выполняют в одну руку, причем для поверки вычислений средней длины метра пары нивелирных реек используют данные, полученные при компарировании реек на компараторе, а не результаты полевого контроля длины метра комплекта реек, произведенные при помощи контрольной линейки.

Поверку и оформление полевых журналов нивелирования также выполняют в одну руку при помощи контрольной ведомости.

Ведомость превышений и высот пунктов нивелирования составляют в две руки. Одну ведомость составляют по данным контрольной ведомости поверки журналов, вторую по итоговым листкам.

Примеры выполнения поверок полевых журналов и образцы ведомостей превышений и высот пунктов нивелирования I и II классов приведены в Инструкции [22].

Оценка качества нивелирования I и II классов производится по невязкам полигонов и по величинам разностей измеренных превышений в прямом и обратном направлениях по левой и правой нивелировкам I класса и величинам разностей превышений d в прямом и обратном направлениях во II классе.

В нивелировании I класса по измеренным превышениям определяют следующие разности:

— из правого и левого нивелирования прямого и обратного ходов

$$d_1 = (h_{\text{прав}} - h_{\text{лев}})_{\text{прям}} \text{ и } d_2 = (h_{\text{прав}} - h_{\text{лев}})_{\text{обр}};$$

— из прямого и обратного ходов правого и левого нивелирования

$$d_3 = (h_{\text{прям}} - h_{\text{обр}})_{\text{прав}} \text{ и } d_4 = (h_{\text{прям}} - h_{\text{обр}})_{\text{лев}};$$

— из средних результатов прямых и обратных ходов отдельно для правого и левого нивелирования

$$d_5 = \frac{1}{2} (h_{\text{прям}} + h_{\text{обр}})_{\text{прав}} - \frac{1}{2} (h_{\text{прям}} + h_{\text{обр}})_{\text{лев}};$$

— из средних результатов нивелирования прямого и обратного ходов

$$d_6 = \frac{1}{2} (h_{\text{прав}} + h_{\text{лев}})_{\text{прям}} - \frac{1}{2} (h_{\text{прав}} + h_{\text{лев}})_{\text{обр}}.$$

Разности измеренных превышений в прямом и обратном ходах по левой и правой линиям нивелирования 1 км хода не должны превышать 3 мм $\sqrt{L}$, когда среднее число штативов на 1 км хода меньше 15, и 4 мм $\sqrt{L}$, когда среднее число штативов на 1 км хода больше 15.

При нивелировании II класса соответственно 5 мм $\sqrt{L}$, когда число штативов на 1 км хода меньше 15, и 6 мм $\sqrt{L}$, когда число штативов на 1 км хода больше 15.

Среднюю квадратическую случайную погрешность η среднего превышения на 1 км нивелирного хода I класса вычисляют по формулам

$$\eta^2 = \frac{1}{4n} \left[\frac{d_5^2}{r} \right] \text{ и } \eta^2 = \frac{1}{4n} \left[\frac{d_6^2}{r} \right],$$

для нивелирного хода II класса

$$\eta^2 = \frac{1}{8n} \left[\frac{d^2}{r} \right],$$

где n — число секций в ходе; r — длина секции; d — разность превышений двух нивелирований в секции.

Среднюю квадратическую систематическую погрешность σ среднего превышения на 1 км хода нивелирования I и II классов

вычисляют по формуле $\sigma^2 = \frac{1}{4[L]} \left[\frac{S^2}{L} \right]$, где S — величина, полученная из специально составленного графика [22].

Невязки нивелирных полигонов I и II классов не должны превышать значений, полученных в мм по формуле $W_{\text{доп}} = \sqrt{25(L_I + L_{II})}$, где L — длина хода в километрах нивелирования соответствующего класса.

При нивелировании I и II классов результаты вычислений превышений по штативам и между постоянными знаками округляют до 0,05 мм. Средние превышения из прямого и обратного ходов выписывают с округлением до 0,1 мм, а предварительные отметки — до 1 мм.

Для средних превышений (из наблюдений по основным и дополнительным шкалам) как по прямому, так и по обратному ходам вычисляют поправки, округленные до 0,1 мм, за среднюю длину метра пары реек и выписывают над средними превышениями. Эти поправки вводят при вычислении среднего превышения из прямого и обратного ходов.

Если нивелирный ход проложен между двумя знаками, отметки которых имеются в каталоге, и получена допустимая невязка, то ее распределяют прямо пропорционально числу станций (штативов).

§ 21. СВЕДЕНИЯ ПО ОРГАНИЗАЦИИ НИВЕЛИРОВАНИЯ I И II КЛАССОВ

Для выполнения работ по нивелированию I класса создается бригада в составе: инженера, техника и 8 рабочих-реечников; для выполнения работ по нивелированию II класса: инженера, техника и 5 рабочих-реечников. Кроме того, в каждой бригаде должны быть: шофер для вождения автомашины или вездехода или возница при гужевом виде транспорта, палаточник и сигнальщики по мере надобности.

В предприятиях ГУГК при нивелировании I и II классов в большинстве случаев обязанности инженера-бригадира выполняет опытный техник.

Норма выработки в день предусмотрена «Едиными нормами [15] для местности разных категорий трудности». В частности, норма выработки в день по местности 2-й категории трудности при нивелировании I класса — 1,6 км, II класса — 5,75 км двойного хода.

Прежде чем приступить к выполнению задания, необходимо ознакомиться с опытом передовиков и рационализаторов производства, в особенности тех из них, которые работали в аналогичных или близких к ним условиях. Этот опыт описан в специальных брошюрах или в производственных отчетах. Без освоения многолетнего опыта, накопленного производством, невозможно обеспечить выполнение высоких качественных и количественных показателей работы.

В период непосредственного выполнения работ по нивелированию бригадир не только организует и руководит бригадой, но и сам выполняет наиболее сложную часть — непосредственное наблюдение. Его помощник в это время ведет полевой журнал и производит все необходимые при этом вычисления.

Опытный наблюдатель устанавливает нивелир и приводит его в рабочее положение, затрачивая на это не более 2 мин. Затем в течение не более 3 мин выполняет наблюдение задней и передней реек. В это время его помощник ведет записи в полевом журнале и производит необходимую обработку результатов наблюдений.

Быстрое выполнение полевых работ не только повышает производительность труда, но, что не менее важно, заметно улучшает его качество, поскольку в течение малого промежутка времени произойдут меньшие изменения в положении костылей и штатива в вертикальной плоскости, меньше изменятся температура воздуха и вертикальная рефракция.

Установлено, что при нивелировании на местности средней категории трудности только 18—20% времени используется на работу с нивелиром, а остальное время расходуется на переходы, выбор места для постановки рейки и нивелира и т. д.

Процесс геометрического нивелирования связан с необходимостью непрерывно перемещаться вдоль по трассе нивелирования на значительные расстояния (в рабочие дни). Поэтому особое внимание должно быть уделено организации кочующего лагеря. Шофер автомашины или вездехода или возница при гужевом виде транспорта должен хорошо ориентироваться на местности и пользоваться картографическим материалом, тогда он сможет легко и быстро находить указанный бригадиром пункт и обеспечить своевременный отдых и питание в бригаде. Должны быть предельно сокращены холостые переходы с места работы до места отдыха и обратно и тем более поиски кочующего лагеря бригады.

Один из лучших исполнителей высокоточного нивелирования Н. А. Бронуцкий доказал, что при высоком уровне организации полевых работ и большом трудолюбии даже в наиболее трудных физико-географических условиях можно в течение долгих лет выполнять работы хорошего и отличного качества, при высокой производительности труда, со значительным перевыполнением норм выработки (более 200%) *.

* Д. С. Шерман. Новаторы топографо-геодезического производства. Передовой нивелировщик. Н. А. Бронуцкий. М., Геодезиздат, 1953.

ОБЩЕЕ ПОЛОЖЕНИЕ О ТРИАНГУЛЯЦИИ СССР. УГЛОМЕРНЫЕ ПРИБОРЫ, ИХ ПОВЕРКИ И ИСПЫТАНИЯ

§ 22. ПОЛОЖЕНИЕ О ТРИАНГУЛЯЦИИ В СССР

Построение государственной геодезической сети на территориях небольших государств — довольно несложная задача. Для таких стран, как СССР, территория которого достигает 22 млн. км², построение государственных геодезических сетей — дело сложное. Сложность заключается в том, что погрешности в координатах пунктов триангуляции возрастают по мере удаления от исходного пункта (см. § 77). Здесь нужно руководствоваться обоснованной программой и схемой построения. Программа и схема построения должны быть таковы, чтобы:

а) точность государственной геодезической сети обеспечивала производство топографических съемок любых масштабов и решения инженерно-технических задач, которые ставятся народным хозяйством страны;

б) результаты работ по созданию геодезических сетей удовлетворяли научные задачи геодезии;

в) развитие сетей производилось наиболее целесообразным методом — методом последовательного сгущения, т. е. придерживаясь перехода от общего к частному.

Эти положения отражены в «Основных положениях о построении государственной геодезической сети СССР».

Густота (плотность) пунктов определяется масштабами и методом съемки, а значит густотой и точностью съемочного обоснования. В СССР установлена (Основными положениями) следующая плотность пунктов государственных геодезических сетей для съемок в масштабах:

1 : 25 000 и 1 : 10 000 — 1 пункт на 50—60 км²;

1 : 5000 — 1 пункт на 20—30 км²;

1 : 2000 — 1 пункт на 5—15 км².

На территории городов, имеющих не менее 100 тыс. жителей или площадью в пределах городской черты не менее 50 км², — 1 пункт на 5—15 км².

Норма плотности — 1 пункт на 50—60 км², как правило, создается построением сетей 1, 2 и 3 классов. В тех случаях, когда это выгодно в технико-экономическом отношении, плотность 1 пункт на 50—60 км² может создаваться только сетями 1 и 2 классов.

В труднодоступных районах плотность пунктов геодезической сети может быть уменьшена в зависимости от местных условий

и требований, но не более чем в 1,5 раза (вместо 1 пункта на 50—60 км² — 1 пункт на 80—90 км²).

Дальнейшее увеличение плотности геодезической основы для крупномасштабных съемок достигается вставками пунктов триангуляции 3 и 4 классов и развитием геодезических сетей сгущения — триангуляцией 1 и 2 разрядов.

Плотность геодезической основы для крупномасштабных съемок (в городах, населенных пунктах и на промышленных площадках) должна быть доведена:

4 пункта на 1 км² в застроенной части и

1 пункт на 1 км² на незастроенных территориях.

Классификация триангуляции приведена в табл. 6.

Т а б л и ц а 6

Класс, разряд	Средняя квадратическая погрешность измерения угла	Точность измерения базисных сторон	Длины сторон, км	Углы треугольников не менее	Относительная погрешность сторон в самом слабом месте сети	Количество треугольников между базисными сторонами	Предельные невязки треугольников
1	$\pm 0,7''$	1 : 400 000	Не менее 20	40°	1 : 150 000	20	$\pm 3''$
2	$\pm 1,0$	1 : 300 000	7—20	30	1 : 200 000	25	± 4
3	$\pm 1,5$	—	5—8	30	1 : 120 000	—	± 6
4	$\pm 2,0$	—	2—5	30	1 : 70 000	—	± 8
1 разряд	$\pm 5,0$	1 : 50 000	0,5—5	20	1 : 20 000	10	± 20
2 разряд	$\pm 10,0$	1 : 20 000	0,3—3	20	1 : 10 000	10	± 40

Для распространения единой системы координат и одновременно для удовлетворения требований научных задач, связанных с изучением фигуры Земли, сначала определяют пункты первого класса. Триангуляция 1 класса прокладывается по возможности вдоль меридианов и параллелей в виде рядов треугольников, близких к равносторонним. В отдельных случаях в рядах могут быть геодезические четырехугольники и центральные системы. В геодезических четырехугольниках и центральных системах углы допускаются менее 40°, но не меньше 30°.

Пересекаясь между собой, ряды триангуляции 1 класса образуют систему замкнутых полигонов (рис. 27). Часть ряда между их пересечениями называется звеном. Длины звеньев не должны превышать 200 км. Периметр полигона достигает 800—1000 км. В отдельных районах взамен полигонов можно развивать триангуляцию 1 класса, как сплошную сеть. Базисные стороны в сплошных сетях 1 класса определяются через 10 сторон.

Чтобы получить требуемой точности длины сторон триангуляции 1 класса и уменьшить продольный сдвиг (§ 78) ряда, в каждой

вершине полигона измеряют светодальномером базисные стороны. В отдельных случаях вместо базисных сторон определяют выходные стороны из базисных сетей.

Обычную базисную сеть строят в виде ромба, короткую диагональ которого (базис) непосредственно измеряют базисным прибором Едерина с относительной средней квадратической погрешностью, не превышающей 1 : 1 000 000. Длинная диагональ этого ромба, называемая выходной стороной, является, так же как и базисная сторона, стороной треугольника триангуляции.

В базисной сети измеряют все углы, а длина выходной стороны получается после уравнивания этой сети отдельно от всей триангуляции. На рис. 27 базисная сеть показана в северо-восточной вершине восточного полигона.

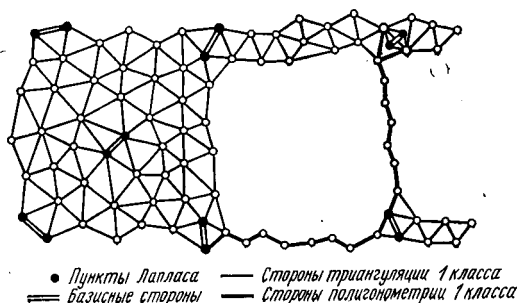


Рис. 27

Для того чтобы контролировать и уточнять ориентировку звеньев и уменьшать их поперечные сдвиги (§ 78) на обоих концах каждой базисной или выходной стороны, определяют так называемые пункты Лапласа, т. е. производят астрономические определения широты φ , долготы λ и азимута α . Средние квадратические погрешности определений не должны превышать: широты $\pm 0,3''$; долготы $\pm 0,03''$ и азимута $\pm 0,5''$.

Определение широты, долготы и азимута на пунктах Лапласа производится прежде всего для получения геодезических азимутов. Геодезический азимут вычисляется по формуле, выведенной французским ученым Лапласом

$$A = \alpha + (L - \lambda) \sin \varphi.$$

Эта формула называется уравнением Лапласа. Из уравнения следует, что геодезические азимуты вычисляют по результатам астрономических определений (α , λ и φ) и геодезических работ (L).

Астрономические определения используются, кроме того, для изучения фигуры Земли (см. § 3).

Сочетание геодезических измерений и астрономических определений определяет триангуляцию 1 класса как астрономо-геодезическую сеть.

Конечно, сеть триангуляции 1 класса очень редкая, а на больших площадях внутри полигонов пункты вообще отсутствуют. Пространство внутри полигонов 1 класса и сами ряды 1 класса заполняют сплошной сетью треугольников 2 класса. Для повышения точности определения взаимного положения пунктов в сетях триангуляции 2 класса измеряют базисные стороны, которые должны располагаться равномерно и не реже чем через 25 треугольников. При этом одна базисная сторона должна быть расположена

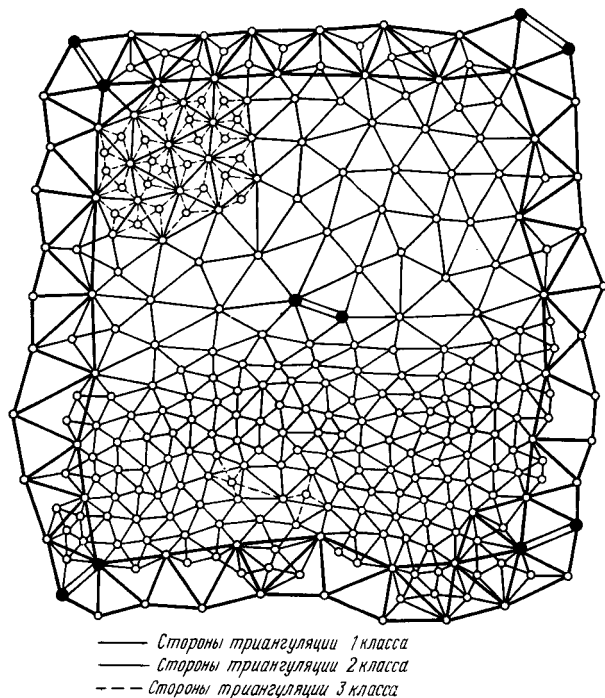


Рис. 28

примерно в середине полигона. На концах базисных сторон определяют пункты Лапласа. Точность определения широты, долготы и азимута на пунктах Лапласа такая же, как в триангуляции 1 класса.

Схема построения сети триангуляции 2 класса показана на рис. 28.

Триангуляция 3 и 4 классов является дальнейшим сгущением триангуляционной сети. Сгущение триангуляции 4 класса выполняется для крупномасштабных топографических съемок и обоснования строительства инженерных сооружений. Пункты 3 и 4 классов определяют вставкой отдельных пунктов или систем в сети пунктов высших классов; при этом они должны иметь связи со

всеми ближайшими пунктами высшего и того же класса. Во всех случаях расстояния между пунктами смежных систем, не связанными измеренными направлениями, должны быть не менее 4 км в триангуляции 3 класса и 3 км в триангуляции 4 класса.

В триангуляции всех классов измеряют все три угла в каждом треугольнике.

Типовые схемы определения пунктов триангуляции 3 и 4 классов показаны на рис. 29.

Триангуляцию 1 и 2 разрядов развивают с целью сгущения геодезических сетей для крупномасштабных съемок. В зависимости от расположения и густоты исходных пунктов государственной геодезической сети 1—4 классов на объекте съемки, триангуляция 1 и 2 разрядов развивается в виде сетей, цепочек треугольников, вставок отдельных пунктов или систем в сети пунктов высших классов и прямых засечек. Засечками определяют выдающиеся предметы (колокольни, трубы, шпили высоких зданий и т. д.).

В треугольниках триангуляции 1 и 2 разрядов также измеряют все углы. Засечки должны быть с числом измеренных направлений не менее трех, образующие углы засечки — не менее 30° .

Сплошная сеть триангуляции 1 и 2 разрядов должна опираться не менее чем на три исходных пункта и не менее чем на две базисные стороны. Цепочка треугольников должна опираться на два исходных пункта и примыкающие к ним две базисные стороны. В качестве базисных сторон используют стороны триангуляции или полигонометрии 3—4 классов, а также непосредственно измеренные стороны развиваемой триангуляции при условии, что они не меньше одного километра.

Для длительного сохранения пунктов триангуляции на местности их закрепляют центрами. Для различных физико-географических условий страны разработаны специальные конструкции центров, обеспечивающие их сохранность и неподвижность.

На всех пунктах триангуляции 1—4 классов устанавливают два ориентирных пункта (ОРП) с подземными центрами.

Ориентирные пункты должны быть видны в теодолит, установленный на штативе над центром знака. Расстояние до ориентирных пунктов должно быть от 500 до 1000 м. В лесу, чтобы избежать

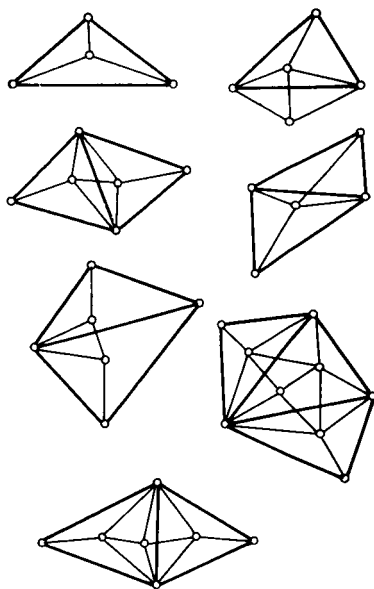


Рис. 29

больших порубок, это расстояние разрешается уменьшить до 250 м.

За один из ориентирных пунктов разрешается принимать хорошо видимый с земли геодезический пункт или местный предмет (шпиль башни, колокольня, мечеть и т. д.) при условии, что он расположен не далее 3 км от пункта сети.

Ориентирные пункты предназначены для ориентирования инструментов при проведении последующих геодезических работ (при привязке полигонометрии 4 класса и 1 и 2 разрядов, теодолитных ходов и т. п.). Они необходимы в условиях плохой видимости или при уничтожении или ветхости наружного знака (сигнала).

На пунктах триангуляции 1 и 2 разрядов устанавливается только один ОРП и только на тех пунктах, с которых отсутствует видимость с земли на смежный пункт триангуляции или полигонометрии (последний — не ближе 250 м). Если устанавливают ОРП, то не ближе 250 м от центра знака.

§ 23. ПОСЛЕДОВАТЕЛЬНОСТЬ И КРАТКОЕ СОДЕРЖАНИЕ РАБОТ ПО ПОСТРОЕНИЮ СЕТЕЙ ТРИАНГУЛЯЦИИ

Построение сетей триангуляции разделяется на ряд отдельных процессов, выполняемых в определенной последовательности.

Геодезическое обследование. Многообразие физико-географических, климатических и экономических условий различных районов нашей страны исключает возможность проектирования геодезических работ по установленному стандарту. В соответствии с особенностями участка работ необходимо выбирать и разрабатывать наиболее целесообразную для данных условий методику и организацию работ.

При производстве геодезического обследования собирают данные о климате, почвах, гидрографии, дорожной сети, растительности, сведения о затратах на рабочую силу и транспорт и о возможности найма их на месте работ и т. д.

Обследование должно дать рекомендации по технологии производства, трудоемкости различных процессов, организации работ.

Геодезическое обследование особенно необходимо в малоизученных, необжитых и труднодоступных районах. При проведении работ в изученных районах обследование можно не проводить.

(Подробнее о геодезическом обследовании изложено в главе VII, § 84).

Составление проекта триангуляции. Проект триангуляционной сети составляют, как правило, на топографических картах масштаба 1 : 100 000. Для детальной разработки отдельных частей проекта и для расчета высот знаков используют карты более крупных масштабов, аэроснимки, географические описания и материалы геодезического обследования. Во всех случаях необходимо добиваться создания сети с наилучшей формой фигур,

равномерной плотности распределения пунктов по всему участку работ и с минимальной высотой знаков.

(Подробнее о составлении проекта см. главу VII, § 85).

Рекогносцировка пунктов триангуляции. Назначение рекогносцировки — уточнение камерального проекта, изыскание на местности выгоднейшего варианта, намеченного проектом сети. В результате рекогносцировки определяют: местоположение пунктов триангуляции и базисных сторон, окончательные высоты знаков, обеспечивающие взаимную видимость по всем запроектированным направлениям сети, и места постановки ориентирных пунктов. (Подробнее о рекогносцировке см. главу VII, § 87).

Постройка знаков и закладка центров и ОРП. К этим процессам относится также отливка монолитов для центров и ОРП, заготовка материалов и доставка их на место постройки.

Измерение базисных сторон. Измерение базисных сторон производят в триангуляции 1 и 2 классов светодальномерами, в триангуляции 1 и 2 разрядов светодальномерами или радиодальномерами.

Астрономические определения координат φ и λ на концах базисных сторон и азимутов α направлений этих сторон, т. е. определение пунктов Лапласа.

Измерение горизонтальных углов треугольников и зенитных расстояний. (Изложено в главе IV).

Камеральная обработка материалов. В состав этого процесса входят: 1) предварительная обработка материалов полевых измерений и получение рабочих координат, пригодных по точности для производства топографических работ; 2) уравнивание триангуляции; 3) составление каталогов координат и высот пунктов.

Составление технического отчета. Технический отчет представляет итоговые данные выполненной работы по построению сети триангуляции. Составляют технический отчет по единой утвержденной программе.

§ 24. ПРИБОРЫ И ИХ ХАРАКТЕРИСТИКА

В настоящее время согласно ГОСТ 10529—70 изготавливаются только оптические теодолиты. Они характеризуются малыми габаритами, малой массой, стеклянными кругами, цилиндрическими осями с шарикоподшипниками, хорошим постоянством геометрических условий и большой точностью отсчетов по горизонтальному и вертикальному кругам. Оптические теодолиты подразделяются на высокоточные, точные и технические. Высокоточные теодолиты Т05 предназначаются для наблюдения в триангуляции 1 класса, Т1 — для 2 класса, точные теодолиты Т2 — для 3—4 классов и Т5 — для наблюдения в триангуляции 1 и 2 разрядов.

Цифра, стоящая после буквы Т, обозначает среднюю квадратическую погрешность угла в секундах, измеренного одним приемом. Но эта средняя квадратическая погрешность не является

Основные характеристики	Приборы					
	T05	T1	T2	T5	OT-02M	TБ-1
<i>Зрительная труба</i>						
Диаметр объектива, мм	64	55	46	46	60	40
Фокусное расстояние, мм	500	339	250	218	350	251
Увеличение, крат	37, 50, 62	30, 40	25	27	30, 40	27
Цена деления окулярного микрометра	1"	1"	—	—	—	—
<i>Горизонтальный круг</i>						
Диаметр круга, мм	180	135	90	95	135	85
Цена наименьшего деления лимба	10"	10'	20'	1°	10'	20'
Отсчетное приспособление:						
а) вид	Оптический микрометр		Шкаловой микроскоп		Оптический микрометр	
б) цена деления	1"	1"	1"	1'	0,5"	1"
<i>Вертикальный круг</i>						
Диаметр круга, мм	130	90	65	70	90	75
Цена деления лимба	10'	10'	20'	1°	20'	20'
Отсчетное приспособление:						
а) вид	Оптический микрометр		Шкаловой микроскоп		Оптический микрометр	
б) цена деления	1"	1"	1"	1'	0,5"	1"
<i>Цена деления уровня (секунд на 2 мм)</i>						
Накладного	4	5	10	—	—	—
На алидаде горизонтального круга	6—7	7	15	30	6—7	16
На алидаде вертикального круга	10—12	12	15	—	10—12	20
<i>Масса прибора в кг</i>						
Без упаковки	18,8	11	5,2	3,5	10,8	5,1
В футляре	34	15	9,5	6,5	16,2	9,1
Штатива	—	8	5,3	5,3	8	5,3

реальной точностью угловых измерений. Она вычисляется по вероятнейшим погрешностям, полученным в результате измерения угла 12 приемами в лабораторных условиях, т. е. без воздействия влияния внешней среды. Таким образом, эти погрешности характеризуют сравнительную точность инструмента*, а также слаженность и взаимодействие его частей.

Наряду с вышеперечисленными теодолитами еще применяются оптические теодолиты, выпускаемые отечественной промышленностью в последние годы: ОТ-02М для наблюдений в триангуляции 1—3 классов и ТБ-1 и другие равноценные ему для наблюдений в триангуляции 3 и 4 классов и 1 и 2 разрядов.

Основные технические характеристики высокоточных и точных угломерных приборов приведены в табл. 7.

§ 25. КРУГИ И ОСИ ОПТИЧЕСКИХ ТЕОДОЛИТОВ

Круги теодолитов изготовлены из оптического стекла и бывают двух типов: расположенные в проходящем через них свете (рис. 30, а) и с отражающей поверхностью (рис. 30, б). У последних плоскость круга, на которой нанесены круговые шкалы,

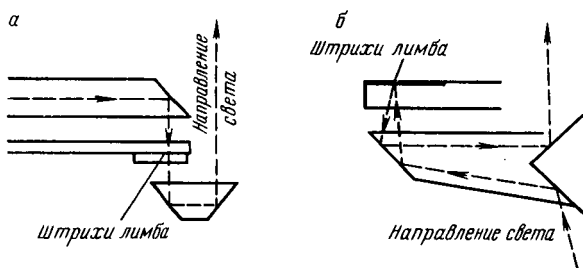


Рис. 30

покрыта амальгамой. Кругами первого типа снабжены теодолиты Т05, Т1, Т2, ТБ-1, Т5, кругами второго типа — теодолиты ОТ-02М.

По устройству осей оптические теодолиты простые (не повторительные). Металлическая оправа стеклянного горизонтального круга крепится к втулке, вращающейся вокруг неподвижной промежуточной баксы — втулки, полый вертикальной оси теодолита. Вертикальная ось — цилиндрическая, жестко скреплена с алидадой и корпусом теодолита. Для высокоточных и точных теодолитов оси изготавливают с опорой на шариках.

Осевые системы в теодолитах являются наиболее ответственными и требуют наивысшей точности изготовления. От величины зазора между осью и втулкой, правильности вращения осей, материала и качества его механической и термической обработки

* В настоящее время вместо термина «инструмент» употребляется термин «прибор».

зависит точность и долговечность инструмента. При этом высокая точность должна сохраняться в условиях больших перепадов температур от $+50$ до -40° . Так, зазор между осью и втулкой

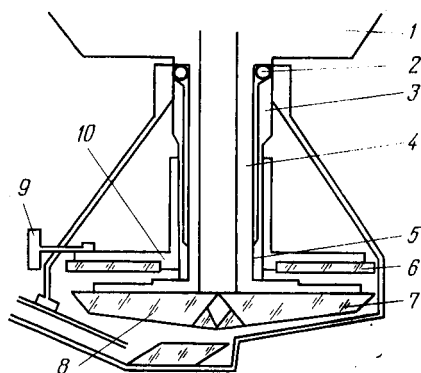


Рис. 31

должен быть минимальный и в то же время достаточным для удержания слоя масла.

На рис. 31 показана схематично конструкция вертикальных осей теодолита ОТ-02М. Вертикальная ось 4 жестко скреплена с корпусом 1 теодолита. Опорой всей верхней части инструмента служат шарикоподшипники 2, лежащие на конической части промежуточной втулки 3. Направляющей поверхностью оси в ее нижней части служит кольцевой выступ 5 промежуточной втулки.

Низ вертикальной оси заканчивается призмами 7 и 8, являющимися алидадой. Снаружи нижнюю часть промежуточной втулки охватывает втулка 10 с закрепленным на ней горизонтальным кругом 6. Таким образом, оси вращения круга и алидады изолированы.

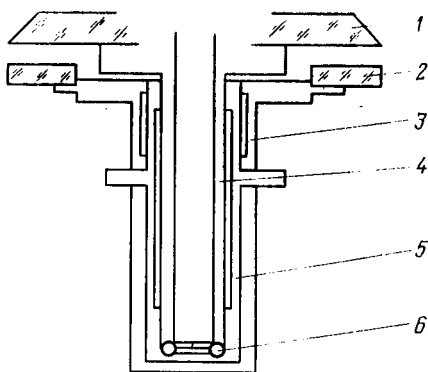


Рис. 32

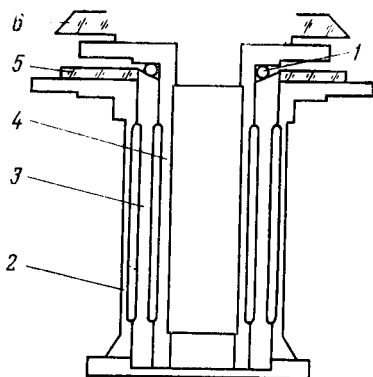


Рис. 33

Перестановка круга осуществляется вращением головки 9 связанного зубчатой передачей с его оправой.

На рис. 32 показана схематично конструкция вертикальных осей теодолита Т2.

Алидадные призмы 1 и верхняя часть теодолита жестко скреплены с вертикальной осью 4. Опорой вертикальной оси служат шарикоподшипники 6. Снаружи верхнюю часть промежуточной втулки 5 охватывает втулка 3 с закрепленным на ней кругом 2.

На рис. 33 схематично показана конструкция осей теодолитов Т05 и Т1. Вертикальная полая ось 4 жестко скреплена с корпусом теодолита и алидадными призмами 6. Опорой всей верхней части служат шарикоподшипники 1, лежащие на конической верхней части промежуточной втулки (баксы) 3. Снаружи промежуточную втулку охватывает втулка 2 с закрепленным на ней стеклянным горизонтальным кругом 5.

Основная часть многочисленных оптических деталей теодолитов предназначена для освещения штрихов горизонтального и вертикального кругов и сведения отсчетов по обоим кругам и по диаметрально противоположным частям кругов в один общий оптический микроскоп, расположенный рядом со зрительной трубой.

§ 26. ОПТИЧЕСКИЕ МИКРОМЕТРЫ

Измерительное устройство оптических теодолитов, предназначенное для оценки долей наименьших делений горизонтального и вертикального лимбов, работает по принципу смещения изображений штрихов лимба и называется оптическим микрометром. Изображения штрихов диаметрально противоположных частей лимба оптической системой передается в фокальную плоскость оптического микрометра. На пути хода лучей от диаметрально противоположных мест круга помещается особая оптическая система, называемая оптическим компенсатором. Оптический компенсатор должен быть устроен так, чтобы при его движении соответственно перемещалось изображение штрихов лимба. Очевидно, с оптическим компенсатором нужно связать отсчетную шкалу, которая позволила бы оценивать величины смещений изображений штрихов при движении компенсатора.

Оптический микрометр состоит из следующих частей: основания, на котором крепятся его детали; оптического компенсатора; перемещающегося устройства компенсатора; отсчетной шкалы; диафрагмы, расположенной в фокальной плоскости микроскопа. Диафрагма имеет два окошечка: большое, в котором видны изображения диаметрально противоположных частей лимба, соприкасающихся концами, и малое, в котором видно изображение отсчетной шкалы микрометра, и индекса, по которому производится отсчет показаний шкалы. Рассматриваются изображения через окуляр микроскопа.

В оптических теодолитах применяются оптические компенсаторы в виде подвижных призм-клиньев и вращающихся плоскопараллельных пластинок.

На рис. 34 показана схема оптического компенсатора с поступательно-перемещаемыми оптическими клиньями. Такими компенсаторами снабжены теодолиты ТБ-1, Т2, Т1 и Т05.

Световой луч, пройдя через оптический клин, выходит из него отклоненным к основанию клина. Если на дальнейшем пути светового луча поместить второй такой же оптический клин

с основанием, расположенным в противоположную сторону, то по выходе из него луч снова отклонится и последует дальше по направлению, параллельному первоначальному. Второй оптический клин можно сделать подвижным и изменять смещение светового луча.

Для одновременного смещения изображений противоположных штрихов лимба надо иметь две пары клиньев. Неподвижная пара клиньев (см. рис. 34, а) отклоняет изображения в противоположные стороны, а подвижная (см. рис. 34, б) — восстанавливает их параллельность. С подвижной парой оптических клиньев жестко скреплена шкала микрометра. Между подвижными клиньями помещена черная матовая пластинка, исключающая взаимное засвечивание изображений лимбов.

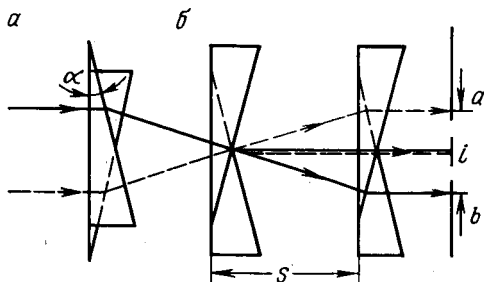


Рис. 34

Когда пара клиньев смещается на всю длину отсчетной шкалы S , то изображение штрихов a и b перемещается на расстояние, равное одному делению лимба i . Изображение штрихов a и b будет при этом перемещаться навстречу одно другому, и изображение каждого

сместится на величину, равную половине деления лимба $\frac{i}{2}$. Если преломляющие углы оптических клиньев обозначить через α , то смещение штрихов можно выразить равенством $i = 2S \frac{\alpha''}{\rho} (n - 1)$, где n — показатель преломления стекла 1,5163, из которого сделаны клинья. Эта формула дает возможность по величине i выбрать подходящее сочетание величин S и α . Таким образом, надо вначале определить величину i , т. е. расстояние между изображениями соседних штрихов лимба в оптическом микрометре, $i = \delta V_{об}$, где δ — линейное расстояние между штрихами лимба, а $V_{об}$ — увеличение объектива оптического микроскопа.

Угол оптических клиньев α может изготовляться с погрешностью порядка $\pm 1'$; возможны погрешности и в общей длине шкалы. Это повлияет на величину изображения. Увеличение объектива оптического микроскопа $V_{об}$ при юстировке можно несколько изменять, сократив этим допущенные погрешности до минимума.

Плоскопараллельные пластинки служат для смещения изображений диаметрально противоположных штрихов лимба. Из оптики известно, что плоскопараллельная пластинка смещает проходящий через нее луч параллельно самому себе. Величина смещения за-

висит от толщины пластинки, показателя преломления стекла, из которого она сделана, и угла падения светового луча на пластинку.

На рис. 35 изображена только одна плоскопараллельная пластинка, вторая располагается рядом и пропускает луч от противоположной части лимба.

При наклоне одной пластинки в одну сторону другая наклоняется в противоположную сторону. От этих наклонов пластинок изображение верхних и нижних штрихов лимба перемещается в противоположные направления.

Но круговая шкала для измерения наклона плоскопараллельных пластинок, а значит и изме-

рения смещения штрихов лимба соединена не с пластинками, а с особым механизмом. Этот механизм имеет форму спирали Архимеда и увеличивает угол поворота пластинок в 60 раз. Угол поворота пластинок равняется 6° , а поворот спирали 360° . Величину поворота пластинок выражают в делениях круговой шкалы,

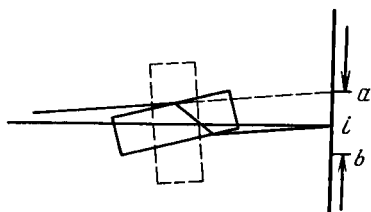


Рис. 35

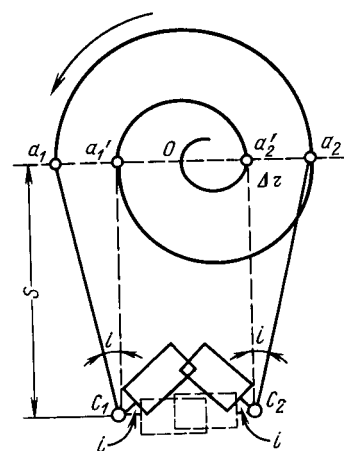


Рис. 36

которая жестко скреплена со спиралью. На рис. 36 показано устройство оптического компенсатора. Плоскопараллельные пластинки укреплены на концах рычагов, вращающихся вокруг осей C_1 и C_2 . Другие концы этих рычагов a_1 и a_2 соединены с пальцами, которые входят в спиральный паз улитки (диска). Диск, в котором проточен спиральный паз, вращается вокруг оси O вместе с расположенной снаружи инструмента головкой. На одной оси с диском и головкой насажен стеклянный диск, на котором нанесена круговая шкала.

Когда диск поворачивается, то изображение штрихов лимба a и b (см. рис. 35) перемещается при помощи плоскопараллельных пластинок навстречу друг другу. При полном обороте диска каждый из штрихов a и b сместится на расстояние, равное половине деления лимба $\frac{i}{2}$, видимое в окуляр оптического микрометра.

Оба штриха проделают путь, равный длине одного деления лимба.

Угол наклона плоскопараллельных пластинок при повороте диска может быть рассчитан по формуле, легко получаемой из рис. 36

$$i' = \frac{\Delta r}{S} \rho'.$$

Изменение перемещения диска от расчетного так же, как в оптическом компенсаторе с подвижными клиньями, устраняется изменением увеличения объектива оптического микрометра при его юстировке посредством перемещения его компонентов.

Оптический микрометр с вращающимися плоскопараллельными пластинками сложнее в изготовлении. Им снабжены оптические теодолиты ОТ-02М.

Шкалы оптических микрометров теодолитов ОТ-02М, Т2, ТБ-1 имеют по 600 делений, шкалы оптических микрометров теодолитов Т05 и Т1 имеют по 300 делений.

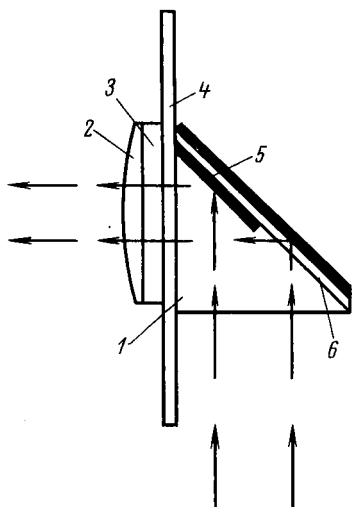


Рис. 37

Диафрагмы и шкалы оптических микрометров входят в оптическую деталь теодолитов, называемую разделительным блоком. Разделительный блок (рис. 37) предназначен для разделения изображений двух частей круга. В разделительном блоке изображения двух диаметрально противоположных частей лимба получают четкую разграничительную линию.

Основную часть разделительного блока составляет прямоугольная призма 1 и прикрепленный к ней оптический клин 6.

Часть гипотенузы 5 призмы 1 под клином и вся верхняя грань клина 6 посеребренны. Посеребренные части показаны утолщенными линиями.

Кроме них в разделительный блок входят: шкала оптического микрометра 4, скрепленная или с подвижной парой клиньев, или со спиралью Архимеда, диафрагма 3, покрытая темной пленкой с двумя окнами, конденсатор 2 и призмы освещения шкалы микрометра (последние на рисунке не показаны).

Лучи с изображением одной части горизонтального круга отражаются от посеребренной части гипотенузы 5 призмы 1, а лучи с изображением другой части горизонтального круга отражаются от посеребренной поверхности клина 6.

При этом концы изображений штрихов лимба отсекаются границей посеребренного слоя призмы и поглощаются тыльной стороной посеребренного слоя. Таким образом, край посеребренной поверхности призмы 1 является прямой линией раздела изображений диаметрально противоположных штрихов лимба. На посеребренную поверхность призмы 1 нанесен неподвижный индекс. В теодолитах Т05, Т1 и Т2 неподвижного индекса нет.

§ 27. ОКУЛЯРНЫЙ МИКРОМЕТР

Окулярный микрометр зрительной трубы служит для точного визирования при угловых измерениях. При большом увеличении зрительных труб теодолита точное наведение их биссектора на наблюдаемые цели сравнительно грубым наводящим устройством алидады выполняется недостаточно точно. Глаз наблюдателя ясно различает малейшее перемещение биссектора относительно видимой в трубу наблюдаемой цели. В то же время наводящее устройство алидады передвигает тяжелую верхнюю часть прибора грубо и недостаточно плавно. Окулярным микрометром снабжены теодолиты Т05 и Т1.

Окулярный микрометр состоит из плоскопараллельной пластинки и поворачивающей ее головки. Плоскопараллельная пластинка помещена перед сеткой нитей и поворачивается головкой вокруг вертикальной оси на угол $\pm 5^\circ$, что соответствует параллельному смещению луча на величину $\pm 30''$ (у теодолита Т1 на величину $\pm 25''$). Головка расположена на окулярной части трубы. На головке окулярного микрометра теодолита Т05 нанесено 60 делений — по 30 делений в обе стороны от нулевого. При нулевом отсчете пластинка располагается перпендикулярно оси визирования и смещение луча не происходит. Цена деления окулярного микрометра $1''$. Видимые размеры делений позволяют делать уверенные отсчеты до $0,1''$. Отсчеты по шкале делаются через специальную лупу, укрепленную на окулярном конце трубы рядом с головкой, относительно неподвижного индекса. В теодолите Т1 в наружной части расположена только головка оптического микрометра. Индекс и отсчетная шкала оптического микрометра введены в поле зрения отсчетной системы теодолита. Цена деления $1''$, точность отсчета $0,1''$.

Для отсчетов по окулярному микрометру каждый десятый штрих в теодолите Т05 оцифрован. В теодолите Т1 оцифрован каждый второй штрих (рис. 38). Для облегчения отсчетов при переводе трубы через зенит каждый оцифрованный штрих имеет двойную оцифровку.

Вне зависимости от расположения кругов, если отсчет по окулярному микрометру в пределах $0-30$ делений, то поправка к отсчету по оптическому микрометру положительна, а если в пределах $70-0$ — отрицательна. Для отсчетов всегда используется прямая оцифровка делений.

Визирование при помощи окулярного микрометра выполняется так: сперва грубым движением руки и далее наводящим устройством алидады устанавливают зрительную трубу в положение, при котором изображение наблюдаемой цели расположится вблизи биссектора сетки нитей. Окулярный микрометр при этом



Рис. 38

устанавливают на нулевой отсчет. Затем, вращая головку окулярного микрометра, смещают изображение цели и точно вводят его в биссектор. Величину смещения определяют отсчетом по шкале окулярного микрометра. Таких наведений окулярным микрометром обычно делают три. Из трех отсчетов вычисляют среднее значение. Колебание отсчетов по окулярному микрометру не должно превышать одного деления.

Очевидно, что отсчеты по окулярному микрометру дают величину интервала, на который визирная ось трубы не была доведена до изображения наблюдаемой цели работой наводящего устройства алидады. А это значит, что полный отсчет по инструменту будет равен алгебраической сумме среднего отсчета по оптическому микрометру и среднего отсчета по окулярному микрометру.

§ 28. ОТСЧИТЫВАНИЕ ПО ЛИМБАМ

Отсчеты по горизонтальному и вертикальному лимбам оптических теодолитов производят одновременно по двум диаметрально противоположным его частям. В основу принципа отсчета положено постоянство полусуммы отсчетов любой общей точки для изображения диаметрально противоположных частей лимба.

На рис. 39 показано изображение диаметрально противоположных частей лимба в большом окошке оптического микрометра, пунктиром показан неподвижный индекс.

Цена деления лимба на рис. 39 равна $20'$. Для любой общей точки противоположных частей лимба A и B получим одну и



Рис. 39

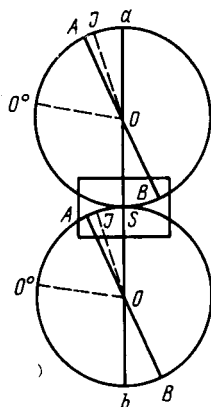


Рис. 40

ту же полусумму отсчетов, если один из отсчетов изменим на 180° . Так, для точки, отмеченной буквой x , по шкале A отсчитаем $49^\circ 20'$, по шкале B — $48^\circ 20'$ ($228 - 180^\circ$). Полусумма отсчетов равна $48^\circ 50'$. Так, для точки, отмеченной буквой y , по шкале A отсчитаем $47^\circ 40'$, а по шкале B — $50^\circ 00'$. Полусумма отсчетов опять будет равна $48^\circ 50'$. Полусумма, равная $48^\circ 50'$, является отсчетом, соответствующим данному положению круга.

На рис. 40 прямоугольником показано окно поля зрения оптического микроскопа. Видимые в окне диаметрально противоположные места лимба дополнены до окружности. На чертеже

окружности сильно уменьшены по сравнению с окном. Нижняя окружность является прямым изображением верхней и только смещена относительно ее на величину диаметра.

Пусть точка O — центр окружности, по которой нанесены деления лимба, точка пересечения вертикальной оси вращения инструмента с плоскостью круга и центр вращения круга (для простоты чертежа эксцентриситет круга и алидады примем равным нулю); J — неподвижный индекс оптического микрометра (нульпункт). В инструменте индекс может быть несколько смещен от своего правильного местоположения.

Неподвижный индекс оптического микрометра имеет при отсчетах лишь вспомогательное значение. Он обозначает центральную часть поля зрения микроскопа, где нужно следить за совмещением штрихов. В ряде инструментов он, как мы уже знаем, отсутствует. За него можно принять любую точку лимба. Смещенным на величину $aJ = SJ$ он показан и на рис. 40, где A и B — младшие к индексу оцифрованные штрихи лимба; aSb — линия, по которой расположится диаметр лимба AB , если совместить его противоположные штрихи A и B ; S — точка, в которой должен быть размещаться неподвижный индекс J при его правильном нанесении. Отсчеты по лимбу будут равны:

по одной части лимба — $M_A = A + AS - JS$,

по противоположной — $M_B = B + BS + SJ$.

Среднее из отсчетов $M = \frac{1}{2}(M_A + M_B \pm 180^\circ) = \frac{1}{2}(A + B \pm \pm 180^\circ) + \frac{1}{2}(AS + BS)$ или $M = A + \frac{1}{2}AB$, так как $AS + BS = AB$.

Но $\frac{1}{2}AB = \frac{1}{2}in$, т. е. половина произведения цены деления лимба на число этих делений n , заключенных между оцифрованными младшими диаметрально противоположными штрихами лимба, расположенными слева и справа от индекса, так как $AB = in$. Отсчет по лимбу, таким образом, будет $M = A + \frac{1}{2}in$.

Как видно, отсчет по лимбу не зависит от индекса оптического микрометра.

Для нашего примера (см. рис. 39) отсчет по лимбу будет

$$M = 48^\circ + \frac{1}{2} 20' \cdot 5 = 48^\circ 50'.$$

Между младшими ближайшими к индексу оцифрованными делениями 48 и 228° (в нашем примере) пять делений лимба ($n = 5$). Проще число n multiply на половину цены деления лимба, в данном примере $10'$.

После наведения зрительной трубы на какой-либо предмет штрихи изображений противоположных частей лимба, как правило, окажутся несовмещенными. Для полного отсчета возникает

необходимость оценить часть деления лимба. Эту задачу призван решать оптический микрометр.

Длина шкалы оптического микрометра, как мы уже знаем, соответствует половине деления лимба $\frac{i}{2}$. Цена одного деления шкалы оптического микрометра

$$\mu = \frac{i}{2m},$$

где m — число делений на шкале оптического микрометра.

Если $i = 10'$, а шкала оптического микрометра имеет 300 делений (теодолиты Т1 и Т05), то

$$\mu = \frac{10'}{2 \cdot 300} = \frac{600''}{600} = 1''.$$

Если $i = 20'$, а шкала разделена на 600 делений (теодолит Т2), то

$$\mu = \frac{20'}{2 \cdot 600} = \frac{1200''}{1200} = 1''.$$

Таким образом, для получения отсчета по кругу необходимо:

1) точно совместить концы диаметрально противоположных штрихов, находящихся вблизи неподвижного индекса, т. е. центра поля зрения микроскопа, вращая головку оптического микрометра;

2) взять отсчет по кругу в большом окне микроскопа $M = A + \frac{in}{2}$;

3) прибавить к нему отсчет по шкале микроскопа в малом окне. Очевидно, полный отсчет по кругу будет

$$\{M = A + \frac{in}{2} + \mu k,$$

где μ — цена деления шкалы микрометра; k — количество делений шкалы микрометра, взятое по индексу его шкалы.

Шкалы микрометров оцифрованы: в теодолитах Т05, Т2, ТБ-1 слева шкалы минут, справа — десятков секунд, в теодолите Т1 оцифровка расположена также, но в секундах оцифрована каждая пятая, а в теодолите ОТ-02М оцифровка минут и секунд расположена ниже штрихов: верхние цифры — десятки секунд, нижние — минуты.

Благодаря такой оцифровке отпадает необходимость считать деления и применять произведение μk . Для отсчитывания по кругам оптических теодолитов необходимо только определить цену наименьшего деления лимба i и изучить систему подписей делений на лимбе и на шкале микрометра.

Для уменьшения погрешности совмещения изображений штрихов лимба берут два отсчета по шкале микрометра, дважды последовательно совмещая штрихи лимба, среднее из которых считают окончательным результатом.

§ 29. ТЕОДОЛИТ ОТ-02М

Теодолит предназначен для измерения углов на пунктах триангуляции и полигонометрии 2 и 3 классов. При систематических погрешностях измерения углов, связанных со смещением подставки инструмента при вращении его алидадной части, менее 0,1" прибор допускается на измерение углов триангуляции и полигонометрии 1 класса, особенно в труднодоступных районах.

Вид теодолита со стороны контактного уровня показан на рис. 41, а, а со стороны оптического микрометра — на рис. 41, б.

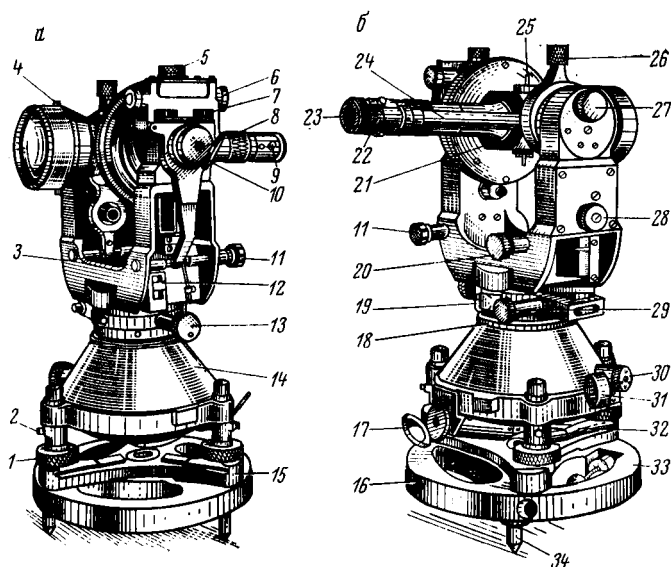


Рис. 41

Для наблюдения со столиков сигналов и туров теодолит обеспечен центрировочной плитой 16. Центрировочная плита имеет три ножки 34 и в центре полый винт для скрепления ее с установочной пластинкой 15. Установка теодолита над определенной точкой осуществляется при помощи центрира 33.

Основанием трех подъемных винтов 1 служат подпятники установочной пластинки 15.

Подставка не съемная, она представляет единое целое с металлическим кожухом 14, закрывающим горизонтальный круг теодолита. Установочная пластинка силой упругости плоских пружин 32 соединена с подставкой, а значит и с теодолитом. Ход подъемных винтов регулируется специальными винтами 2.

Подставка имеет круглое отверстие — трубку, куда вставляется зеркало 17 или патрон электрического осветителя с электролампочкой для освещения штрихов горизонтального круга.

Слева от трубки подставки помещена штепсельная розетка для присоединения к электропитанию, один провод от которой присоединен к металлическому кольцу 18 скользящего контакта 19.

Оптического центра теодолит не имеет. Перестановка горизонтального круга на любой угол осуществляется вращением головки 30, связанной с зубчатой передачей с его оправой. От возможных случайных перемещений лимба во время работы головка 30 закрывается крышкой — колпачком 31.

Закрепление алидадной части достигается головкой закрепительного устройства 13, а ее медленное перемещение по азимуту производится наводящим устройством с головкой 29.

Установка вертикальной оси теодолита в отвесное положение осуществляется цилиндрическим уровнем 3. Цилиндрический уровень имеет юстировочный винт 12.

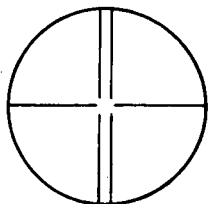


Рис. 42

Зрительная труба состоит из двух частей — с объективом и окуляром, каждый из которых ввинчен в куб трубы 21, жестко скрепленный с горизонтальной осью инструмента. Отчетливое изображение предмета достигается вращением фокусирующего кольца 8, а изображение сетки нитей — вращением окулярного кольца 23. Труба имеет два сменных окуляра, дающих увеличение трубы 30 и 40 $\times$.

Сетка нитей рис. 42, нарезанная на стеклянной пластинке, перемещается в трубе тремя юстировочными винтами 9 (см. рис. 41). Мушки 4, имеющиеся с двух сторон зрительной трубы, служат для приближенного ее наведения на предмет. Свободное движение зрительной трубы в вертикальной плоскости прекращается при помощи закрепительного устройства с головкой 26, малые ее перемещения осуществляются наводящим устройством с головкой 20.

Для приведения алидады вертикального круга в постоянное, при снятии отсчета, положение она снабжена контактными уровнем 6. Уровень расположен снаружи. Ампула уровня освещается снизу через два окна 7. Совмещение изображений двух половин противоположных концов пузырька уровня производится наводящим устройством с головкой 11 и наблюдается через призму 5. С одной стороны контактный уровень имеет два юстировочных винта. Рядом с окулярным концом зрительной трубы помещается труба 24 отсчетного микроскопа. Четкость изображений в поле зрения оптического микрометра достигается поворотом его окулярного кольца 22.

Совмещение изображений противоположных штрихов лимба (горизонтального и вертикального) достигается вращением головки 27, жестко скрепленной с осью, на другом конце которой насажены металлический диск со спиралью Архимеда и стеклянный диск, на окружность которого нанесены 600 делений.

Переключение оптического микроскопа со штрихов горизонтального круга на штрихи вертикального и обратно осуществляется поворотом до отказа рукоятки 28. Для освещения штрихов вертикального круга и при работе ночью для подсвечивания сетки нитей ниже цилиндрического уровня в колонке трубы имеется трубка, в которой укрепляется зеркало 10 или патрон электрического осветителя с лампочкой. Сетка нитей освещается при помощи зеркала, расположенного внутри трубы, которое направляет на сетку свет от электролампочки. Зеркальце соединено с регулятором 25, находящимся снаружи зрительной трубы. Поворотом этого регулятора можно изменять освещенность сетки.

1. Оптическая система теодолита

Оптическая система теодолита изображена на рис. 43. Световые лучи от зеркала 23 или электрической лампочки, патрон которой вставляется в то же гнездо, что и зеркало, падают на ромбоидальную призму 22. В этой призме трехкратного отражения световые лучи падают на конденсатор — линзу 21, который направляет параллельный пучок световых лучей в алидадный блок призм 15 и 19 горизонтального круга. Симметричное устройство призм позволяет малым призмам алидадного блока 16 и 18 разделить пополам пучок параллельных световых лучей и одновременно осветить штрихи диаметрально противоположных частей горизонтального лимба 14 и 20. Поверхность стеклянных кругов, на которых нанесены штрихи круговой шкалы, покрыта серебряным отражающим слоем. Отразившись от него, свет снова попадает в те же алидадные призмы, которые направляют его в сложный объектив 17 оптического микрометра. Ромбоидальная призма 13, стоящая на пути хода световых лучей, параллельно сместит их и направит на две плоскопараллельные пластинки 9 и 10. Прямоугольная призма 12 при этом должна быть сдвинута в сторону рукояткой переключателя 28 (см. рис. 41). От одного края горизонтального круга лучи света проходят через пластинку 9 (см. рис. 43), от другого края — через пластинку 10.

Лучи света, пройдя через плоскопараллельные пластинки 9 и 10, попадают в разделительный блок 8. По выходе из него изображения штрихов диаметрально противоположных мест круга получают разделенные тонкой линией. Пройдя разделительный блок, лучи направляются через прямоугольную призму 7, конденсорную линзу 4 и прямоугольную призму 3 в отсчетный микроскоп с объективом 2 и окуляром 1. Конденсорная линза 4 имеет два окна: верхнее — большое, в котором видны изображения диаметрально противоположных штрихов лимба; нижнее — малое, в котором видны штрихи микроскопа, нанесенные на стеклянном диске. Этот диск освещается лучами, проходящими через осветительную призму 6.

Освещение вертикального круга и ход лучей построены по такому же принципу. Световые лучи от зеркала 24 или электро-

лампочки через защитное стекло 25 направляются в ромбоидальную призму 26. После двукратного отражения в ней лучи направляются в прямоугольную призму 30. Дважды отразившись в ней, эти лучи попадают на линзу-конденсатор 31, который направляет

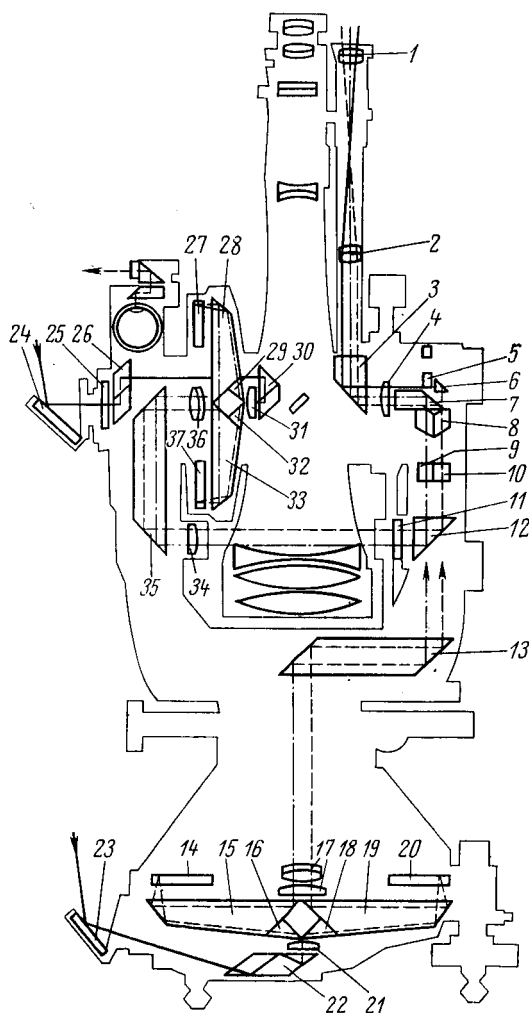


Рис. 43

параллельный пучок световых лучей в алидадный блок призм 28 и 33 вертикального круга. Малыми призмами этого блока 29 и 32 пучок света делится на две части и одновременно освещает штрихи диаметрально противоположных частей вертикального круга 27 и 37. Отразившись от посеребренного отражающего

слоя вертикального лимба, лучи с изображением штрихов снова попадают в те же алидадные призмы 28 и 33, которые направляют их в объектив микроскопа, состоящий из линз 36 и 34, и расположенную на пути между этими линзами прямоугольную призму 35. В дальнейшем изображение штрихов вертикального лимба проходит через наружную воздушную среду между подставками оси вращения зрительной трубы, защитное стекло 11 и попадает в прямоугольную призму 12. Если она на месте, как показано на рис. 43, то после преломления в ней лучи направляются в оптический микрометр.

2. Отсчеты по лимбам и формулы для вычисления зенитных расстояний

На верхней стороне стеклянного горизонтального круга нанесены деления лимба. Градусные штрихи удлинены и оцифрованы. Надписи градусов возрастают по ходу часовой стрелки от 0 до 359°. Каждый градус разделен на 6 равных частей. Цена наименьшего деления горизонтального лимба i , таким образом, равна $10'$.

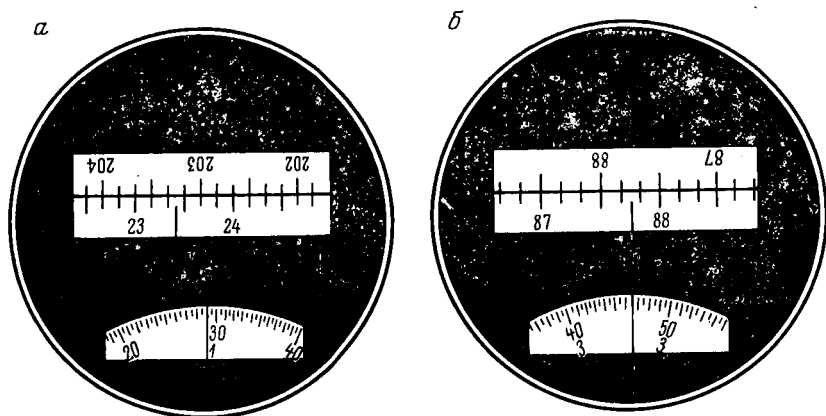


Рис. 44

Внутри градусных интервалов каждое третье деление для облегчения отсчета удлинено.

На рис. 44 показано поле зрения оптического микроскопа после совмещения штрихов горизонтального и вертикального лимбов. В нижнем малом окне расположена шкала микрометра, которая имеет 600 делений (не считая нескольких дополнительных — до нулевого и после шестисотого, для удобства определения рена). Цена одного деления $\mu = \frac{i}{2m} = \frac{10'}{1200} = 0,5''$. Оцифрованы десятки секунд и ниже — минуты. Для удобства отсчета каждый второй штрих шкалы, соответствующий целой секунде,

удлинен. Еще более удлинен каждый двадцатый штрих, соответствующий десяткам секунд.

Отсчет по кругу, как уже известно, выражается формулой

$$M = A + \frac{i}{2}n + \mu k.$$

Значит, для изображения, показанного на рис. 44, а, получим

$$M = 23^\circ + \frac{10'}{2} \cdot 4 + 1' 29,0'' = 23^\circ 21' 29,0''.$$

Вертикальный лимб разделен на интервалы по 2° , а каждый такой интервал — на 6 равных частей. Наименьшее деление вертикального лимба, таким образом, равно $20'$.

Двухградусный интервал вертикального лимба изображается в фокальной плоскости оптического микроскопа величиной, равной изображению интервала горизонтального лимба в 1° . Поэтому для удобства пользования одной и той же шкалой секунд градусные деления на вертикальном лимбе подписаны так, что 1° на лимбе фактически соответствует 2° . Например, зенитным расстояниям $88, 86, 84^\circ$ и т. д. на лимбе соответствуют подписи $89, 88, 87^\circ$ и т. д., а зенитным расстояниям $92, 94, 96^\circ$ и т. д. соответствуют подписи $91, 92, 93^\circ$ и т. д. Это надо помнить, если зенитное расстояние или угол наклона по какой-либо причине определяется при одном положении круга. Работая при двух положениях круга, отсчеты и их запись производят без учета этой особенности подписи делений на вертикальном лимбе. Особенность эта учтена формулами для вычисления Z и MZ . Подписи градусов даны от 55 до 125° . Диаметрально противоположные градусные штрихи лимба подписаны одинаково, не различаясь на 180° . При горизонтальном положении визирной оси трубы отсчеты как при «круге лево», так и при «круге право» будут близки к 90° .

На рис. 44, б показано поле зрения оптического микрометра после совмещения изображений штрихов вертикального лимба. Отсчет в этом случае будет равен

$$M = 87^\circ + \frac{10'}{2} \cdot 9 + 3' 46,5'' = 87^\circ 48' 46,5''.$$

На рис. 45 показано расположение подписей штрихов делений вертикального лимба при наведении зрительной трубы на один и тот же предмет при «круге лево» и «круге право». Двумя параллельными вертикальными линиями изображен алидадный блок призм вертикального круга, а маленьким кружком — то место круга, изображение штрихов которого видно в нижней половине большого окна поля зрения оптического микроскопа. Диаметр вертикального лимба, подписанный по концам 90° , перпендикулярен визирной оси трубы.

Если поворотами зрительной трубы увеличивать зенитные расстояния, то в нижней половине большого окна оптического микроскопа будут проходить при «круге право» все убывающие деления

95, ..., 90, ..., 85°..., а при «круге лево» — все возрастающие деления 85, ..., 90, ..., 95°... Учитывая, что отсчеты по вертикальному лимбу всегда вдвое уменьшены против действительных, по рис. 45 можно написать:

при «круге лево»

$$z = Mz - 2КЛ + 270^\circ,$$

при «круге право»

$$z = 2КП - Mz - 90^\circ.$$

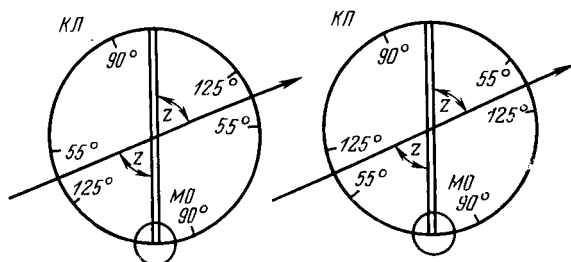


Рис. 45

Пользуясь этими формулами, складывая их или вычитая из одной другую, получим третью формулу для вычисления зенитного расстояния z и формулу для вычисления места зенита Mz

$$z = КП - КЛ + 90^\circ,$$

$$Mz = КП + КЛ - 180^\circ.$$

§ 30. ТЕОДОЛИТ Т2

Теодолит Т2 предназначен для измерения углов в триангуляции и полигонометрии 3 и 4 классов. Испытания теодолита в полевых условиях показали, что средняя квадратическая погрешность измерения горизонтального угла из одного приема не превышает $\pm 2,6''$, а зенитные расстояния — $\pm 2,9''$.

На рис. 46, а показан теодолит со стороны контактного уровня, а на рис. 46, б — со стороны оптического микрометра.

На рис. 46 показана установочная пластинка 35, которая служит основанием для подъемных винтов 1 и скрепляет теодолит станковым винтом 19 со штативом 18, или центрировочной плитой, показанной на рис. 48.

Вращение подъемных винтов 1 (см. рис. 46) регулируют при помощи гайки, изменяющей сжатие разрезной втулки, в которой находится нарезная часть подъемных винтов. Для регулирования подъемного винта его надо вывинчивать до тех пор, пока к отверстию во втулке 2 подъемного винта не подойдет отверстие в регулировочной гайке.

Основанием теодолита служит подставка 17. Теодолит крепится с подставкой закрепительным винтом 3.

Перестановка горизонтального круга осуществляется головкой 4. Для перестановки круга необходимо предварительно нажать на головку вдоль оси, а затем уже вращать ее. Рукоятка закрепительного устройства 34 и головка наводящего устройства 33 алидады, служащие для закрепления и наведения зрительной трубы в горизонтальной плоскости, соосны.

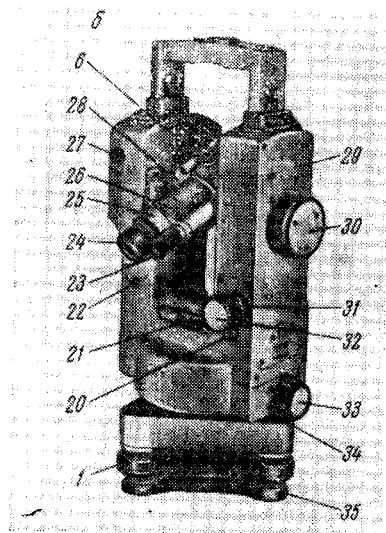
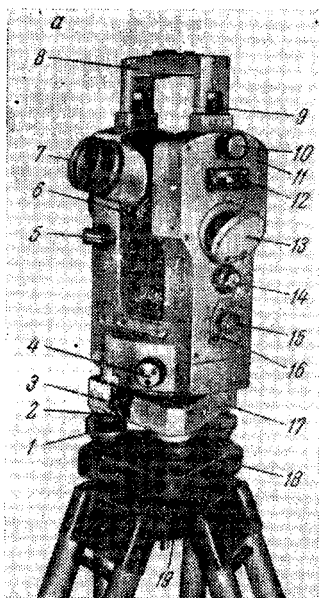


Рис. 46

Теодолит имеет оптический центрир, расположенный в алидадной части прибора. Окуляр оптического центрира 15 расположен со стороны контактного уровня при алидаде вертикального круга. Объектив оптического центрира расположен во внутренней вертикальной оси. На сетке оптического центрира нанесены две концентрические окружности, которыми центрируют теодолит.

Юстировку оптического центрира производят смещением окулярной части центрира. Для этого необходимо снять крышку 16, под которой расположены два винта, скрепляющие окулярную часть центрира с теодолитом. Отпустив эти винты, можно несколько передвинуть окулярную часть центрира.

Выше окуляра оптического центрира 15 установлена головка наводящего устройства контактного уровня алидады вертикального круга 14.

Установка вертикальной оси теодолита в отвесное положение производится при помощи цилиндрического уровня 21 при алидаде горизонтального круга. Уровень юстируется исправительным винтом 20.

Уровень при алидаде вертикального круга расположен внутри колонки 11 и наблюдается через призму-лупу 10, на которую системой призм передается изображение концов пузырька уровня. Подсветка уровня осуществляется через окно 12 на крышке колонки теодолита. Юстировка уровня производится при помощи двух исправительных винтов, закрытых крышкой 27.

Зрительная труба теодолита 25 с окуляром 24 и объективом 7 фокусируется на предмет вращением фокусирующего колыбца 26. Зрительная труба закреплена на оси 28. На трубе с двух сторон имеются оптические визиры 6, при помощи которых производят приближенное наведение зрительной трубы на предмет.

Для закрепления трубы и точного наведения ее на предмет в вертикальной плоскости служат рукоятка закрепительного устройства 31 и головка наводящего устройства 32, которые также соосны.

Окуляр оптического микроскопа 23 расположен рядом с окуляром зрительной трубы 24. Переключение микроскопа на штрихи горизонтального или вертикального круга осуществляется поворотом рукоятки 5. Штрихи горизонтального круга двойные.

Во второй колонке под ее крышкой 29 расположен оптический микрометр. Движение оптического компенсатора и связанной с ним шкалы достигается вращением головки 30.

Освещенность поля зрения оптического микрометра регулируется поворотом и наклоном зеркала подсветом 13. Дневное освещение может быть заменено электрическим. Электролампочка устанавливается вместе с фонарем, который крепится на колонке над зеркалом подсветкой 13. Фонарь крепится рычажками, которые вставляются в специальные прорезы рамки подсветки контактного уровня. Штекер фонаря вставляется в гнезда 22. Свет лампочки, отражаясь от внутренней поверхности фонаря, освещает уровень при алидаде вертикального круга и подсвечивает сетку нитей зрительной трубы.

Сверху на колонке теодолита укреплена ручка 8. Ручка укрепляется на теодолите с помощью винтов 9 и служит для переноса теодолита и установки на ней специальной вешки при работе по трехштативному методу.

Сетка нитей теодолита показана на рис. 47.

Для наблюдений со столика сигнала теодолит Т2 обеспечен центрировочной плитой. Центрировочная плита (рис. 48) состоит из основания 1, имеющего три ножки 3. Для соединения с установочной пластинкой имеется становой винт 2, к которому

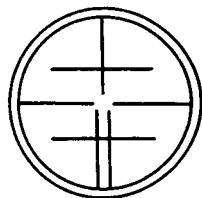


Рис. 47

подвешен центрир 4 с круглым уровнем 5. Ориентир-буссоль крепится к ручке теодолита.

Накладной уровень служит для установки оси вращения трубы теодолита в горизонтальное положение и для определения ее

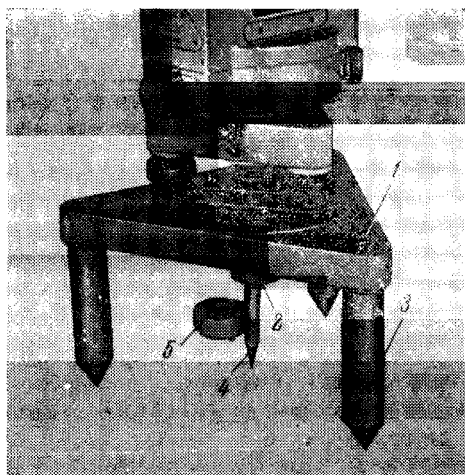


Рис. 48

наклона. Уровень устанавливают на шейке горизонтальной оси теодолита. Перед его установкой ручку теодолита необходимо снять. Накладной уровень имеет камерную ампулу; его юстировочные винты закрыты крышкой.

1. Оптическая система теодолита

В теодолите имеются оптические системы (рис. 49) алидадной части, центрира, зрительной трубы и контактного уровня.

Рассмотрим оптическую систему алидадной части теодолита и ход лучей в ней. Рассеянный свет, дневной или электрический, отразившись от зеркала-подсветки 1, входит через матовое стекло-иллюминатор 2 внутрь теодолита и дальше распределяется по двум световым каналам. По одному — для освещения горизонтального круга, по другому — для освещения вертикального круга.

Первая часть пучка света, предназначенная для освещения горизонтального круга, входит через вертикальную грань в призму 41, дважды в ней отражается и направляется вниз. Луч света, направленный вниз, попадает в прямоугольную призму-подсветку 36 с наклеенным на ее гипотенузную грань конденсатором 37. Призма-подсветка 36 поворачивает световой

луч вверх на участок горизонтального лимба 35. Изображение части делений лимба передается световым лучом в прямоугольную призму 34. В призме 34 световой луч с изображением делений лимба отражается под углом 90° и направляется через сложные линзы 33 и 30 в прямоугольную призму 29. В прямоугольной призме 29 луч снова изменяет направление на 90° , поворачиваясь вниз, и проходит через противоположный участок лимба. В ре-

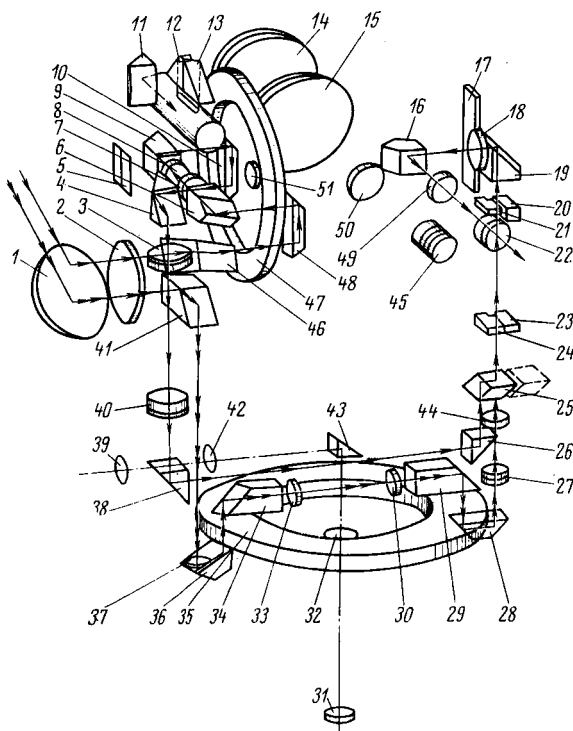


Рис. 49

зультате этого вблизи штрихов одной части лимба получают изображения штрихов его противоположной части.

Призмы 34 и 29 и линзы 33 и 30 смонтированы на общем мостике, который наглухо прикреплен к верхнему основанию вертикальной оси теодолита. Оптический мостик является собственно алидадой горизонтального круга. Далее изображения диаметрально противоположных штрихов лимба, отражаясь дважды в прямоугольной призме 28, поступают в объектив оптического микрометра, состоящий из четырех попарно склеенных линз 27 и 44. Положение линз объектива оптического микрометра 27 и 44 можно перемещать. Перемещение этих линз в небольших пределах может изменять увеличение объектива микрометра. Это исполь-

зуют при юстировке микрометра, чтобы уничтожить влияние допущенных в нем погрешностей (в оптическом угле клиньев, в длине шкалы).

Для того чтобы световой луч с изображением диаметрально противоположных штрихов мог пройти дальше, призма 25 должна быть сдвинута в положение, показанное на рисунке пунктиром, т. е. должна освободить путь лучам от горизонтального круга.

Лучи с изображением одной части лимба, пройдя объектив оптического микрометра, направляются через левые оптические клинья 24 и 21 в разделительный блок — прямоугольную призму 19. Лучи с изображением другой части лимба направляются через правые оптические клинья 23 и 20 также в прямоугольную призму 19.

Из распределительного блока через конденсатор 18 лучи уже с изображением шкалы оптического микрометра попадают в микроскоп, состоящий из пятиугольной призмы 16, объектива 49 и сложного окуляра 22.

Изображения делений лимба и шкалы оптического микрометра рассматриваются глазом наблюдателя через окуляр 22 микроскопа.

Вторая часть световых лучей, окрашиваясь светофильтром 46 в светло-зеленый цвет, поступает в прямоугольную призму 48, которая, дважды отразив лучи, поворачивает их и направляет на участок вертикального круга 47. Изображения штрихов лимба при помощи оптического мостика, состоящего из призмы 6, линз 7 и 8 и призмы 9, передаются в плоскость штрихов противоположной части вертикального круга. Оптический мостик вертикального круга представляет алидаду вертикального круга. Положение оптического мостика алидады вертикального круга относительно закрепленного вертикального круга в небольших пределах может перемещаться действиями наводящего устройства контактного уровня 14 (см. рис. 46). Контактный уровень вертикального круга жестко скреплен с оптическим мостиком.

Полученное, таким образом, изображение диаметрально противоположных частей лимба после двойного отражения в прямоугольной призме 10 (см. рис. 49) попадает в две склеенные прямоугольные призмы 4. После двойного отражения в этой призме лучи с изображением штрихов лимба поступают в объектив микрометра вертикального круга, состоящего из четырех попарно склеенных линз 3 и 40. Эти линзы имеют возможность небольшого перемещения для юстировки увеличения и резкости микрометра.

В дальнейшем изображение штрихов лимба дважды меняют свое направление на 90° в прямоугольных призмах 38 и 26 и, сдвинувшись параллельно в призме 25, через неподвижные оптические клинья 23 и 24, подвижные 20 и 21 попадают в разделительный блок-призму 19.

Оптическая система зрительной трубы состоит из объектива-линзы 14 и 15, фокусирующей линзы 50 и многолинзового оку-

ляра 45. Подсветка сетки нитей зрительной трубы производится через призму 5 и конденсатор 51.

Оптическая система оптического центрира состоит из защитного стекла 31, объектива линзы 32, поворотной прямоугольной призмы 43, стеклянной плоскости 42 и однолинзового окуляра 39. На плоскости 42 нанесены концентрические окружности — сетка нитей центрира.

Оптическая система контактного уровня состоит из прямоугольных призм 12 и 13, которые направляют изображение полу-концов пузырька уровня на призму-лупу 11, через которую глаз наблюдателя видит их.

2. Отсчеты по лимбам и формулы для вычисления зенитных расстояний

На стеклянных горизонтальных и вертикальных кругах нанесены деления лимба от 0 до 360°. Цена наименьшего деления лимбов $i = 20'$. Оцифрованы градусные деления, которые несколько длиннее остальных.

На рис. 50 приведено поле зрения оптического микрометра: а) при отсчете горизонтального круга, б) при отсчете вертикального круга.

Длина шкалы оптического микрометра соответствует половине деления лимба, т. е. $10'$. Шкала имеет 600 делений. Таким образом, номинальная цена одного деления шкалы

$$\mu = \frac{i}{2m} = \frac{20'}{1200} = \frac{10'}{600} = 1''.$$

Для отсчета по кругу необходимо вращением головки оптического микрометра тщательно совместить изображения верхних и нижних штрихов лимба.

Отсчет градусов производят по верхнему изображению штрихов, он будет: 47° для горизонтального круга и 6° для вертикального круга. Затем отсчитывают число десятков минут $\frac{i}{2}n$. На рис. 50 n будет соответственно равно 5 и 1, а отсчет десятков минут — 50 и $10'$. Единицы минут отсчитывают в малом окошке по левому ряду чисел соответственно 6 и $3'$. Десятки секунд отсчитывают в том же окошке по правому ряду чисел соответственно 50 и $40''$. Отсчет единиц секунд производят по неподвижной горизонтальной черте — индексу соответственно 7 и $3''$. Доли секунд определяют на глаз, деля односекундный интервал на 10 частей.

Таким образом, положению, показанному на рис. 50, соответствуют отсчеты: по горизонтальному кругу $47^\circ 56' 57,5''$, по вертикальному $6^\circ 13' 43,7''$.

Вертикальный круг наглухо скреплен с горизонтальной осью трубы теодолита. При этом диаметр лимба $0-180^\circ$ установлен

параллельно визирной оси зрительной трубы, а штрих 0° расположен к окуляру зрительной трубы.

При горизонтальном положении трубы отсчет по вертикальному кругу при «круге лево» близок к 90° , при «круге право» — к 270° .

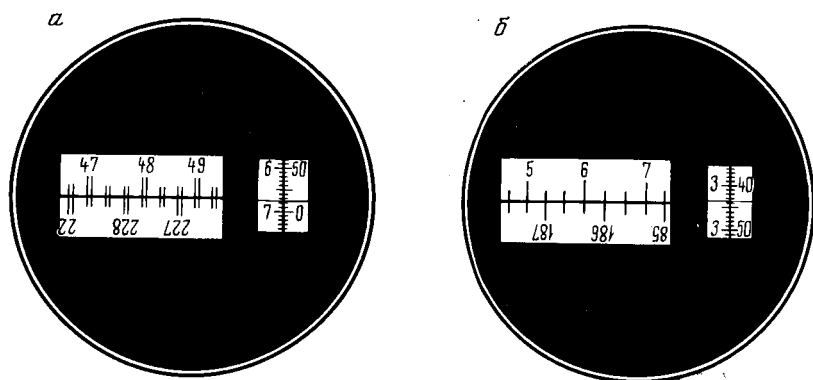


Рис. 50

На рис. 51 показано расположение подписей штрихов вертикального лимба при наведении зрительной трубы на один и тот же предмет при «круге лево» (КЛ) и «круге право» (КП). Двумя параллельными горизонтальными линиями изображен алидадный блок призм вертикального круга, а маленьким кружком — конец

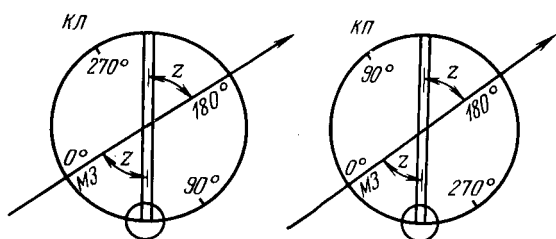


Рис. 51

блока призм, располагающийся против того места на круге, изображение штрихов которого видно в верхней половине большого окна поля зрения оптического микрометра с прямой подписью делений:

при «круге лево» $z = \text{КЛ} - \text{Мз}$,

при «круге право» $z = \text{Мз} - \text{КП}$.

В необходимых случаях к Мз нужно прибавлять 360° .

Из приведенных формул легко получить формулы

$$M_z = -\frac{1}{2} (КЛ + КП - 360^\circ),$$

$$z = \frac{1}{2} (КЛ - КП + 360^\circ).$$

§ 31. ТЕОДОЛИТЫ Т05 И Т1

Теодолит Т05 предназначен для угловых измерений в триангуляции и полигонометрии 1 класса. Общий вид прибора показан на рис. 52. При разработке теодолита были использованы новейшие достижения инструментоведения. Это дало возможность создать высокоточный прибор сравнительно небольшого габарита и массы. Испытания теодолита в производственных условиях показали, что средняя квадратическая погрешность измерения угла, подсчитанная по невязкам треугольников, оказалась равной $\pm 0,6''$.

Зрительная труба теодолита имеет окулярный микрометр (см. § 27) с ценой деления, равной $1''$. В теодолите предусмотрена возможность применения поверительной трубы, каретка которой крепится к нижней части прибора.

Теодолит приспособлен для работ в дневное и ночное время. Отсчеты по кругам можно брать только при электрической подсветке. Зеркальной подсветки у теодолита нет. При этом горизонтальный и вертикальный круги имеют раздельное электроосвещение.

Теодолит разборный и при транспортировке укладывается в два футляра, в одном из которых размещается нижняя часть прибора, в другом — зрительная труба с вертикальным кругом. Для поверительной трубы имеется особый ящик.

Горизонтальная ось имеет стальные цилиндрические цапфы открытого типа. Одна колонка снабжена исправительными винтами, расположенными под уровнем алидады вертикального круга, с помощью которых достигается исправление неравенства подставок.

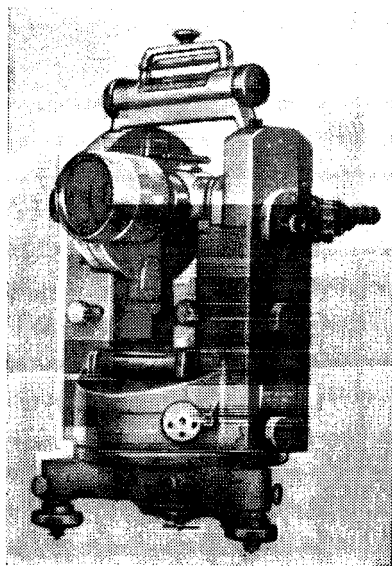


Рис. 52

Перед тем как приступить к работе, необходимо привести вертикальную ось вращения в рабочее положение — **р а з г р у з и т ь**. Разгрузка вертикальной осевой системы достигается поворотом гайки разгрузочного устройства оси вначале шпилькой, а затем от руки до упора по ходу часовой стрелки. Гайка разгрузочного устройства располагается в нижней части инструмента (под его неподвижной частью).

Накладной уровень ($\tau = 4''$), служащий для приведения вертикальной оси в отвесное положение и для испытания правильности вращения алидады вокруг вертикальной оси, — камерный. Камера расположена со стороны младших делений.

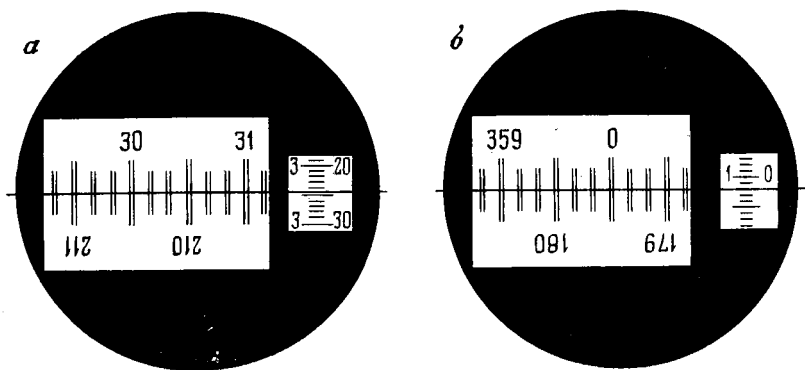


Рис. 53

Инструмент имеет две сетки нитей. Угловые расстояния биссекторов сеток 36 и 20". При расстояниях более 20 км используют сетку с угловым расстоянием биссектора 20".

На алидадной части инструмента нанесены два индекса под углом 180° для приближенных установок зрительной трубы на наблюдаемые цели при совмещении их с соответствующими отметками направлений, сделанных на неподвижной нижней части инструмента.

При измерении углов наклона применяются следующие формулы:

$$MO = \frac{KP + KL \pm 180^\circ}{2};$$

$$v = KL - MO = MO \pm 180^\circ - KP = \frac{KL - KP \pm 180^\circ}{2}.$$

Теодолит имеет механический центрир в виде накладки. На рис. 53 показано поле отсчетного микроскопа: на рис. 53, а — горизонтального круга, на рис. 53, б — вертикального круга.

Отсчет по горизонтальному кругу будет: по лимбу 30° 15', оптическому микрометру 3' 24,5", результат (отсчет оптического

микрометра при втором совмещении изображения штрихов не учтен) без показаний окулярного микрометра $30^{\circ} 18' 24,5''$.

Отсчет по вертикальному кругу будет: по лимбу $359^{\circ} 45'$, по оптическому микрометру $1' 02,0''$, результат — $359^{\circ} 46' 02,0''$ (отсчет при втором совмещении изображения штрихов не учтен). В комплект теодолита входит футляр с восемью сухими элементами «Сатурн».

Теодолит Т1 предназначен для угловых измерений по триангуляции и полигонометрии 2 и 3 классов. Общий вид прибора показан на рис. 54. Испытание теодолита в производственных условиях показало, что средняя квадратическая погрешность измерения угла, подсчитанная по невязкам треугольников, не превышает $0,8''$.

Теодолит приспособлен не только для наблюдений со столиков сигналов, но и со штатива.

Горизонтальный и вертикальный круги имеют одно совместное окно освещения и могут освещаться электролампочкой и зеркалом.

Зрительная труба теодолита имеет окулярный микрометр (см. § 27) с ценой деления $1''$.

Шкала для отсчета по нему введена в поле зрения отсчетной системы теодолита. На шкале окулярного микрометра подписана каждая вторая секунда.

Головки наводящего и закрепительного устройств алидады горизонтального круга и зрительной трубы соосны.

Зрительная труба имеет особую гайку, закрепляющую установку фокусирующего кольца. Этим обеспечивается постоянство фокусировки и предохраняет от случайных смещений фокусирующее кольцо. Инструмент имеет оптический центрир, который может центрировать инструмент при любой его высоте над точкой; так, минимальное расстояние для центрирования — высота подъемных винтов теодолита. Кроме того, теодолит имеет механический центр в виде наковки.

Соблюдение перпендикулярности горизонтальной и вертикальной осей теодолита обеспечивается при изготовлении.

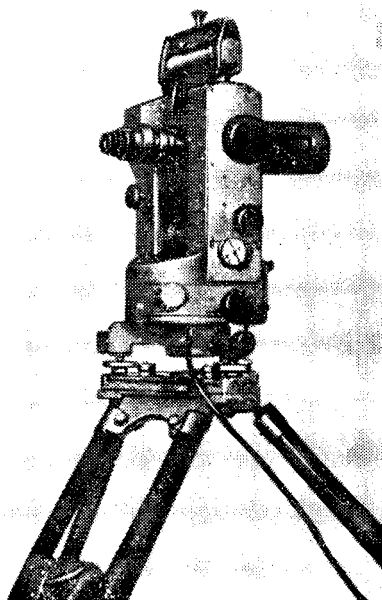


Рис. 54

На рис. 55 показано поле зрения оптического микрометра, на рис. 55, *а* — горизонтального круга, на рис. 55, *б* — вертикального круга. На шкале оптического микрометра подписана каждая пятая секунда.

Отсчет по горизонтальному кругу будет по лимбу $146^{\circ} 20'$, по оптическому микрометру $3' 07,9''$, по окулярному микрометру $0,0''$ и два последующих, не показанных на рис. 55 *а*, $+0,4''$

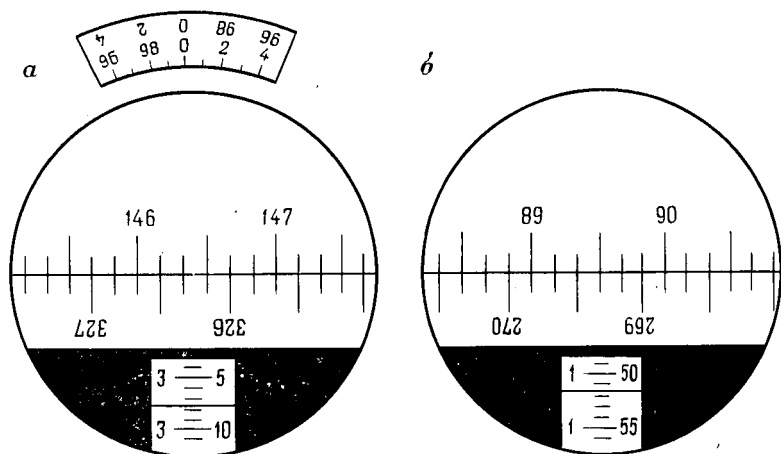


Рис. 55

и $+0,5''$. Среднее $+0,3''$, результат $146^{\circ} 23' 08,2''$ (отсчет по оптическому микрометру при повторном совмещении изображений штрихов лимба не учтен).

Отсчет по вертикальному кругу будет: по лимбу $89^{\circ} 25'$, по шкале оптического микрометра $1' 51,5''$, результат $89^{\circ} 26' 51,5''$ (отсчет при повторном совмещении изображений штрихов круга не учтен).

Подробное описание теодолита Т5 дано в курсе «Геодезия» [13].

§ 32. ЗЕНИТНЫЕ РАССТОЯНИЯ. РЕН

В триангуляции измеряют не углы наклона, неудобные из-за наличия знаков $+$ и $-$, а зенитные расстояния, знаков не имеющие. **З е н и т н ы м** **р а с с т о я н и е м** — z наблюдаемого направления называется угол с вершиной в центре вертикального круга теодолита, образуемый отвесной линией в данной точке, направленный в зенит, и направлением на наблюдаемый предмет. **М е с т о м** **з е н и т а** — Mz называется отсчет по вертикальному кругу в момент, когда визирная ось зрительной трубы направлена в зенит (отвесна), а пузырек уровня при алидаде вертикального круга находится в нульпункте. Между зенитным расстоянием Z

и углом наклона ν для одного и того же направления существует простая зависимость

$$z + \nu = 90^\circ.$$

Для определения места зенита Mz и зенитного расстояния z нужно сделать наведение на какую-либо цель последовательно при двух кругах: при «круге лево» и «круге право» и снять отсчеты вертикального круга. Необходимо при этом помнить, что перед снятием отсчетов пузырек уровня алидады вертикального круга должен быть приведен в нульпункт. По полученным отсчетам, пользуясь формулами, приведенными ранее, вычисляют Mz и z наблюдаемого предмета.

Оптический микрометр устроен так, что одному делению лимба соответствует один полный оборот головки микрометра. Но ни изготовление, ни установка оптического микрометра не могут обеспечить абсолютно точное выполнение этого требования. Совместим в оптическом микрометре изображения противоположных штрихов лимба, а шкалу микрометра поставим на нулевое деление. Если сделать один полный оборот головки микрометра, то должны совместиться изображения соседних штрихов. При полном обороте головки изображение штрихов должно сместиться на одно деление лимба. В действительности, чтобы совместить соседние штрихи, надо сделать не один полный оборот головки микрометра, а немного больше или немного меньше полного оборота. Величина этого недостающего или избыточного поворота головки оптического микрометра или разность между номинальной величиной наименьшего полуделения лимба и его величиной, измеренной при помощи оптического микрометра, называется *реном*. Рен, таким образом, преуменьшает или преувеличивает отсчеты по шкале оптического микрометра.

Величина рена не должна превышать у теодолита Т05 0,5", у теодолитов Т1 и ОТ-02М 0,6", у теодолитов Т2 и ТБ-1 1,0". Когда величина рена меньше этих допусков, то им пренебрегают.

Если величина рена превышает указанные величины, то в отсчеты необходимо вводить поправки за рен по формуле

$$\Delta_r = \frac{2r''}{i'} c',$$

где r — величина рена в секундах; i — величина наименьшего деления лимба в минутах; c — отсчет по шкале микрометра в минутах (до 0,1').

§ 33. ПОВЕРКИ И ЮСТИРОВКИ ТЕОДОЛИТОВ

Каждый прибор для выполнения работ должен быть тщательно поверен и отъюстирован. Поверки выполняют для выявления отступлений в приборе от геометрических и оптико-механических требований, положенных в основу его конструкции.

Юстировки выполняют с целью наиболее полного устранения отклонений от геометрических и оптико-механических требований, полученных в основу конструкции прибора, выявленных поверками. Поверки и юстировки выполняют в следующем порядке.

1. Поверка устойчивости штатива. Ножки штатива должны быть хорошо стянуты вкладышами с головкой штатива и легко раздвигаться. Однако в то же время при их подъеме на полметра они не должны возвращаться в прежнее положение под действием собственной тяжести. Металлические башмаки ножек штатива должны с ними быть жестко связаны и не иметь люфта.

2. Поверка хода подъемных винтов. Вращение подъемных винтов должно быть легким, плавным, без люфта. Они должны вращаться не туго, но с некоторым усилием.

Для поверки теодолит закрепляют на штативе или центрировочной плите. Наводят биссектор трубы на удаленный отчетливо видимый предмет и закрепляют алидаду. Взявшись обеими руками за корпус теодолита, легким движением пытаются повернуть слегка теодолит в одну сторону. После этого снимают руки. Затем стараются придать противоположный разворот и снова снимают руки. Если после таких попыток изображение возвращается в биссектор, т. е. имеет место упругая деформация, то подъемные винты не требуют юстировки. Если же изображение не возвращается, то регулируют подъемные винты. Регулировка достигается постепенным вращением регулировочных гаек. Теодолиты ОТ-02М и Т05 имеют для закрепления регулировки специальные винты.

3. Поверка наводящих устройств. Наводящие устройства алидады горизонтального и вертикального кругов и зрительной трубы должны иметь плавный, равномерный ход, без скачков и качаний. Ход их винтов проверяют наведениями на хорошо видимую удаленную точку. Регулируют его изменениями давления пружин в гильзах винтов. Если отрегулировать наводящее устройство пружиной не удастся, то следует заменить его винт.

4. Поверка цилиндрического уровня на алидаде горизонтального круга. Ось уровня должна быть перпендикулярна к оси вращения теодолита. Юстировку уровня можно считать законченной, если при поворотах алидады пузырек уровня смещается не более чем на одно деление.

5. Поверка накладного уровня. Его ось также должна быть перпендикулярна к оси вращения инструмента. Проверяют, переставлявая уровень на 180° . При этом предварительно ось вращения инструмента установлена в отвесное положение уровнем на алидаде. Если пузырек уровня не располагается в центре ампулы, то исправительными винтами приводят его пузырек в нульпункт.

6. Поверка правильности вращения алидады горизонтального круга. Алидада с верхней частью прибора должна вращаться

легко, плавно, без колебаний. Правильность вращения алидады проверяется каждый раз, как только будет заметно расстройство в ее вращении.

7. Проверка изображений горизонтального и вертикального кругов. Освещенность поля зрения оптического микроскопа должна быть достаточной и равномерной, изображение штрихов лимба и шкалы секунд должны быть видны одновременно, четко и резко, без перефокусировки окуляра; линия раздела изображений верхних и нижних штрихов лимба должна быть тонкой и прямой; изображение верхних и нижних штрихов — одной длины и перпендикулярны к линии раздела. Регулировка микроскопа выполняется только в мастерской.

8. Проверка вертикальности нитей биссектора. Биссектор должен находиться в коллимационной плоскости. В теодолите ОТ-02М положение биссектора исправляют поворотом сетки нитей, слегка отпустив все три юстировочных винта и вместе с ними поворачивая сетку.

9. Проверка перпендикулярности визирной оси зрительной трубы к оси ее вращения. Значение двойной коллимационной погрешности должно быть минимальным (около 5") и, во всяком случае, не превышать 20". Исправление 2с достигается юстировочными винтами сетки нитей (у теодолита ОТ-02М их три). Юстировка 2с у теодолитов Т05 и Т1 производится также. Но отсчет по окулярному микрометру при проверке и юстировке должен быть равен нулю.

10. Проверка перпендикулярности оси вращения зрительной трубы к оси вращения прибора. Это условие (кроме теодолита Т05) обеспечивается при изготовлении. Если перпендикулярность превышает 5", то юстировку выполняют в мастерской. Теодолит Т05 снабжен специальными юстировочными винтами, с помощью которых достигается исправление неравенства подставок.

11. Проверка места зенита. Принято добиваться, чтобы место зенита отличалось от 0° или 360° не более 10".

12. Проверка рена. Это его предварительное определение. При этом определении рен не должен превышать 0,6" у теодолита Т05, 0,8" у теодолитов Т1 и ОТ-02М и 1,5" у теодолитов Т2 и ТБ-1. Если при предварительном его определении рен превышает указанные величины, то прибор передают в мастерские для юстировки оптической отсчетной системы. Предварительное определение рена производят для того, чтобы не выполнять дважды полное испытание рена.

13. Проверка оптических центриров у теодолитов Т1, Т2, ТБ-1, Т5. Визирная ось оптического отвеса должна совпадать с осью вращения теодолита.

Проверки и юстировки подробно изложены в § 50 и 84 «Руководства по летней геодезической и топографической практике», авторы В. Л. Ассур и М. М. Муравин. М., Недра, 1975.

§ 34. ИСПЫТАНИЯ УГЛОМЕРНЫХ ПРИБОРОВ

Полностью устранить в приборе все отклонения от геометрических и оптико-механических требований, положенных в основу конструкции приборов, в процессе юстировки не удастся. Поэтому после проверок и юстировок производят испытания прибора для определения:

а) неустранимых отклонений от геометрических и оптико-механических требований с целью введения нужных поправок в результаты измерений; б) постоянных прибора; в) погрешностей шкал измерительных приспособлений, а также для испытания работы отдельных механизмов и частей прибора.

В результате испытания устанавливают пригодность прибора для работы с точностью, необходимой для данного класса триангуляции или полигонометрии.

Перед выездом на полевые работы наблюдатель должен испытать:

1. Правильность работы оптического микрометра. Это испытание в свою очередь включает определение:

- а) систематических погрешностей оптического микрометра;
- б) погрешностей совмещения изображений штрихов горизонтального и вертикального кругов;
- в) мертвого хода оптического микрометра приборов ОТ-02М, Т05 и Т1. Мертвый ход оптических микрометров приборов Т2 и ТБ не испытывают.

2. Эксцентриситет горизонтального круга.

3. Правильность вращения алидады вокруг вертикальной оси (определение эксцентриситета алидады).

4. Систематические погрешности измерения углов, связанные с люфтом подъемных винтов и смещением круга.

5. Рен оптического микрометра.

6. Цену деления окулярного микрометра.

§ 35. ИСПЫТАНИЕ ПРАВИЛЬНОСТИ РАБОТЫ ОПТИЧЕСКОГО МИКРОМЕТРА

1. Испытание систематических погрешностей оптического микрометра

Систематическими являются погрешности в измеряемых на-
правлениях, получаемые от нарушения строгой закономерности
между ходом отсчетной шкалы микрометра на ее разных частях
и перемещением изображений штрихов лимба. Такое нарушение
возникает из-за несовершенства механизма, приводящего в дви-
жение оптический компенсатор. Например, в оптическом микро-
метре теодолита ОТ-02М систематические ошибки возникают в ре-
зультате различной длины рычагов, несущих плоскопараллель-
ные пластинки, несовпадения полюса спирали Архимеда с осью
ее вращения и т. п.

Для проверки правильности работы оптического микрометра надо измерить один и тот же небольшой угол на различных частях его отсчетной шкалы.

Испытание заключается в многократном измерении малого угла α , укладываемогося целое число раз в пределах шкалы оптического микрометра. Угол α для теодолитов Т05, Т1 и ОТ-02М берут равным приблизительно $60''$, для теодолитов Т2 и ТБ-1 — $2'$.

Для испытания изготовляют специальную марку на листе ватмана. На ней черной тушью толщиной 0,25 мм проводят параллельно две черты длиной 5 мм. Расстояние t между ними рассчитывают по формуле, учитывая, что угол α мал.

$$t = S \operatorname{tg} \alpha = S \sin \alpha = S \alpha'' \sin 1'' = \frac{\alpha'' S}{\rho''},$$

где S — расстояние от инструмента до марки в мм, $\rho'' = 206\,265$. Марку укрепляют на одной высоте с исследуемым теодолитом.

Всего исполняют два приема, каждый состоит из прямого и обратного ходов. В обоих приемах на всех установках при измерении угла α совмещают изображения одних и тех же штрихов горизонтального круга. Между последовательными установками шкалы круг переставляют так, чтобы отсчеты по микрометру при наведении трубы на левый штрих марки соответствовали значениям, приведенным в табл. 8.

Т а б л и ц а 8

Установка микрометров в приемах

Установки	Теодолиты Т05, Т1, ОТ-02М		Теодолиты Т2 и ТБ-1	
	левое направление	правое направление	левое направление	правое направление
1	0'	1'	0'	2'
2	1'	2'	2'	4'
3	2'	3'	4'	6'
4	3'	4'	6'	8'
5	4'	5'	8'	10'

Угол α измеряют на каждой установке в прямом и обратном ходах полуприемами. При отсчитывании на шкале микрометра оценивают на глаз десятые доли делений. В прямом ходе измеряют углы в последовательности установок 1, 2, 3, 4, 5, в обратном ходе измерения ведут в обратном порядке: 5, 4, 3, 2, 1.

Для измерения угла α на всех установках как в прямом, так и в обратном ходах биссектор сетки нитей трубы наводят сначала на левый, а потом на правый штрих марки. Для каждой установки вычисляют среднее значение угла α из его измерений в прямом и обратном ходах. Из средних значений угла α в каждом

Испытание систематических погрешностей оптического микрометра

Дата: 15.II 1975 г.

Инструмент: ОТ-02М № 962

Наблюдатель: И. К. Иванов
Записывал: Б. В. Дударев

1-й прием

Уста- новки	Направление		Отсчеты по микрометру		Направление		Угол		Отсчеты по микрометру		Направление		Угол		Средние углы		Отклонения от среднего	
	2		3		4		5		6		7		8		9		10	
1	Обратный ход																	
	Левое		0' 01,4"		1,5"				0' 05,3"		0' 05,4"							
			0 01,6"						0 05,5									
	Правое		1' 00' 8"		1' 00,6"		59,1"		1 04,3		1 04,2		58,8"		58,95"		-0,27"	
2	Левое		1' 02,2"		1' 02,4"				1' 18,1"		1' 18,4"							
			1' 02,5"						1 18,6									
			2' 01,8"		2' 02,1"		59,7"		2 17,5		2 17,7		59,3"		59,50"			
	Правое		2' 02,4"						2 17,9									+0,28"
3	Левое		2' 04,1"		2' 04,3"				2' 03,3"		2' 03,6"							
			2 04,5						2 03,8									
			3 03,0		3 02,9		58,6"		3 02,6		3 02,4		58,8"		58,70"			
	Правое		3 02,8						3 02,2									-0,52"
4	Левое		3' 06,2"		3' 06,0"				3' 12,7"		3' 12,8"							
			3 05,8						3 12,9									
			4 04,9		4 05,0		59,0"		4 13,1		4 13,2		60,4"		59,70"			
	Правое		4 05,1						4 13,3									+0,48"
5	Левое		4' 06,3"		4' 06,6"				4' 08,7"		4' 08,8"							
			4 06,8						4 08,9									
			5 05,8		5 05,9		59,3"		5 07,8		5 08,0		59,2"		59,25"			
	Правое		5 06,0						5 08,3									+0,03"
Среднее																		
59,22"																		

приеме вычисляют вероятнейшее его значение, затем уклонения ν каждого среднего значения угла α от его вероятнейшей величины.

В табл. 9 в качестве примера приведен один прием испытания.

Величины ν не должны превышать $1''$ для теодолитов Т05, Т1 и ОТ-02М и $1,5''$ — для Т2 и ТБ-1.

2. Определение погрешностей совмещения изображений штрихов

Для определения средних квадратических погрешностей совмещения изображений штрихов лимбов горизонтального и вертикального кругов применяют метод двойных измерений: число пар измерений для лимба горизонтального круга 24, для вертикального 16. Так как горизонтальные и вертикальные углы измеряют при двух положениях вертикального круга — «круге лево» и «круге право», то и при определении погрешностей половину совмещений выполняют при «круге лево», а другую половину — при «круге право». При определении погрешностей совмещения изображений штрихов лимба горизонтального круга между соседними парами совмещений переставляют через 15° . При определении погрешностей совмещения изображений штрихов лимба вертикального круга переставляют через 1° (восемь градусов в одну и восемь градусов в другую сторону от отсчета, который соответствует горизонтальному положению зрительной трубы).

На каждой установке выполняют по два совмещения изображений штрихов поворотом головки оптического микрометра только по ходу часовой стрелки. При каждом совмещении берут отсчеты по шкале микрометра. Затем выводят разности соответствующих отсчетов по микрометру d . Полученные разности рассматривают как истинные случайные погрешности совмещения. Среднюю квадратическую погрешность одного совмещения вычисляют по формуле

$$m = \sqrt{\frac{[d^2]}{2n}},$$

где n — число установок алидады.

Порядок записи отсчетов и их обработки приводится в Инструкции [20, стр. 103] и Руководстве [1, стр. 228].

Средняя квадратическая погрешность одного совмещения не должна превышать $\pm 0,3''$ для лимба горизонтального и $\pm 0,6''$ для лимба вертикального кругов у теодолитов Т05, Т1, ТО-02М и соответственно $\pm 0,5$ и $0,6''$ у теодолитов Т2 и ТБ-1.

Следует иметь в виду, что погрешность совмещения в значительной степени зависит от работы наблюдателя. Только при достаточной опытности наблюдателя их можно относить к недостаткам теодолита.

3. Определение мертвого хода оптического микрометра

Под мертвым ходом оптического микрометра понимают явление, при котором малое изменение положения отсчетной шкалы микрометра не вызывает смещения изображений штрихов лимба.

Мертвый ход оптического микрометра определяют при установках алидады горизонтального круга на отсчетах, выраженных формулой

$$A = 15^{\circ}(N - 1) + 5''(N - 1),$$

где N — порядковый номер установки.

Первая часть формулы установки достигается поворотом круга, вторая — поворотом головки оптического микрометра.

На каждой установке берут отсчеты по шкале оптического микрометра дважды: один раз при совмещении диаметрально противоположных штрихов лимба горизонтального круга поворотом головки оптического микрометра по ходу часовой стрелки «вправо», а другой — при совмещении тех же штрихов вращением головки против хода часовой стрелки «влево». Половина наблюдений выполняется при «круге лево», вторая половина — при «круге право». Для каждой пары отсчетов вычисляют разности d : «право» минус «лево». Эти разности представляют суммарную погрешность мертвого хода: систематическую и случайную. Величина $\sigma = \frac{[d]}{n}$ (среднее из всех разностей) характеризует систематическую погрешность мертвого хода оптического микрометра.

Отдельные разности d должны быть в пределах от $-1''$ до $+1''$.

Порядок записи отсчетов и их обработки приводится в Инструкции [20, стр. 105] и Руководстве [1, стр. 228].

§ 36. ИСПЫТАНИЕ ЭКСЦЕНТРИСИТЕТА АЛИДАДЫ ГОРИЗОНТАЛЬНОГО КРУГА

Эксцентриситетом алидады горизонтального круга называют несовпадение центра вращения алидады с центром лимба — точкой, в которой пересекаются оси всех диаметров лимба или центром окружности, на которой нанесены его деления.

Погрешность в отсчетах из-за наличия эксцентриситета не является величиной постоянной. Эта погрешность изменяется, следуя синусоиде, потому что ее величина находится в прямой зависимости от величины $\sin(A_1 - P)$, где A_1 — отсчет по лимбу, а P — угловой элемент эксцентриситета (см. § 43).

Для испытания эксцентриситета переставляют алидаду при произвольном, но не изменяющемся положении круга равномерно по всей окружности. Делают 12 перестановок алидады (через 30°) и выполняют один прямой и один обратный ход. Устанавливать алидаду на заданный отсчет следует при отсчете по шкале оптического микрометра, близком к нулю. После каждой уста-

новки дважды совмещают изображения диаметрально противоположных штрихов, затем дважды совмещают изображение ближайшего штриха с неподвижным индексом.

В теодолитах Т2, Т05 и Т1 неподвижного индекса нет. Вместо него используется один из штрихов лимба вертикального круга. Для этого после совмещения изображений диаметрально противоположных штрихов лимба горизонтального круга поворачивают рукоятку переключателя (см. рис. 46, а) оптической системы на 45° по ходу часовой стрелки. При таком повороте в поле зрения микроскопа будут хорошо видны в верхней половине штрихи лимба вертикального круга, а в нижней — штрихи лимба горизонтального круга. Головкой наводящего устройства зрительной трубы нужно при первой установке подвести любой оцифрованный штрих лимба вертикального круга к левому штриху лимба горизонтального круга, оцифрованному на 180° . Этот штрих лимба вертикального круга и будет на протяжении всего испытания служить неподвижным индексом. Нужно не забывать, что после этого менять положение зрительной трубы или трогать головку ее наводящего устройства нельзя.

Рукоятку переключателя нужно будет поворачивать при каждой перестановке алидады. Установку алидады на заданный отсчет у этих приборов делают при установке отсчета по шкале микрометра $5' 00''$. Из полученных отсчетов перед их записью вычитают $5' 00''$.

При каждом совмещении производят отсчеты по микрометру и образуют среднее из соответствующих пар отсчетов: t — при совмещении изображений диаметрально противоположных штрихов и t' — при совмещении изображений ближайшего к индексу штриха с этим индексом, или для теодолитов Т2, Т05 и Т1 при совмещении левого штриха данной установки алидады со штрихом лимба вертикального круга, принятого за индекс.

Для каждой установки вычисляют разности $v = t' - t$. Изменение этих разностей v и характеризует эксцентриситет алидады горизонтального круга, так как вычитаемое t свободно от влияния эксцентриситета (см. § 43), а t' содержит погрешность за эксцентриситет алидады.

Порядок записи и обработки показан в Инструкции [20, стр. 116] и в Руководстве [1, стр. 235]. По разностям v строят график (рис. 56). По оси x откладывают отсчеты по лимбу, соответствующие установкам круга, например, в одном сантиметре 30° , а по оси y величины разностей v , например в одном сантиметре $4''$. Точки прямого и обратного ходов соединяют последовательно прямыми линиями. Прямой и обратный ходы на графике должны иметь свой условный знак, например: прямой ход — сплошными линиями, обратный — пунктиром. Придерживаясь направлений линий, полученных по разностям v прямого и обратного ходов, от руки проводят плавную кривую типа синусоиды (обычно красной тушью).

Колебания величин v не должны превышать $40''$, а отклонения точек ломаных линий от синусоиды, обусловленные в основном дефектами вращения алидадной оси и погрешностями сов-

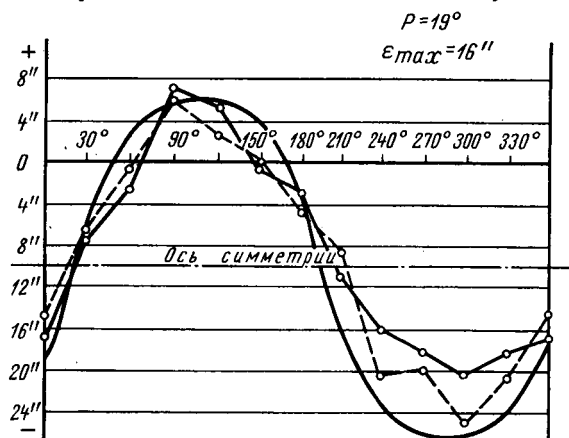


Рис. 56

мещения и отсчетов, не должны превышать $15''$. На нашем графике, построенном на примере, приведенном в Инструкции [20, стр. 116] колебания величин $v = 31,8''$, а максимальное их отклонение от кривой равно $9,8''$.

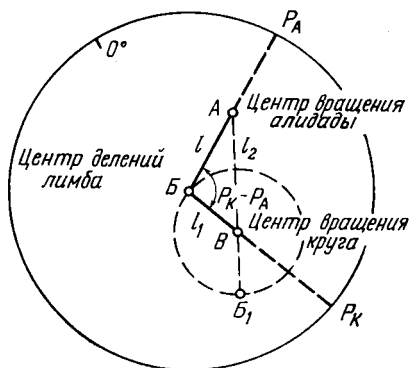


Рис. 57

Для определения элементов эксцентриситета l и P параллельно оси абсцисс на графике проводят ось симметрии полученной кривой. Угловым элементом эксцентриситета P определяется как отсчет по оси абсцисс, соответствующий точке пересечения оси симметрии с восходящей ветвью плавной кривой (в нашем примере $P = 19^\circ$). Наибольшее удаление кривой от оси симметрии дает максимальную величину погрешности в отсчете от наличия

эксцентриситета (в нашем примере $\epsilon_{\max} = 16''$). Зная радиус лимба r , можно вычислить значение линейного элемента l . Так как

$$\epsilon_{\max} = \rho \frac{l}{r}, \text{ то } l = \frac{r \epsilon_{\max}}{\rho}.$$

На этом испытание эксцентриситета не заканчивается. Горизонтальный круг и алидада оптического теодолита могут вра-

щаться независимо друг от друга. При перемещении только алидады эксцентриситет круга (круг неподвижен) не влияет на отсчеты. Однако при вращении горизонтального круга (между приемами) центр лимба B (рис. 57) описывает окружность радиусом l_1 , равным линейному элементу эксцентриситета круга. В силу этого будет изменяться эксцентриситет алидады (см. § 43). Значит, необходимо определить эксцентриситет горизонтального круга и максимальное влияние на отсчеты эксцентриситетов как алидады, так и горизонтального круга.

§ 37. ИСПЫТАНИЕ ЭКСЦЕНТРИСИТЕТА ГОРИЗОНТАЛЬНОГО КРУГА

Эксцентриситетом горизонтального круга называют несовпадение центра вращения круга с центром лимба — точкой, в которой пересекаются все диаметры лимба или центром окружности, по которой нанесены его деления.

Эксцентриситет круга испытывается также и при тех же установках, что и эксцентриситет алидады. Разница состоит лишь в том, что вместо алидады переставляют на заданные установки круг. Алидада же в процессе испытания эксцентриситета круга остается в неизменном положении (закрепленной). Для совмещения штрихов вращают круг, используя головку 4 (см. рис. 46) или 30 (см. рис. 41). Более точное совмещение штрихов разрешается делать головкой наводящего устройства алидады. Перестановки, записи отсчетов и их обработка те же.

Колебание разностей v не должно превышать $40''$, а их отклонения от плавной кривой — $15''$.

По данным исследования строят график так же, как и при испытании эксцентриситета алидады, и, проведя ось симметрии кривой, определяют P_1 (угловой элемент), l_1 (линейный элемент) и $\epsilon'_{\max}$ (максимальную погрешность в отсчете от наличия эксцентриситета круга).

Предположим: $P_1 = 62^\circ$, $\epsilon'_{\max} = 6''$. Максимальный размер линейного элемента эксцентриситета алидады при самой невыгодной ориентировке круга (рис. 57) равен $l_{\max} = l_1 + l_2$, где l_2 — расстояние между центрами вращения алидады и круга.

При данной регулировке осей (оси оптических приборов саморегулирующие) величины l_1 и l_2 — постоянные и не зависят от ориентировки круга. Практически не представляется возможность задать такую ориентировку круга при испытании эксцентриситета алидады, когда ее линейный элемент максимален, т. е. $l_{\max}$.

Линейный элемент эксцентриситета круга l_1 определяется из испытаний.

Расстояние между центрами вращения алидады и круга l_2 определяют графически по результатам испытаний эксцентриситетов алидады и круга. Для определения этого расстояния l_2

по известным из испытаний линейным элементам l и l_1 и разности угловых элементов ($P_1 - P$) в произвольном масштабе строят треугольник ABV . Из него без труда определяется искомая величина l_2 . Но испытателя интересуют не максимальные размеры линейного эксцентриситета алидады, а возможная максимальная погрешность в отсчете f от наличия эксцентриситета.

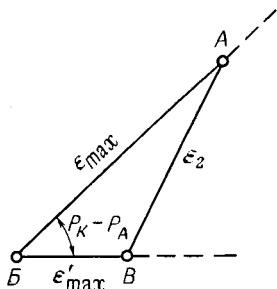


Рис. 58

Угловые величины $\epsilon_{\max}$, $\epsilon'_{\max}$ и ϵ_2 , вследствие их пропорциональности соответствующим линейным элементам l , l_1 и l_2 , косвенно характеризуют центрировку осей. Следует определять не l_2 , а ϵ_2 и затем находить не $l_{\max}$, а $f = \epsilon_{\max} + \epsilon_2$.

Построение треугольника ABV ведется по элементам $\epsilon_{\max}$, $\epsilon'_{\max}$ и $P_1 - P$, полученным из испытания эксцентриситетов алидады и круга (рис. 58).

Из приведенных выше испытаний

$$\epsilon_{\max} = 16'', \quad \epsilon'_{\max} = 6'' \text{ и } P_1 - P = 62^\circ - 19^\circ = 43^\circ.$$

Откладывая по сторонам этого угла в 43°

$$\epsilon_{\max} = 16'' \text{ и } \epsilon'_{\max} = 6'',$$

найдем $\epsilon_2 = 12,3''$ (масштаб: $1'' - 3$ мм, рис. 58). Тогда

$$f = \epsilon'_{\max} + \epsilon_2 = 6,0'' + 12,3'' = 18,3''.$$

$2f$ должно быть менее $40''$. У нас $2f = 36,6''$.

§ 38. ИСПЫТАНИЕ СИСТЕМАТИЧЕСКИХ ПОГРЕШНОСТЕЙ ИЗМЕРЕНИЯ УГЛОВ, СВЯЗАННЫХ С ЛЮФТОМ ПОДЪЕМНЫХ ВИНТОВ И АЗИМУТАЛЬНЫМ СМЕЩЕНИЕМ КРУГА

В оптических теодолитах увеличение круга при вращении алидадной части практически исключено, так как у этих теодолитов втулка, несущая горизонтальный круг, не имеет непосредственного соприкосновения с вертикальной осью алидадной части. Однако, вследствие хотя и малого, но неизбежного люфта подъемных винтов, подставка прибора, а значит и круг могут сместиться по азимуту. Величина азимутального смещения круга, очевидно, будет зависеть от качества регулировки подъемных винтов, силы трения при вращении алидады и размера угла, на который будет повернута алидада.

Для данного испытания прибор обычно устанавливают на бетонном или кирпичном столбе. При установке теодолита на штативе необходимо добиться полной устойчивости и надежной изо-

ляции ножек штатива от наблюдателя. Для этого под ножками штатива снимают дерн и забивают деревянные колья, на которые ставят штатив.

Для исследования выбирают отдаленный, хорошо и отчетливо видимый предмет, расположенный примерно в одной горизонтальной плоскости с испытываемым теодолитом ($z \approx 90^\circ$). На этот выбранный предмет измеряют угол, равный 360° . Первый полуприем измерения угла делается при «круге лево» и в нем вращают алидаду по ходу часовой стрелки, второй — при «круге право» и алидаду вращают в нем против хода часовой стрелки.

Один прием наблюдений состоит в следующем.

1. При «круге лево», вращая алидаду против хода часовой стрелки, наводят зрительную трубу на избранный предмет и устанавливают на лимбе отсчет, заданный для данного приема. После этого головкой оптического микрометра дважды совмещают изображения противоположных штрихов лимба. При каждом совмещении берут отсчеты по шкале оптического микрометра (только секунды).

2. Делают два-три полных оборота алидады по ходу часовой стрелки и наводят трубу на тот же предмет. Опять дважды совмещают изображение противоположных штрихов и при каждом совмещении берут отсчеты по шкале оптического микрометра (только секунды). Этим заканчивается первый полуприем.

3. Второй полуприем исполняют при «круге право». Алидаду на половину оборота поворачивают по ходу часовой стрелки. Наводят на предмет и получают отсчеты при двух совмещениях изображений штрихов. Далее, вращая алидаду в противоположном направлении, т. е. против хода часовой стрелки, делая два-три полных оборота, наводят трубу на тот же предмет и дважды совмещают изображение противоположных штрихов лимба и при каждом совмещении берут отсчеты по шкале микрометра (только секунды). Этим заканчивается прием.

Запись отсчетов при «круге лево» выполняется сверху вниз, а при «круге право» — снизу вверх.

4. По полученным отсчетам вычисляют направления (только в секундах). По полученным направлениям для каждого полуприема вычисляют углы (тоже только в секундах). Значение углов может быть как со знаком плюс, так и со знаком минус.

$$\sigma_{\text{КЛ}} = (2) - (1) \text{ и } \sigma_{\text{КП}} = (1) - (2) \text{ (табл. 10).}$$

5. Для каждого направления вычисляют значения двойной коллимационной ошибки $2c = \text{КЛ} - \text{КП}$.

6. Выводят среднее значение углов из их значений в полуприемах. Средние значения также будут только в секундах и могут иметь различные знаки

$$\sigma = \frac{\sigma_{\text{КЛ}} + \sigma_{\text{КП}}}{2}.$$

Т а б л и ц а 10
Исследование систематических погрешностей измерения углов, связанных с люфтом подъемных винтов
Теодолит ОТ-02М № 948
15 мая 1976 г.

№ приема	Установки лимба	КЛ		Угол $\sigma = (2)-(1)$	КП			Угол $\sigma = (1)-(2)$	Среднее σ	2с
		I	II		I	II	Среднее			
I	0°	26,8"	26,4"	26,6" (1)	19,2"	19,4"	19,3" (2)	-0,4"	-0,2"	+7,3" +7,6
		26,4	26,6	26,5 (2)	19,0	18,8	18,9 (1)			
II	9	11,6	12,0	11,8 (1)	2,6	2,5	2,6	0,0	+0,3	+9,2 +9,8
		12,2	12,5	12,4 (2)	2,8	2,4	2,6			
III XIX										
XX	171	51,2	51,6	51,4	45,2	45,4	45,3	-0,6	-0,5	+6,1 +6,3
		50,8	51,1	51,0	44,8	44,6	44,7			

Среднее значение угла $\sigma = \frac{-4,2''}{20} = -0,21''$.

$\sum \sigma = -4,2''$

Максимальное колебание 2с = 3,7".
Приемы с третьего по девятнадцатый в таблице не приведены

Таких приемов надо выполнять 20 для большего исключения погрешностей визирования и совмещения штрихов. Среднее арифметическое из средних значений всех 20 приемов является отклонением измеряемого горизонтального угла от 360° и выражает систематическую погрешность смещения горизонтального круга. Инструмент может быть использован для наблюдений 1 класса, если эта систематическая погрешность не более $\pm 0,1''$, и для наблюдений 2 и 3 класса, если эта систематическая погрешность не более $\pm 0,3''$. Такой жесткий допуск обоснован тем, что в процессе наблюдений систематические погрешности смещения горизонтального круга из результатов измерений не исключаются.

Хорошим контролем данного испытания является постоянство величины двойной коллимационной погрешности, колебание которой не должно превышать $5,0''$.

Порядок записи отсчетов и их обработки показан в табл. 10.

§ 39. ОПРЕДЕЛЕНИЕ РЕНА ОПТИЧЕСКОГО МИКРОМЕТРА

Лучи от диаметрально противоположных частей лимба достигают оптического микроскопа различными оптическими путями. В силу этого могут различаться величины рена для нижнего и верхнего изображений штрихов. Это различие более заметно у теодолитов, лимбы которых разделены на $20'$.

Величина рена может несколько изменяться для различных мест круга в связи с погрешностями нанесения делений лимба и наличием эксцентриситета алидады. Поэтому рен определяют при шестнадцати установках алидады, равномерно расположенных по всему кругу (восемь установок прямого и восемь — обратного). Установки алидады для теодолитов с разными наименьшими делениями лимбов i приведены в Инструкции [20, стр. 145] и Руководстве [1, стр. 209].

Для определения рена устанавливают на шкале микрометра отсчет, близкий к нулю; с индексом шкалы микрометра должен совпадать один из добавочных слева (теодолит ОТ-02М) или сверху (теодолиты Т05, Т1 и Т2) от нуля штрихов шкалы. После этого, сделав нужную установку круга, головкой наводящего устройства алидады совмещают изображение штрихов в большом окне поля зрения микроскопа. Далее, поворотами головки оптического микрометра по два раза совмещают изображение штрихов A и $(A + 180^\circ)$,

$$(A - i) \text{ и } (A + 180^\circ),$$

$$A \text{ и } (A + 180^\circ - i),$$

где A — отсчет по лимбу согласно установке; i — цена наименьшего деления лимба (рис. 59).

При каждом совмещении штрихов производят и записывают отсчеты по шкале микрометра с точностью $0,1''$.

Если отсчеты при совмещении изображения штрихов A и $(A + 180^\circ)$ обозначить через a , отсчеты при совмещении штрихов $(A - i)$ и $(A + 180^\circ)$ — через b и отсчеты при совмещении штрихов A и $(A + 180 - i)$ — через c , то, очевидно, величина наименьшего полуделения лимба $\frac{i}{2}$, измеренная шкалой опти-

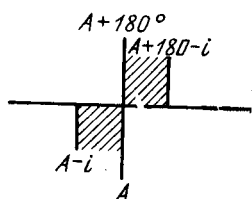


Рис. 59

ческого микрометра, будет равна:

для верхнего изображения $c - a$,

для нижнего изображения $b - a$.

А значение верхнего и нижнего рена будет определяться

$$r_{\text{н}} = \frac{i}{2} - (b - a) = a - b + \frac{i}{2},$$

$$r_{\text{в}} = \frac{i}{2} - (c - a) = a - c + \frac{i}{2}.$$

Для определения рена отсчеты по шкале микрометра удобней брать и записывать в делениях шкалы (секундах), придавая отсчетам, расположенным влево или вверх от начального нулевого и конечного делений шкалы, знак минус, а отсчетам, расположенным вправо или вниз от нулевого или конечного деления шкалы, — знак плюс (рис. 60).

В этом случае рен верхнего и нижнего изображения вычисляют по формулам

$$r_{\text{н}} = a - b,$$

$$r_{\text{в}} = a - c.$$

Пример определения рена приведен в Инструкции [20, стр. 146—147] и Руководстве [1, стр. 231].

Из разностей отсчетов $a - b$ и $a - c$, полученных при двух совмещениях изображений штрихов лимба, выводят для каждой установки средние значения с точностью до $0,01''$.

Из полученных средних значений разностей выводят среднее значение отдельно для прямого и обратного ходов. Величины нижнего и верхнего рена определяют как полусуммы этих последних средних значений

$$r_{\text{н}} = \frac{(a - b)_{\text{ср. пр}} + (a - b)_{\text{ср. обр}}}{2},$$

$$r_{\text{в}} = \frac{(a - c)_{\text{ср. пр}} + (a - c)_{\text{ср. обр}}}{2}.$$

Величина среднего рена определяется формулой

$$r = \frac{r_{\text{н}} + r_{\text{в}}}{2}.$$

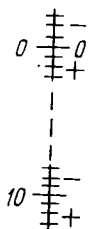
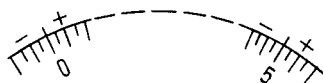


Рис. 60

Кроме среднего рена определяют разность $r_n - r_v$.

Рен r и разность $r_n - r_v$ не должны превышать у теодолитов Т05 — 0,5", у теодолитов Т1 и ОТ-02М — 0,6", у теодолитов Т2 — 1,0". Если рен превышает эти допуски, то в отсчеты, сделанные по оптическому микрометру, необходимо вводить поправки по формуле, приведенной в § 32.

Если эти допуски превышают разность $r_n - r_v$, то работать прибором нельзя. Теодолит нужно передать в мастерские для юстировки.

В полевых условиях исправление рена наблюдателем не разрешают. В этих случаях для удобства введения поправок за рен составляют табличку. В формуле поправки за рен $\Delta_r' = \frac{2r''}{i'} c'$, член $\frac{2r''}{i'}$ для данного прибора — величина постоянная. Используя это, табличка составляется легко.

§ 40. ОПРЕДЕЛЕНИЕ ЦЕНЫ ДЕЛЕНИЯ ОКУЛЯРНОГО МИКРОМЕТРА

Цену деления μ окулярного микрометра зрительной трубы определяют измерением направления на удаленную цель. Измерения производят как окулярным, так и оптическим микрометром. Измерения производят четырьмя приемами. В каждом приеме измерения производят на четырех установках окулярного микрометра. Прием состоит из прямого и обратного ходов. Каждое наведение зрительной трубы на цель сопровождают тремя отсчетами окулярного микрометра — M и двумя отсчетами по шкале оптического микрометра — A .

Цену деления окулярного микрометра в каждом приеме вычисляют по формуле

$$\mu = \frac{[\Delta A \cdot \Delta M]}{[\Delta M^2]} \sin z,$$

где

$$\Delta A = A - A_0;$$

$$\Delta M = M_0 - M;$$

A_0 и M_0 — средние значения из приема (четырех установок) отсчетов по оптическому микрометру и окулярному микрометру; z — зенитное расстояние наблюдаемой цели.

Если зенитное расстояние наблюдаемой цели отличается от 90° не более чем на $30'$, то вычисленное значение μ можно не умножать на $\sin z$, и тогда формула вычисления цены деления окулярного микрометра примет вид

$$\mu = \frac{[\Delta A \cdot \Delta M]}{[\Delta M^2]}.$$

Окончательное значение цены деления окулярного микрометра получают как среднее арифметическое из четырех приемов.

Таблица установок

№ приемов	Установка лимба	Установка оптического микрометра	Установка окулярного микрометра в делениях
1	0° 00'	1'	30, 15, 0, 85
2	45 15	2	25, 10, 95, 80
3	90 30	3	20, 5, 90, 75
4	135 45	4	15, 0, 35, 70

Т а б л и ц а 12

Определение цены деления окулярного микрометра

Дата: 26.V.1976 г.

Теодолит Т05 № 102

 $T = +20,3^{\circ}$ $z = 89^{\circ} 57'$

II прием

Установка лимба

45° 15'

Установка оптического

микрометра 2'

Прямой ход		Обратный ход		Среднее		ΔM	ΔA
М	А	М	А	М	А		
24,6	13,0	25,3	13,4	25,20	13,35	-22,71	-23,00
25,2	13,4	25,7	13,6				
25,2		25,2					
25,00	13,20	25,40	13,50				
10,1	28,3	10,1	28,9	10,05	28,85	-7,56	-7,50
9,9	28,9	10,3	29,3				
9,7		10,2					
9,90	28,60	10,20	29,10				
95,0	43,4	95,2	43,9	95,12	43,80	+7,37	+7,45
94,8	43,8	95,1	44,1				
95,0		95,6					
94,93	43,60	95,30	44,00				
79,7	59,2	79,4	59,6	79,60	59,40	+22,89	+23,05
79,8	58,8	79,2	00,0				
79,8		79,7					
79,77	59,00	79,43	59,80				

$$M_0 = 02,49$$

$$A_0 = 2' 36,35''$$

$$[\Delta A \cdot \Delta M] = 1161,551 \quad [\Delta M^2] = 1151,168$$

$$\mu = \frac{1161,551}{1151,168} = 1,009''$$

Средняя квадратическая погрешность определения среднего значения цены деления окулярного микрометра не должна превышать 0,03".

Установки для различных приемов круга оптического и окулярного микрометров приведены в табл. 11. Отклонения в установках окулярного микрометра не должны быть более двух делений.

Пример определения цены деления окулярного микрометра зрительной трубы приведен в табл. 12.

Перед исполнением каждого отсчета головки как окулярного, так и оптического микрометров последние движением должны поворачиваться только по ходу часовой стрелки как в прямом, так и в обратном ходах.

В табл. 12 приведен только один прием определения цены деления окулярного микрометра. Остальные три приема не приводятся. В табл. 13 приведено вычисление среднего значения цены деления окулярного микрометра и определение средней квадратической погрешности его определения.

Цена деления окулярного микрометра не должна отличаться от 1" более 0,05". Если это расхождение больше, то теодолит нуждается в заводской юстировке.

§ 41. УХОД ЗА ОПТИЧЕСКИМИ ТЕОДОЛИТАМИ

Качество и успех геодезических работ, в частности наблюдений, во многом зависят от состояния приборов. Оптические теодолиты представляют собой сложные конструкции, состоящие из большого количества оптических и механических деталей. Повреждение какой-либо детали или нарушение взаимной связи между деталями может привести прибор в нерабочее состояние или снизить точность, а исправить прибор в полевых условиях (осевую и оптическую систему) невозможно.

1. Укладка теодолита в футляр или ящик

При получении прибора нужно ознакомиться с его правильной укладкой в ящик или футляр, изучить способы закрепления теодолита зажимными приспособлениями, изучить расположение всех его частей. При этом ящик или футляр должен быть обязательно расположен крышкой вверх.

Т а б л и ц а 13
Вычисление среднего значения

№ приемов	Значения μ	v
I	1,002"	-0,010"
II	1,009	-0,003
III	1,023	+0,011
IV	1,014	+0,002
Среднее	1,012	0,000

$$m_{\mu} = \sqrt{\frac{[v^2]}{n(n-1)}} =$$

$$= \sqrt{\frac{238 \cdot 10^{-6}}{12}} = \pm 0,0045"$$

После укладки все зажимные и упаковочные винты нужно завинчивать до отказа. Если после укладки теодолита крышку ящика можно закрыть свободно или свободно надеть футляр, то прибор уложен правильно. Усилий в этом случае никаких применять нельзя.

2. Перевозка оптических теодолитов

Оптические теодолиты, как и все другие высокоточные приборы, переносят или перевозят обязательно под наблюдением специально назначенного лица (наблюдателя или помощника наблюдателя). Если теодолит в футляре, он должен быть установлен основанием вниз, если в ящике — ручкой вверх.

При перевозках приборов на автомашинах и подводах нужно на дно уложить толстый слой соломы, сена, стружек, веток или мягких вещей. Для того чтобы во время перевозки ящики не терлись и не ударялись о выступающие части борта автомашины или подводы, нужно делать специальные прокладки или оборачивать приборы мягкими вещами и хорошо увязывать. При перевозке на автомашинах приборы располагают в передней части кузова, а при перевозке на подводах — в средней части, избегая установок над осями.

На неровных дорогах при небольших переездах рабочие должны ящик или футляр с прибором держать в руках, а если дорога очень плохая, необходимо снять его с транспорта и переносить на руках.

При перевозке выюком очень важно, чтобы выюк и его противовес на другом боку животного имели одинаковую массу. Еще лучше точные приборы грузить поверх выюков. В этом случае приборы легче и быстрее снимать, они меньше подвергаются ударам о деревья или выступы скал. В тяжелых и опасных местах следует снимать прибор и переносить его на руках.

3. Подъем теодолитов на сигнал

Подъем оптических теодолитов на сигналы должен производиться под непосредственным руководством наблюдателя. Подъем производят с подветренной стороны знака двумя малыми шарикоподшипниковыми блоками и фалом (капроновой веревкой). Один блок надежно привязывается к основному столбу знака выше перил площадки для наблюдений, другой — к поднимаемому теодолиту. Один конец фала привязывают к инструменту, другой, продетый заранее через верхний неподвижный блок и сброшенный вниз, продевают через подвижный блок, привязанный к теодолиту. Подъемный фал одновременно служит оттяжкой. Чтобы предохранить прибор от падения, для страховки к нему привязывают вторую веревку, которую при подъеме постепенно выбирает лицо, принимающее прибор наверху. При

подъеме необходимо принять все меры, чтобы предохранить теодолит от ударов о выступающие части сигнала. Длина подъемного фала должна быть на 8—10 м больше двойной высоты знака.

4. Спуск теодолитов с сигнала

Спуск производят с подветренной стороны знака двумя блоками под непосредственным руководством наблюдателя. Один блок — неподвижный — привязывается к основному столбу выше перил площадки для наблюдений, другой — подвижный — к теодолиту. Один конец фала (фал находится на площадке наблюдателя) сперва продевают через подвижный блок, затем через неподвижный блок и, продев, привязывают к теодолиту. Второй конец фала сбрасывают вниз. Прибор осторожно переносят через перила и начинают спуск, постепенно отпуская фал вниз. Фал одновременно служит оттяжкой. Для страховки прибора к нему привязывают вторую веревку, которую постепенно отпускает исполнитель, находящийся на площадке наблюдателя.

Исполнитель, занятый подъемом или спуском теодолита наверху, должен быть прикреплен к основному столбу знака или к основанию столика цепью предохранительного пояса.

5. Обращение с прибором

На время небольших перерывов теодолит можно не упаковывать в футляр или ящик, а оставлять его на столике знака или на штативе, но в этом случае надо накрывать его чехлом из мягкой материи. Если прибор остается на сигнале при длительных перерывах в наблюдениях, а также на ночь, то надо обязательно уложить его в футляр (ящик), покрыть брезентом и привязать к столику сигнала веревкой. Подъемные винты и винты наводящих устройств нужно постоянно держать на середине их хода. Нельзя ими работать, когда они стоят на последних витках.

Центрировочная плита на столике сигнала и головка штатива перед постановкой на них теодолита должны максимально приближаться к горизонтальному положению. Это сокращает излишнее вращение подъемных винтов и устраняет их перекос. Перекос подъемных винтов вредно отражается на их резьбе.

Закрепительное устройство надо зажимать только слегка, чтобы почувствовать схватку винта. Излишне сильное закрепление вызывает вредные напряжения в металле, порчу резьбы, гнутые оси. Особенно осторожно нужно действовать юстировочными винтами. Их надо беречь от изнашивания. Изношенные винты плохо держат юстировку. Не следует злоупотреблять юстировками прибора. Делать их нужно только в случаях прямой необходимости. Подвижные части теодолитов надо перемещать плавно, без толчков.

Пыль и жирные следы пальцев загрязняют линзы. К линзам не следует прикасаться пальцами. Наружную их поверхность можно протирать чистой белой тряпочкой из льна или тонкого полотна. Можно протирать чистой ватой, смоченной спиртом.

Влага разрушающе действует как на стеклянные, так и на металлические части инструмента. Капли воды могут образовать на поверхности стекла налеты (прозрачные или непрозрачные пятна). На металлических частях влага может вызывать окисление. Поэтому, когда начинается дождь, прибор нужно уложить в футляр или надежно закрыть чехлом, зонтом, плащом, брезентом.

При внесении теодолита с холода в теплое помещение или из теплого помещения на холод необходимо оставлять его закрытым в футляре 3—4 ч. Нельзя ставить футляр с прибором вблизи нагревательных приборов. В холодное время в перерывах между наблюдениями рекомендуется не вносить теодолит в теплое помещение, а хранить его в неотапливаемом помещении или на открытом воздухе.

ИЗМЕРЕНИЕ ГОРИЗОНТАЛЬНЫХ УГЛОВ, НАПРАВЛЕНИЙ И ЗЕНИТНЫХ РАССТОЯНИЙ

§ 42. ИСТОЧНИКИ ПОГРЕШНОСТЕЙ ПРИ УГЛОВЫХ ИЗМЕРЕНИЯХ И ПОГРЕШНОСТИ ЛИЧНЫЕ

Угловые измерения, как бы тщательно они не производились и как бы совершенны не были приборы, неизбежно сопровождаются погрешностями. Чтобы обеспечить результаты угловых измерений с наперед заданной точностью, необходимо выработать правила или определенную методику, которые или исключат из результатов измерений погрешности, или до необходимой степени ослабят их влияние.

Источников погрешностей три: личные, происходящие от несовершенства органов чувств наблюдателя; приборов, происходящие от несовершенства приборов и от невозможности точной их юстировки; погрешности, вызванные влиянием внешней среды.

Погрешности личные связаны с органами зрения наблюдателя и в какой-то мере с осязанием. Органы зрения непосредственно участвуют в наблюдениях. Погрешности личные, возникающие в результате физиологических возможностей глаза, учитывают при конструировании геодезических приборов. Одним из параметров, зависящих от физиологических возможностей глаза, является наименьший угол, под которым наблюдаемый предмет становится видимым глазу наблюдателя. Этот угол во многом зависит от яркости освещения объекта. Так, от резко различной яркости освещения объектов наблюдения влияние личных погрешностей на измеряемый угол может достигать 1,5".

Надо стремиться, чтобы яркость целей по всем наблюдаемым направлениям была примерно одинакова. Во всяком случае, чтобы не было резко различной яркости.

Для ослабления влияния погрешностей, неизбежно возникающих из-за различного освещения штрихов лимба при их дневном освещении и различных поворотах алидады, в теодолитах применяется электрическое освещение кругов. Наблюдать 1 и 2 классы без электрического освещения кругов инструкция запрещает.

Необходимо учитывать возможности глаза замечать сдвиг прямой узкой полосы относительно другой. Для этого поле зрения микроскопа располагается на расстоянии наилучшего зрения. Видимую ширину штрихов делают менее 0,25 мм, а длину штрихов не менее 3—4 мм. Погрешность совмещения изображения штрихов горизонтальных и вертикальных лимбов испыты-

вают. Погрешность совмещения изображения противоположных штрихов лимба значительно ослабляется двукратным совмещением этих изображений и двумя отсчетами по шкале оптического микрометра при наведении на каждый предмет, а также многократными наблюдениями каждого предмета. Следующим параметром является возможность глаза замечать смещение точки — визирной цели от середины двух штрихов биссектора, так называемая погрешность визирования. Точность визирования зависит от целого ряда причин: увеличения трубы, яркости и ясности изображения, углового расстояния между нитями биссектора, диаметра отверстия объектива и, наконец, может иметь место постоянная личная погрешность наблюдателя.

Средние квадратические погрешности визирования на цели, расположенные на расстоянии 10 км (по С. В. Елисееву), для инструмента ОТ-02 равны:

при $40\times$ увеличении трубы $\pm 0,5''$;
при $27\times$ увеличении трубы $\pm 0,9''$.

Погрешность визирования значительно ослабляется многократными наблюдениями каждого направления. Кроме того, наблюдать 1 и 2 класс следует с увеличением трубы не менее $40\times$, 3 и 4 класс — не менее $25\times$.

§ 43. ПОГРЕШНОСТИ ПРИБОРОВ

При измерении углов в теодолите должны быть соблюдены следующие требования: центры вращения алидады и круга должны совпадать между собой и с центром лимба — окружности, по которой нанесены деления; ось вращения теодолита должна совпадать с направлением отвесной линии в данной точке; плоскость лимба и ось вращения зрительной трубы должны быть перпендикулярны к оси вращения прибора; ось вращения алидады должна занимать неизменное положение во время ее вращения; деления лимба должны быть правильными; одному делению лимба должен соответствовать один полный оборот головки оптического микрометра; биссектор сетки нитей должен находиться в коллимационной плоскости. Всякое отступление от этой геометрической схемы порождает погрешности, называемые погрешностями приборов. Рассмотрим их.

1. Параллакс

Параллакс сетки нитей может давать большую погрешность в наведении на предмет. Параллакс необходимо устранять. Однако небольшое остаточное его действие наш глаз может не улавливать. Для полного устранения влияния параллакса глаз наблюдателя при визировании и снятии отсчета по оптическому микрометру должен находиться на продолжении визирной оси трубы и оптической оси микрометра.

2. Биссектор сетки нитей

Биссектор сетки нитей должен находиться в коллимационной плоскости. Положение сетки нитей проверяют и юстируют. Однако точно отъюстировать сетку нитей не удастся. Поэтому наведение нужно всегда производить одной и той же точкой биссектора в центре поля зрения трубы, т. е. почти в месте пересечения биссектора горизонтальной нитью, например чуть ниже горизонтальной нити при «круге лево» и чуть выше ее при «круге право». При измерении вертикальных углов наведения нужно выполнять одной и той же точкой горизонтальной нити.

3. Рен

Реном пренебрегают, когда его величина меньше установленного допуска, или вынуждены вводить за него поправки в отсчеты, сделанные при выполнении измерений, когда его величина превышает допуск.

4. Наведение

Окончательное наведение зрительной трубы на цель можно производить как ввинчиванием, так и вывинчиванием винта наводящего устройства алидады. При ввинчивании алидада движется действием винта наводящего устройства, которому противодействует пружина. При вывинчивании алидада движется только под действием пружины. Действие пружины должно преодолеть инерцию алидады. Последнее происходит не мгновенно, поэтому точное наведение биссектора на цель, сделанное вывинчиванием винта наводящего устройства, может нарушиться за время, проходящее от наведения до отсчитывания по лимбу. В силу этого принимают за правило наведение зрительной трубы на цель всегда заканчивать только ввинчиванием винта наводящего устройства алидады.

5. Эксцентриситет

На рис. 61 C_1 — центр вращения алидады, точка пересечения осью вращения алидады плоскости лимба, C_2 — центр вращения горизонтального круга и C — центр лимба — окружности, на которой нанесены деления лимба, или, иначе, точка, в которой пересекаются оси всех диаметров лимба. Несовпадение C_1 и C называют эксцентриситетом алидады, а несовпадение C_2 и C — эксцентриситетом круга.

На рис. 62 C — центр окружности, по которой нанесены деления лимба, а C_1 — центр вращения алидады. Нуль лимба совпадает с точкой 0° . Расстояние между точками C и C_1 , обозначаемое l , называется линейным элементом

эксцентриситета алидады; точка P — пересечение окружности лимба с радиусом, проходящим через центры C и C_1 . Отсчет в точке P , обозначаемый также P , называется угловым элементом эксцентриситета алидады.

Допустим, что при визировании на какой-то отдаленный предмет при наличии эксцентриситета отсчет по лимбу будет A_1 . Если бы эксцентриситета не было, а значит точки C и C_1 совпали бы, то при визировании на тот же предмет отсчет по лимбу был бы A .

Нетрудно видеть, что погрешность в отсчете от наличия эксцентриситета равна углу A_1CA ; измеряемому дугой A_1A . Обозначим этот малый угол через ϵ . Тогда правильный, свободный от влияния эксцентриситета отсчет по лимбу $A = A_1 + \epsilon$.

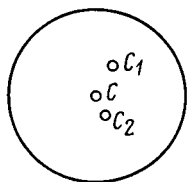


Рис. 61

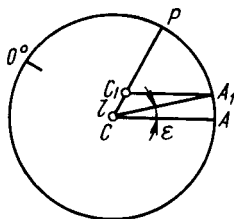


Рис. 62

Ввиду малой величины l в сравнении с расстоянием до наблюдаемого предмета прямую AC можно считать параллельной A_1C_1 . Отсюда угол $CA_1C_1 = ACA_1 = \epsilon$. Рассмотрим треугольник CC_1A_1 . В этом треугольнике угол C_1CA_1 измеряется дугой $PA_1 = A_1 - P$. Обозначим радиус лимба CA через r . Зная, что C_1A_1 очень мало отличается от него, можно принять $C_1A_1 = r$.

Тогда по теореме синусов будем иметь

$$\frac{l}{\sin \epsilon} = \frac{r}{\sin (A_1 - P)}.$$

В силу того, что угол ϵ мал

$$\frac{l}{\epsilon'' \sin l''} = \frac{r}{\sin (A_1 - P)}.$$

Откуда

$$\epsilon'' = \rho'' \frac{l}{r} \sin (A_1 - P).$$

Отсчет по лимбу A , свободный от влияния эксцентриситета, будет

$$A = A_1 + \rho'' \frac{l}{r} \sin (A_1 - P).$$

Выведенная формула показывает, что при постоянных элементах эксцентриситета алидады (l и P) вызываемая им погрешность при вращении алидады изменяется в зависимости от ве-

личины разности $A_1 - P$ от 0 до $\pm \rho'' \frac{m}{r}$. Наибольшее ее значение получается в том случае, когда разность $A_1 - P$ равняется 90 или 270°, наименьшее, когда разность $A_1 - P$ равняется 0 или 180° (см. рис. 62). Поскольку в формулу погрешности за эксцентриситет разность $A_1 - P$ входит величиной $\sin(A_1 - P)$, поскольку погрешность в отсчетах ϵ изменяется, следуя кривой, называемой с и н у с о и д о й. В хороших теодолитах величина l очень мала. Но даже при $l = 0,001$ мм наибольшая погрешность в отсчете ϵ получается порядка 4,5" при диаметре лимба 9 см и порядка 2,9" при диаметре лимба 14 см.

Отсчеты в оптических теодолитах, как известно, производятся по двум диаметрально противоположным местам его кругов. Пусть на рис. 63 прямоугольником показано большое окно поля зрения оптического микроскопа. Видимые в верхней и нижней частях этого окна диаметрально противоположные места круга дополнены до окружностей (сильно уменьшенных по сравнению с величиной окна). Нижняя окружность является прямым изображением верхней, но смещена относительно ее на величину диаметра.

C — центр окружности, на которой нанесены деления лимба; C_1 — центр вращения алидады; $CC_1 = l$; A_1 и B — изображение младших, ближайших

к индексу, оцифрованных штрихов лимба; aSb — линия, по которой расположится диаметр кольца делений лимба после совмещения изображений диаметрально противоположных штрихов (при отсутствии эксцентриситета); $a_1S_1b_1$ — линия, по которой расположится тот же диаметр при наличии эксцентриситета и совмещения изображений тех же штрихов.

Отсчеты по верхнему и нижнему изображениям лимба будут:

$$M_A = A + Aa - aa_1 = A_1 + A_1S - SS_1,$$

$$M_B = B_1 + Bb + bb_1 = B + BS + SS_1.$$

Среднее из отсчетов по диаметрально противоположным частям лимба получится:

$$M = \frac{1}{2} (M_A + M_B \pm 180^\circ) = \frac{1}{2} (A_1 + B \pm 180^\circ) + \frac{1}{2} (A_1S + BS),$$

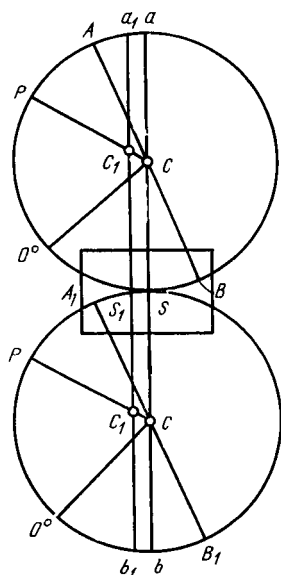


Рис. 63

но $A_1 = A$; $A_1S + SB = A_1B$; $\frac{1}{2}A_1B = \frac{1}{2}in$, значит

$$M = A - \frac{1}{2}in.$$

Следовательно, отсчет по оптическому микрометру после совмещения изображения штрихов свободен от погрешности, вызванной эксцентриситетом алидады. Погрешность, вызванная эксцентриситетом (SS_1), которую имел каждый от отсчетов M_A и M_B диаметрально противоположных частей лимба, равная по величине, но противоположная по знаку, в среднем из отсчетов исключается полностью.

Однако наличие значительного эксцентриситета алидады нежелательно, так как он может вызвать ее неправильное вращение и привести к деформациям в алидадной части инструмента. Кроме того, значительный эксцентриситет сказывается на рене, который станет различным на разных частях лимба. Сказывается эксцентриситет и на погрешностях делений лимба.

В каждом отдельном приеме горизонтальные направления и углы измеряют при неподвижном круге. Эксцентриситет круга начинает влиять только при его перестановках, т. е. при переходе от одного приема к другому. При вращении круга центр лимба — окружности, на которой нанесены его деления C , описывает окружность радиусом, равным линейному элементу эксцентриситета круга. Перемещение C вызывает изменение эксцентриситета алидады. Каждому положению круга соответствуют свои элементы эксцентриситета алидады. Его влияние будет наибольшим тогда, когда центр вращения алидады C_1 и центр лимба — окружности, на которой нанесены деления лимба C (см. рис. 61) располагаются по разные стороны от центра вращения круга C_2 и когда все три центра C , C_1 и C_2 будут находиться на одной прямой (см. § 37). Эксцентриситет круга определяют для того, чтобы выявить его влияния на эксцентриситета алидады.

6. Погрешности делений лимба

В настоящее время техника деления лимбов достигла высокой степени совершенства. Штрихи лимба наносят с большой точностью. Но несмотря на это, нанесение штрихов (любого штриха) сопровождается случайными и систематическими погрешностями, вызванными неточной установкой разделяемого круга на делительной машине (т. е. несовпадением центра вращения разделяемого круга и круга образцового, их неполной параллельностью), погрешностями делений образцового круга, несовершенством юстировки и регулировки делительной машины, изменением температуры за время нанесения делений и т. д.

При современном состоянии делительной техники случайные погрешности штрихов лимба δ обычно в несколько раз меньше

систематических. Среднее квадратическое значение случайной погрешности делений, как показали исследования, меньше $\pm 0,5''$.

Систематическими погрешностями делений лимба называют такие погрешности, которые имеют периодический характер. Эти погрешности делят на длиннопериодические или крупнопериодические и короткопериодические или внутриградусные. Длиннопериодические погрешности по величине плавно изменяются по всей окружности лимба, их периодичность выражается также по всей окружности лимба. Короткопериодические погрешности обусловлены циклическостью работы делительной машины. Период их изменения $10-60'$.

Крупнопериодические погрешности подчиняются сложной закономерности. График, построенный по величинам крупнопериодических погрешностей, имеет характер синусоиды.

Если систематическая крупнопериодическая погрешность градусного деления обозначена через Δ_n , то полная погрешность этого деления состоит из двух слагаемых: $\Delta_i = \Delta_n + \delta_i$, где δ_i — случайная погрешность этого же деления.

Для определения качества инструмента полные погрешности делений лимба надо определять с большой точностью. Для достижения такой точности нужно знать величину эксцентриситета и ввести в отсчеты поправки за его влияние. Кроме того, эксцентриситет должен быть постоянным при любых положениях алидады. Последнее требование невыполнимо. Поэтому определяют не полные погрешности штрихов лимба, а полные погрешности диаметров.

Под погрешностью диаметра понимают среднее арифметическое из значений погрешностей двух диаметрально противоположных штрихов лимба

$$\frac{\Delta_i + \Delta_{(i+180^\circ)}}{2}.$$

В конечном счете именно погрешность диаметра лимба важно знать при геодезических измерениях. Геодезические угломерные измерения в результате представляют ряд направлений, полученных как среднее из отсчетов по двум противоположным частям лимба.

По государственному стандарту полные погрешности диаметров горизонтальных кругов теодолитов не должны превышать $1,0''$ у теодолитов Т05, $+1,2''$ у Т1 и ОТ-02, $1,5''$ у Т2 и $2,5''$ у Т5.

Направления и углы измеряют не одним, а несколькими приемами. Лимб между приемами переставляют на $\frac{180^\circ}{m}$, где m — число приемов. Приходим к заключению, что погрешность в среднем направлении (из всех приемов) будет достаточно мала, если лимб тщательно изготовлен, а число его перестановок достаточно большое. Результаты обработанных материалов, исполненных триангуляцией, по исследованию профессора

Ф. Н. Красовского, показывают, что остаточное влияние погрешностей диаметров лимба на направление, измеренное 12 приемами, не превышает $\pm 0,25''$.

По государственному стандарту внутриградусные погрешности делений кругов высокоточных теодолитов должны быть не более $1,0''$. При угловых измерениях влияние короткопериодических погрешностей также необходимо максимально снизить. Это достигается опять-таки перестановками лимба между приемами не только на $\frac{180^\circ}{m}$, но и на i , т. е. на величину

$$\frac{180^\circ}{m} + i \text{ или } \frac{180^\circ}{m} + \frac{i}{2},$$

где i — цена наименьшего деления лимба.

В настоящее время погрешности диаметров лимбов горизонтального круга исследуют для установления качества разделения круга и пригодности его для высокоточных угловых измерений. Получаемые из этих исследований поправки к диаметрам не могут быть использованы для введения их в отсчеты по лимбу. Чтобы судить о качестве горизонтальных кругов, погрешности диаметров исследуют через 3° в теодолитах, предназначенных к наблюдениям 1 и 2 классов и через 5° в теодолитах, предназначенных к наблюдениям 3 и 4 классов.

Такая подробность исследований вполне достаточна для суждения об общем качестве лимба, но невелика по сравнению с общим числом диаметров. В силу этого выводимые из исследований величины погрешностей не могут быть использованы для введения поправок в отсчеты по лимбам.

Определение погрешностей диаметров с целью введения поправок в отсчеты не делают, так как есть простые пути ослабления их влияния на конечные результаты измерений.

Исследование погрешностей вертикальных лимбов теодолитов обычно не производят, так как точность измерений зенитных расстояний этого не требует.

7. Коллимационная погрешность

Для выяснения влияния на результаты угловых измерений перпендикулярности визирной оси зрительной трубы к оси ее вращения предположим, что в инструменте никаких других погрешностей нет.

На рис. 64 точка O — пересечение визирной оси зрительной трубы с осью ее вращения HH_1 ; ZOZ_1 — отвесная линия в точке O . Вообразим вспомогательную сферу произвольного радиуса с центром в точке O . Тогда точки H и H_1 будут точками пересечения оси вращения зрительной трубы с этой сферой, а точки Z и Z_1 — точками пересечения отвесной линии с этой же сферой.

Теодолит имеет коллимационную погрешность и его визирная ось составляет с осью вращения трубы угол $90^\circ + c$ или

$90^\circ - c$. При наведении трубы на предмет M визирная ось занимает положение OM и пересекает вспомогательную сферу в точке m . На лимбе получен отсчет, который обозначим N_1 . На рис. 64 показано положение, когда визирная ось составляет с левым концом оси вращения трубы угол $90^\circ + c$ (угол mOH).

Проведем дуги больших кругов ZmZ_1 и HmH_1 . Очевидно, визирная ось OmM лежит в плоскости ZmZ_1 .

Если бы в теодолите коллимационной погрешности не было, то визирная ось составляла бы с осью вращения трубы угол 90° и лежала бы в плоскости Zm_1Z_1 , перпендикулярной к оси вращения трубы HH_1 . Радиус Om составляет с этой плоскостью угол $mOm_1 = c$, равный коллимационной погрешности. Так как точка m_1 лежит на сфере в пересечении больших кругов Zm_1Z_1 и HmH_1 , то дуга $mm_1 = c$.

При отсутствии коллимационной погрешности для визирования на предмет M нужно плоскость Zm_1Z_1 совместить с плоскостью ZmZ_1 , повернув алидаду на угол x по ходу часовой стрелки. Отсчет, свободный от влияния коллимационной погрешности, обозначим через N , тогда $N = N_1 + x$.

Угол x определим из прямоугольного сферического треугольника Zmm_1 , в котором сторона $Zm = z$ — зенитное расстояние наблюдаемого предмета и гипотенуза треугольника.

Пользуясь правилом Непера, напишем

$$\cos(90^\circ - c) = \sin z \sin x,$$

$$\sin c = \sin z \sin x,$$

откуда

$$\sin x = \frac{\sin c}{\sin z}.$$

По малости угла x и дуги c можно написать

$$x'' = \frac{c''}{\sin z}$$

и тогда

$$N = N_1 + \frac{c''}{\sin z}.$$

Если трубу переведем через зенит и снова, при другом круге теодолита, сделаем визирование на тот же предмет M , то визирная ось составит с левым концом оси вращения трубы угол, равный $90^\circ - c$, и для получения правильного отсчета алидаду нужно повернуть на угол x против хода часовой стрелки.

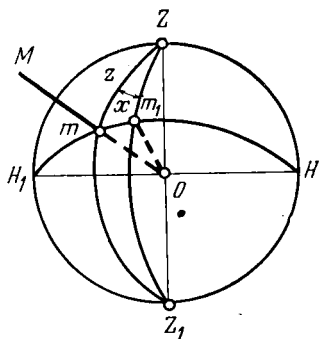


Рис. 64

Следовательно,

$$N = N_1 - \frac{c''}{\sin z}.$$

Считая величину c алгебраической и обозначая отсчеты по горизонтальному кругу при «круге лево» через КЛ, а при «круге право» через КП, получим

$$N = \text{КЛ} - \frac{c}{\sin z} \text{ и } N = \text{КП} \pm 180^\circ + \frac{c}{\sin z}.$$

Тогда средний из отсчетов при двух положениях круга

$$N_{\text{ср}} = \frac{\text{КЛ} + \text{КП} \pm 180^\circ}{2}.$$

Отсюда можно сделать следующие выводы.

1. Среднее из отсчетов, взятых из наблюдений при двух положениях круга (КЛ и КП), полностью свободно от влияния коллимационной погрешности.

2. Влияние коллимационной погрешности на измеряемый угол полностью исключается, если угол получен из наблюдений при двух положениях круга (КЛ и КП).

3. Погрешность угла, обусловленная коллимационной погрешностью, измеренного при одном положении круга (при КЛ или КП), будет равна нулю при равенстве зенитных расстояний наблюдаемых целей.

4. Если вычесть из отсчета при КЛ, отсчет, полученный при КП, при визировании на одну и ту же цель, то получим

$$O = \text{КЛ} - \text{КП} = 180^\circ - \frac{2c}{\sin z}.$$

В триангуляции зенитные расстояния близки к 90° . Только в горных районах могут быть зенитные расстояния, отличающиеся от 90° на величину 10° и даже более. Если принять для всех направлений зенитные расстояния близкими 90° , то можно считать $\sin z = 1$ и тогда получим

$$2c = \text{КЛ} - \text{КП} \pm 180^\circ.$$

Величина c в течение длительного времени остается постоянной. При этом колебания $2c$ не зависят от погрешностей лимба, так как отсчеты при КП и КЛ на одну и ту же цель приходятся на одни и те же деления. Колебания $2c$ полностью отражают погрешности отсчетов, погрешности визирования и азимутальные сдвиги инструмента, т. е. качество работы наблюдателя, влияние внешней среды и поведение сигнала или штатива. Поэтому колебания $2c$ являются отличной характеристикой качества работы и условий наблюдений. Резкие изменения величины $2c$ или значительные колебания этой величины должны настораживать наблюдателя и указывать на необходимость прекратить наблюдение. Очевидно, $2c$ не может быть абсолютно постоянно даже на протяжении одного приема. Однако колебания $2c$ не

должны превышать известных пределов, обусловленных точностью и качеством инструмента.

На колебания $2c$, кроме уже указанных, могут сказаться и другие причины, например, изменение температуры теодолита и другие погрешности прибора. Колебания $2c$ от этих причин будут тем меньше, чем ближе к нулю величина c . Согласно действующей Инструкции [20] величина двойной коллимационной погрешности не должна быть более $20''$, но ее следует иметь меньше этой предельной величины. Рекомендуется иметь $2c$ не более $5-6''$.

8. Наклон оси вращения трубы

Рассмотрим влияние на результаты угловых измерений наклона оси вращения трубы, происходящего от неравенства подставок трубы, а также диаметров цапф. Предположим, что никаких других погрешностей теодолит не имеет.

Назовем O точкой пересечения визирной оси с осью вращения трубы и вместе с тем она будет центром вспомогательной сферы. Пусть точки H и H_1 — точки пересечения сферы осью вращения трубы, когда она занимает горизонтальное положение, а точки E и E_1 — точки пересечения сферы осью трубы при ее наклонном положении на угол δ (рис. 65).

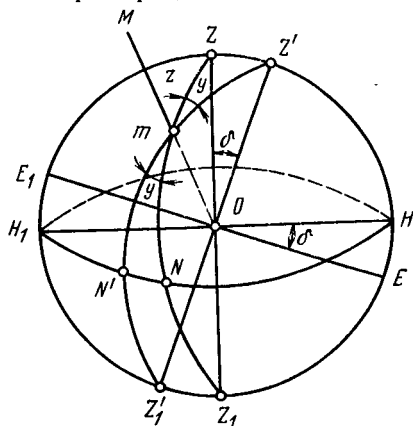


Рис. 65

Плоскость круга горизонтальна, поэтому можно ее перенести параллельно самой себе и представить проходящей через горизонтальную прямую линию HH_1 . Если бы ось вращения трубы была горизонтальна, то визирная ось вращалась бы в плоскости большого круга, проходящего через отвесную линию ZOZ_1 , и пересекала бы сферу по окружности большого круга ZNZ_1 . Эта плоскость была бы перпендикулярна плоскости круга HHH_1 . При наведении на предмет M визирная ось трубы пересекала бы сферу в точке m . По лимбу был бы получен правильный отсчет N . В действительности ось вращения трубы наклонена на угол δ . В этом случае при вращении трубы визирная ось, вращаясь в плоскости большого круга, пересекает сферу по окружности $Z'N'Z'_1$. При наведении на тот же предмет M плоскость круга $Z'N'Z'_1$ составляет с отвесной плоскостью ZNZ_1 угол y . При этом на лимбе получается неправильный отсчет N' . Очевидно, что правильный отсчет $N = N' - \widehat{NN'}$. Для его получения надо повернуть коллимационную плоскость на угол y .

Рассмотрим два сферических прямоугольных треугольника ZmZ' и NmN' . Углы при вершинах Z и N по нашему построению равны 90° . Сторона $ZZ' = \delta$ — углу наклона оси вращения трубы, сторона $mZ = z$ — зенитному расстоянию наблюдаемого предмета M , сторона $mN = 90^\circ - z$. $Z'm$ и mN' — гипотенузы этих треугольников.

Из треугольника ZmZ' можно написать, пользуясь правилом Непера,

$$\cos(90^\circ - z) = \operatorname{ctg} y \operatorname{ctg}(90^\circ - \delta),$$

$$\sin z = \operatorname{ctg} y \operatorname{tg} \delta.$$

Откуда

$$\operatorname{tg} y = \frac{\operatorname{tg} \delta}{\sin z}.$$

Из треугольника NmN' , пользуясь тем же правилом

$$\cos[90^\circ - (90^\circ - z)] = \operatorname{ctg}(90^\circ - NN') \operatorname{ctg} y,$$

$$\cos z = \operatorname{tg} NN' \operatorname{ctg} y.$$

Откуда

$$\operatorname{tg} NN' = \cos z \operatorname{tg} y.$$

Подставим значение $\operatorname{tg} y$, полученное ранее, тогда

$$\operatorname{tg} NN' = \frac{\operatorname{tg} \delta}{\operatorname{tg} z}.$$

По малости угла δ и дуги NN' можем написать

$$NN' = \frac{\delta''}{\operatorname{tg} z}$$

и тогда

$$N = N' - \frac{\delta''}{\operatorname{tg} z}.$$

Наклон оси вращения зрительной трубы δ при вращении алидады остается все время постоянным. Только при другом положении вертикального круга величина δ будет иметь противоположный знак. Если отсчеты по горизонтальному кругу при разных положениях вертикального круга назвать КЛ и КП, а истинное значение направления N , то

$$N = \text{КЛ} - \frac{\delta''}{\operatorname{tg} z} \quad \text{и} \quad N = \text{КП} \pm 180^\circ + \frac{\delta''}{\operatorname{tg} z}.$$

Среднее из двух отсчетов будет

$$N_{\text{ср}} = \frac{\text{КЛ} + \text{КП} \pm 180^\circ}{2}.$$

Таким образом, в среднем из отсчетов, исполненных на одну цель при КП и КЛ, получается направление, свободное от влияния наклона оси вращения трубы.

При зенитных расстояниях, близких к 90° , что имеем обычно в триангуляции, погрешность в отсчете, вызванная наклоном оси вращения трубы, пренебрегаемо мала.

Погрешности в отсчете, вызванные наклоном оси трубы, оказывают прямое влияние на двойную коллимационную погрешность.

Действительно,

$$2c = \text{КЛ} - \text{КП} \pm 180^\circ = \text{КЛ} - \frac{\delta''}{\operatorname{tg} z} - \text{КП} \pm 180^\circ -$$

$$\cdot - \frac{\delta''}{\operatorname{tg} z} = \text{КЛ} - \text{КП} \pm 180^\circ - \frac{2\delta''}{\operatorname{tg} z}.$$

Поэтому при определении двойной коллимационной погрешности необходимо выбирать цель, зенитное расстояние которой близко к 90° .

Наклон оси зрительной трубы может еще возникнуть от наклона оси вращения теодолита.

9. Наклон оси вращения теодолита

Рассмотрим влияние на результаты угловых измерений наклона оси вращения алидады. Будем считать, что в теодолите, кроме наклона оси вращения алидады, никаких других погрешностей нет.

При наклоне оси вращения теодолита наклон получит и ось вращения зрительной трубы, что и повлечет погрешность в отсчете по лимбу при наблюдениях.

Но при этом наклон оси вращения трубы не будет постоянным при вращении алидады. Других погрешностей в теодолите нет, а значит ось вращения трубы перпендикулярна к оси вращения алидады. Наклон оси вращения трубы будет максимальным и равным наклону оси вращения алидады в том случае, когда ось вращения трубы будет находиться в плоскости, проходящей через ось вращения алидады и отвесную линию в центре алидады. И наклон оси вращения трубы будет равен нулю, когда эта ось займет положение, перпендикулярное указанной плоскости. В этом случае она будет параллельна плоскости лимба. Во всех остальных положениях угол наклона оси вращения трубы — обозначим его b — будет больше нуля и меньше угла наклона алидады.

Так как при визировании на один и тот же предмет при КЛ и КП положение оси вращения алидады остается одинаковым, то знак величины b не меняется с переводом трубы через зенит.

Отсчеты по лимбу будут иметь погрешность, равную $\frac{b''}{\operatorname{tg} z} = b'' \operatorname{ctg} z$ (см. пункт 8).

Отсюда можно сделать следующие выводы.

1. Погрешность в отсчетах, вызванная неправильным положением оси вращения алидады, не исключается ни в среднем из

отсчетов, сделанных при разных положениях вертикального круга (КЛ и КП), ни в значении угла, получаемого как разность двух направлений.

2. При наблюдениях на пунктах триангуляции зенитные расстояния, как правило, близки к 90° и поправка $b'' \operatorname{ctg} z$ будет небольшой. Однако, если $z = 90^\circ 30'$ или $89^\circ 30'$ — цена деления уровня (на алидаде или накладного) 6—7", а его отклонение от середины два деления, то погрешность в отсчете по горизонтальному кругу будет порядка $\pm 0,1''$. Это заставляет тщательно выверять теодолит и тщательно приводить его вертикальную ось в отвесное положение.

3. Если зенитные расстояния наблюдаемых пунктов отличаются от 90° на величину более 2° , т. е. когда $92^\circ < z < 88^\circ$, то отсчеты нужно исправлять за наклон оси вращения, определяя наклоны оси вращения трубы (см. § 45).

10. Люфт подъемных винтов

В оптических теодолитах увеличение лимба при вращении алидадной части практически исключено, так как у этих теодолитов втулка, несущая горизонтальный круг, не имеет непосредственного соприкосновения с вертикальной осью алидадной части. Однако вследствие хотя и малого, но неизбежного люфта подъемных винтов подставка инструмента, а значит и горизонтальный круг, могут сместиться по азимуту. Величина азимутального смещения круга, очевидно, зависит от качества регулировки подъемных винтов, силы трения при вращении алидады и размера угла, на который повернута алидада.

Азимутальные сдвиги круга, вызванные люфтом подъемных винтов, не могут быть исключены ни методикой наблюдений, ни поправками в отсчеты.

Для уменьшения влияния азимутальных сдвигов методикой угловых измерений предусмотрено перед началом наведения на начальный предмет выполнять алидадой несколько свободных оборотов в ту сторону, в которую она будет вращаться при исполнении полуприема.

Систематическая погрешность угла, вызванная азимутальным сдвигом из-за остаточного люфта подъемных винтов, испытывается. Теодолит допускается к наблюдениям 1 класса, если эта погрешность на угол величиной 360° не превышает $\pm 0,1''$, и к наблюдениям 2 и 3 классов, если эта погрешность на угол величиной 360° не превышает $\pm 0,3''$.

§ 44. ПОГРЕШНОСТИ, ВЫЗВАННЫЕ ВЛИЯНИЕМ ВНЕШНЕЙ СРЕДЫ

Погрешности, вызванные влиянием внешней среды, наиболее существенны. Чтобы выполнить наблюдения с надлежащей точностью, нужно уметь учитывать влияние внешней среды.

Погрешности, вызванные влиянием внешней среды, зависят от качества изображений, колебания изображений, рефракции, явления фаз, изменения температуры теодолита или неравномерного нагрева его отдельных частей, ветра, кручения знака.

1. **К а ч е с т в о** **и з о б р а ж е н и й**, дальность видимости зависит от условий видимости, условий освещенности и контрастности объекта наблюдения и фона, на который проектируется объект наблюдения. Условия видимости зависят от прозрачности атмосферы. В окружающей Землю атмосфере, особенно в ее приземных слоях, всегда присутствует дымка. Дымка состоит из взвешенных в атмосфере мельчайших частиц пыли, дыма и водяных паров. Дымка рассеивает и поглощает световые лучи. Световой поток Φ , входящий в среду, не равняется световому потоку Φ_1 , выходящему из среды. Отношение Φ_1/Φ называют коэффициентом прозрачности. Качество изображений, условия видимости зависят от коэффициента прозрачности. Так, дальность видимости при сильной дымке не превышает 3—4 км, при средней — 8—10 км. При коэффициенте прозрачности 0,82 условия видимости считаются удовлетворительными, а дальность видимости достигает 20 км, при коэффициенте прозрачности 0,92 условия видимости считаются хорошими, а дальность видимости достигает 40—50 км.

Освещенность, яркость или различие по цвету между объектами наблюдения и фоном, на который этот объект проектируется, оказывает на качество изображения не меньшее влияние, чем прозрачность атмосферы. Если объект наблюдения и лежащий за ним фон не отличаются по освещению, яркости или цвету, то изображения будут нечеткими, теряющимися, или объект сольется с фоном и перестанет быть видимым. Лучше всего обеспечивает хорошую видимость черный объект, проектирующийся на небо. Инструкция разрешает производить наблюдения при удовлетворительной или хорошей видимости и не разрешает их производить при неблагоприятных условиях видимости. Если объект наблюдения теряется или сливается с фоном, его необходимо маркировать (материей или краской).

2. **К о л е б а н и я** **и з о б р а ж е н и й** наблюдаемых предметов в зрительной трубе вызываются конвекционными токами воздуха. Солнечные лучи несут тепло. Атмосфера слабо поглощает это тепло. Поэтому основная его часть достигает земной поверхности и нагревает ее. Нагреваясь, земная поверхность отдает тепло прилегающим к ней слоям воздуха. Нагретый воздух становится более легким и поднимается вверх. Холодные, более плотные и тяжелые слои воздуха опускаются вниз к земной поверхности. Так возникают конвекционные токи.

Перемещение теплого и холодного воздуха тем сильнее, чем выше температура почвы, чем быстрее изменения этой температуры и чем ближе к поверхности почвы. Изображения от сильных перемещений воздуха видны колеблющимися, расплывча-

тыми, недостаточно четкими. Визирование при таких условиях не может выполняться уверенно. Визирование выполняется достаточно уверенно только тогда, когда колебание изображений не превышает 2". Это значит, что колебание наблюдаемой цели своей амплитудой полностью укладывается между нитями биссектора, не касаясь их. Расплывчатость визирной цели во всяком случае не должна вызывать искажение формы или симметричности визирной цели. Если изображение визирной цели искажено, то она не пригодна для визирования на нее. Инструкция разрешает производить наблюдения только на спокойные или слегка колеблимые изображения и не разрешает их производить при расплывчатых и сильно колеблющихся изображениях. Колебание изображений может, кроме того, возникать вследствие упругих колебаний сигналов под воздействием ветра. Амплитуда колебаний зависит от жесткости сигнала и силы ветра.

3. Р е ф р а к ц и я. Приземные слои атмосферы из-за различной температуры, давления и влажности имеют различную плотность. Световой луч на своем пути от наблюдаемого предмета до теодолита, пересекая слои атмосферы различной плотности, претерпевает некоторое преломление. Если бы поверхность Земли была ровной, а почва и ее растительный покров на всем протяжении луча одинаковы, то нагревание и остывание воздуха происходило бы на всем пути следования луча равномерно. Значит, равномерно изменялась бы и его плотность. Световой луч имел бы траекторию в виде кривой, выпуклой кверху. Кривизна эта не была бы постоянной, а изменялась бы с изменением температуры и плотности слоев атмосферы. В действительности световой луч проходит над поверхностью Земли с разнообразным растительным покровом, различными почвами, формами рельефа и водными пространствами. Наконец, световой луч может проходить вблизи строений или предметов, нагревающихся быстрее атмосферы. Все это обуславливает смену температуры и плотности воздушных слоев на отдельных участках пути светового луча. Траектория светового луча между наблюдаемым предметом и теодолитом, который всегда стремится пройти оптически кратчайшим путем (по менее плотным слоям воздуха), будет в виде неправильной сложной кривой двоякой кривизны.

Так как визирная ось теодолита в момент наблюдения предмета устанавливается по касательной к последнему элементу траектории светового луча, то наблюдаемое направление оказывается искаженным. Явление преломления светового луча в слоях атмосферы из-за различной плотности этих слоев называется р е ф р а к ц и е й.

Световой луч от точки B к точке A в приземных слоях атмосферы пройдет не по прямой BA , а по сложной кривой оптически кратчайшим путем AmB (рис. 66). Наблюдатель, находясь в точке A , видит точку B не в направлении AB , а по касательной AB_1 к последнему элементу траектории светового луча AmB .

Отклонение светового луча на угол BAB_1 вызвано рефракцией. Но нас интересует не общее отклонение светового луча (угол BAB_1), а величина отклонений луча в вертикальной и горизонтальной плоскостях. Если угол BAB_1 спроектировать на горизонтальную плоскость (показано на рис. 66), то получим горизонтальную составляющую r угла BAB_1 , называемую боковой рефракцией. Вертикальная составляющая угла BAB_1 (проекция на вертикальную плоскость на рис. 66 не показана) называется вертикальной рефракцией.

Действия вертикальной рефракции значительны. Она может искажать зенитные расстояния на две минуты и более. За ее влияние в измеренные зенитные расстояния вводят поправки. Величины этих поправок зависят от коэффициента рефракции, называемого также коэффициентом земного преломления, и от расстояния до наблюдаемого пункта. Коэффициент рефракции многократно определялся. Обычно его принимают равным 0,14. В течение дня он может колебаться от 0,1 до 0,2. В близполуденное время коэффициент рефракции имеет наименьшее значение и наименьшую общую скорость изменения. В это время коэффициент рефракции, кроме того, достаточно постоянен в различные дни и в различных местах Земли. Однако последние исследования показали, что коэффициент рефракции в близполуденное время недостаточно устойчив. Он колеблется при переходе наблюдений от одного направления к другому и наиболее чувствителен к перемене условий погоды. Кроме того, в близполуденное время большие колебания не обеспечивают надежной видимости визирных целей.

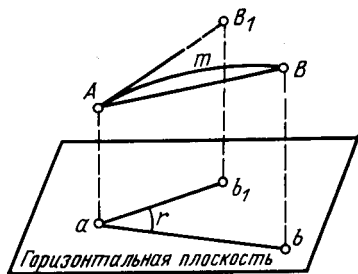


Рис. 66

Измерение зенитных расстояний нужно производить, когда коэффициент рефракции наиболее постоянен и устойчив, когда имеется надлежащая видимость, обеспечивающая уверенное наведение горизонтальной нити на визирные цели, по направлению, по которым визирный луч высоко проходит над поверхностью земли.

Боковая рефракция может достигать 0,5—0,7", при неблагоприятных условиях — 5—7" и при особо неблагоприятных условиях — 10". Величина боковой рефракции по каждому направлению непрерывно изменяется как в течение суток, так и при переходе от одних суток к другим, при перемене времени года (весна, лето, осень). В одно и то же время она может быть одинаковой и различной по разным направлениям с одного пункта и в разных точках Земли. Днем и ночью боковая рефракция имеет разные знаки. Величина рефракции зависит от условий погоды и от

условий прохождения визирного луча. Максимальной величины боковая рефракция достигает в безветренные ясные жаркие летние дни. В пасмурную и прохладную погоду при наличии хотя бы небольшого ветра ее влияние ослабевает. Поправки за боковую рефракцию не вводят. Сложность определения вертикальных температурных градиентов вдоль визирного луча делает поправки за боковую рефракцию ненадежными (нередко погрешность рефракционной поправки оказывается больше самой поправки). Наличие боковой рефракции делает измерение горизонтальных углов сложной проблемой и ограничивает дальнейшее повышение точности этих измерений.

Если метеорологические условия одинаковы, то боковая рефракция длительно может сохранять свою величину, внося систематические искажения в наблюдения. Этим объясняется то явление, что иногда ряд приемов измерения, исполненный в данную видимость, прекрасно согласуется между собой, но отскакивает на 2—3", а иногда и более от другой согласованной группы приемов, отнаблюденных в другое время.

Чтобы получить хорошие наблюдения, свободные от влияния боковой рефракции, необходимо:

а) поверхности сырых низменностей и озер стремиться пересекать направлениями симметрично, а реки и долины — под прямым углом; это достигается при составлении проекта и производстве рекогносцировки;

б) вблизи пути визирного луча не должно быть никаких предметов. Любой предмет нагревается скорее чем воздух. Значит и слои воздуха около предмета нагреваются скорее и будут иметь меньшую плотность. Визирный луч, стремясь пройти оптически кратчайшим путем, претерпит боковое горизонтальное искривление к предмету;

в) на пункте перед наблюдениями необходимо проверить и в случае необходимости обязательно принять меры к тому, чтобы луч визирования проходил не ближе 20 см от столбов сигнала;

г) наблюдения на пункте необходимо растягивать по крайней мере на две видимости (утреннюю и вечернюю) или на период двух суток;

д) наблюдения производить симметрично по времени относительно нулевых градиентов температуры воздуха, сочетая, по возможности, вечерние и утренние наблюдения. В отрезке времени, близком к нулевым градиентам, сами градиенты, а значит и функционально связанная с ними боковая рефракция, переходя через нуль, изменяет знаки на противоположные. Нулевые градиенты температуры воздуха наступают через 1—2 часа после восхода солнца и за 1—2 часа перед его заходом.

Существенное значение имеет умение наблюдателя оценить внешние влияния. Так, слегка колеблющиеся изображения указывают на перемешивание слоев воздуха, а значит, и на ослабление влияния боковой рефракции. Поэтому наблюдения на совер-

шенно спокойные и четкие изображения далеко не всегда дают более точные результаты.

4. Я в л е н и е ф а з (рис. 67) возникает вследствие неравномерного освещения визирной цели солнечными лучами. Явление фаз может возникнуть только при солнечном освещении. Различные стороны визирной цели (визирного цилиндра или болванки) освещены неодинаково. Глаз наблюдателя неодинаково воспринимает различно освещенные стороны визирной цели и ошибочно оценивает положение геометрической ее оси a . Наблюдатель невольно наводит биссектор сетки нитей зрительной трубы по линии b , смещенной в сторону лучше освещенной части визирной цели. Допускаемая при этом линейная погрешность Δ вызовет погрешность в измеренном направлении, равную $\rho'' \frac{\Delta}{S}$, где ρ'' — 206265, а S — длина луча визирования.

Для ослабления влияния явления фаз на точность измерения горизонтальных углов применяют специальные малофазные цилиндры. У визирных цилиндров этой конструкции (В. Н. Шишкина, А. М. Филатова) вертикальные планки расположены радиально. Это создает хорошее теневое затемнение по всей видимой поверхности визирного цилиндра, вследствие чего она представляется наблюдателю освещенной более равномерно. При наблюдениях на болванки их поверхности делают шероховатыми и окрашивают матовыми красками.

Остаточное влияние погрешностей за явление фаз в этих случаях, как правило, не превышает 0,2".

5. И з м е н е н и е т е м п е р а т у р ы т е о д о л и т а, особенно неравномерный нагрев его отдельных частей, приводит к изменениям в относительном расположении частей, а значит нарушает геометрическую схему, положенную в основу конструкции инструмента, отъюстированную при поверках. Для ослабления влияния изменений температуры прибора следует тщательно защищать теодолит от солнца зонтом, верховой палаткой, брезентом. Температура теодолита с изменением температуры воздуха, конечно, будет изменяться, но равномерно. Погрешности, вызываемые изменением температуры теодолита, значительно меньше, когда температура изменяется равномерно, а прием симметричен по времени относительно среднего момента его исполнения.

6. Г н у т и е с и г н а л о в, вызывающее перемещение центра теодолита, происходит главным образом под действием ветра.

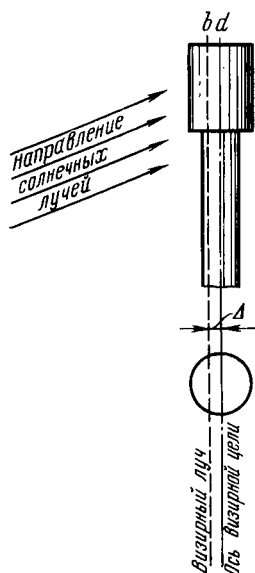


Рис. 67

На жестких сигналах при наблюдениях, исполняемых при скорости ветра не свыше 2—3 м/с, гнутые сигналы по величине невелики и существенно не влияют на точность угловых измерений.

7. К р у ч е н и е с и г н а л а — это азимутальное вращение верхней части сигнала вокруг его вертикальной оси, на некоторый угол. Величина поворота зависит от колебания температуры воздуха, степени его влажности, направления солнечных лучей, затененности знака, лесоматериала, из которого изготовлен знак, конструкции знака и т. д.

Период кручения деревянных знаков — одни сутки. Суточная амплитуда кручения на отдельных знаках достигает 15', а наибольшая скорость кручения 1—2" в минуту. Кручение происходит неравномерно, скачками. Днем с повышением температуры кручение происходит наиболее сильно: болванка внутренней пирамиды поворачивается в одном направлении, как бы следуя за солнцем. Спустя два-три часа после момента наступления максимума дневной температуры, кручение начинается в обратном направлении. Ближе к вечеру кручение ослабевает и в течение двух-трех часов теряет определенность направления, пока опять не приобретает направление, соответствующее ночному ходу кручения (обратному дневному).

Кручение в течение небольшого промежутка времени можно считать равномерным. Для ослабления влияния кручения, во-первых, нужно максимальное сокращение времени на исполнение приема (наблюдать, например, способом Шрейбера) и, во-вторых, приемы выполнять симметрично по времени относительно среднего момента его исполнения.

Прием, в котором один из полуприемов почему-либо слишком затянулся, обычно не дает хороших результатов. Наблюдения нужно производить быстро без задержек и остановок. Нельзя в процессе исполнения приема затрачивать время на отыскание направлений, на обдумывание или поверку отсчетов.

§ 45. ПОПРАВКА ЗА НАКЛОН ОСИ ВРАЩЕНИЯ АЛИДАДЫ

Как указано в § 43, наклон оси вращения теодолита (вертикальной оси) приводит к наклону оси вращения трубы (горизонтальной оси), в результате чего и получается неправильный отсчет по лимбу. Поправки Δ в направления за наклон оси вращения теодолита должны вычисляться по формуле $b'' \operatorname{ctg} z$ (см. § 43). Но определить наклон оси в секундах непосредственно мы не можем. Наклон оси определяется уровнем. А формула поправки за наклон примет вид

$$\Delta'' = b \frac{\tau''}{2} \operatorname{ctg} z.$$

Здесь b — наклон оси вращения трубы в полуделениях уровня, определяемый по накладному уровню или по уровню

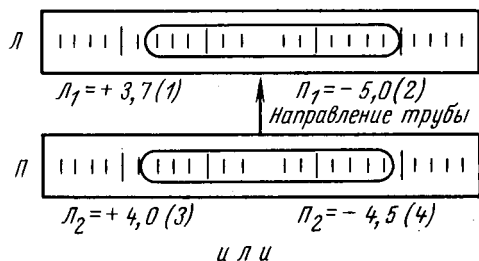
на алидаде; $\frac{\tau''}{2}$ — цена полуделения уровня (берется из паспорта прибора); z — зенитные расстояния наблюдаемого предмета.

Наклон оси b и поправку за наклон Δ'' для данного направления вычисляют для каждого приема. Отсчеты по концам пузырька уровня берут в каждом полуприеме. Отсчеты по концам пузырька делают всегда как при «круге право», так и при «круге лево», стоя лицом к наблюдаемому предмету. Записывают отсчеты в журнале под названием направлений. Правильность отсчетов по концам пузырька уровня контролируют постоянством длины пузырька уровня x .

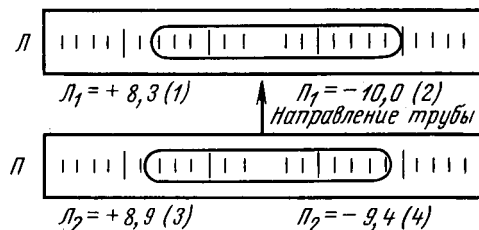
Нуль уровня на его шкале может быть расположен в середине или на краю ампулы.

1. Определение наклона оси b , когда нуль уровня расположен посередине ампулы

Если уровень не имеет подписи делений, то нуль уровня считают посередине ампулы. Отсчеты по концам пузырька берут по направлению от середины ампулы по имеющимся делениям,



Круг \	Л	П	x
Л	+3,7	-5,0	8,7
П	+4,0	-4,5	8,5



Круг \	Л	П	x
Л	+8,3	-10,0	18,3
П	+8,9	-9,4	18,3

Рис. 68

считая ближайшие к середине удлинённые штрихи за нулевые, или за пятые. Отсчетам по левому концу пузырька уровня, которые берут и записывают первыми, всегда придают знак плюс, а отсчетам по правому концу пузырька — знак минус.

Номерами в скобках на рис. 68 показан порядок отсчетов. Наклон оси вычисляют по одной из формул

$$b = \frac{(Л_1 + П_1) + (Л_2 + П_2)}{2}$$

или

$$b = \frac{(Л_1 + П_2) + (Л_2 + П_1)}{2}.$$

В нашем примере

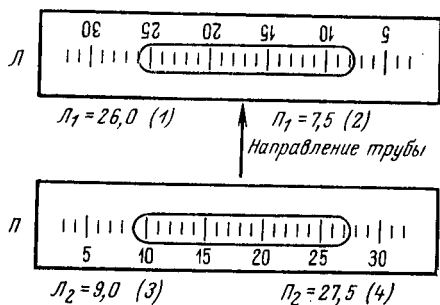
$$b = \frac{-0,8 + (-1,0)}{2} = -0,9$$

(вычислено по второй формуле для верхнего примера).

Контроль правильности отсчетов концов пузырька уровня исполнен в правой части рис. 68. Длина пузырька уровня x равняется разности отсчетов $(Л-П)$.

2. Определение наклона оси b , когда нуль уровня расположен с краю ампулы

Отсчеты делают так же и в том же порядке. Придавать отсчетам по концам пузырька знаки в этом случае не нужно (рис. 69). Длина пузырька уровня x , как и в первом случае, служит контролем и равняется разности отсчетов по концам уровня $(Л-П)$ или $(П-Л)$.



Круг \	Л	П	Х
Л	26,0	7,5	18,5
П	9,0	27,5	18,5

Рис. 69

Наклон оси b для каждого полуприема приходится вычислять отдельно. Для вычисления поправки за наклон вычисляют среднее значение наклона оси в приеме $b_{ср} = \frac{b_Л + b_П}{2}$. Первоначально вычисляют нульпункт уровня M . Для его вычислений пользуются одной из формул

$$M = \frac{(Л_1 + П_1) + (Л_2 + П_2)}{2} \quad \text{или} \quad \frac{(Л_1 + Л_2) + (П_1 + П_2)}{2}.$$

Нульпункт M можно вычислять не для каждого направления и даже не для каждого приема. Для группы приемов, выполнен-

ных последовательно, нульпункт уровня можно вычислить 3—4 раза. При вычислении наклона оси b для данного направления от наблюдаемого между двумя определениями нульпункта, берут среднее его значение из двух смежных определений $M_{\text{ср}} = \frac{M_1 + M_2}{2}$.

Наклон оси b вычисляют по одной из следующих формул: $b = M_{\text{ср}} - (Л + П)$, когда отсчеты $Л$ и $П$ произведены при положении нуля делений уровня слева от наблюдателя и $b = (Л + П) - M_{\text{ср}}$, когда отсчеты по концам пузырька сделаны при положении нуля делений уровня справа от наблюдателя.

В нашем примере (см. рис. 69):

$$M = \frac{33,5 + 36,5}{2} = 35,0 \text{ (по первой формуле);}$$

$$b = 33,5 - 35,0 = -1,5 \text{ при нуле справа;}$$

$$b = 35,0 - 36,5 = -1,5 \text{ при нуле слева;}$$

$$b_{\text{ср}} = -1,5.$$

Для того чтобы не вычислять нульпункт, можно не считаться с подписями делений, имеющимися на ампуле уровня. В этом случае принимают деления 15 и 20 за нулевые и действуют как в случае, когда нуль уровня расположен посередине ампулы.

Поправки в направления Δ'' , равные $b \frac{\tau}{2} \operatorname{ctg} z$, вычисляют по таблице [20, стр. 167]. Таблица составлена для значения $\frac{\tau}{2} = 1''$ по аргументам b и z . Поправки Δ'' вводятся в направления непосредственно в журнале наблюдений.

§ 46. ВЫГОДНЕЙШЕЕ ВРЕМЯ ДЛЯ ИЗМЕРЕНИЯ ГОРИЗОНТАЛЬНЫХ УГЛОВ И ЗЕНИТНЫХ РАССТОЯНИЙ. МЕТОДЫ ВЫСОКОТОЧНЫХ УГЛОВЫХ ИЗМЕРЕНИЙ

Выгоднейшим для наблюдений считается время, когда влияние рефракции минимальное; изображения наблюдаемых предметов спокойные или слегка колеблющиеся; видимость наблюдаемых целей хорошая или удовлетворительная.

Проследим за изменениями, которые произойдут в течение летнего солнечного дня, в положении и в качестве изображения наблюдаемого предмета. Вообразим, что в течение дня мы все время наблюдаем в теодолит достаточно удаленный земной предмет. Пример приводим для районов средней полосы России и близких к ним районов по условиям. В районах Средней Азии, равнинной части Закавказья, в горах последовательность явлений такая же, но часы смены явлений несколько другие.

После восхода солнца почва начинает интенсивно нагреваться. Земная поверхность отдает тепло примыкающему к ней слою

атмосферы. Нагретый воздух поднимается вверх, холодный опускается вниз. Благодаря сильным конвекционным токам воздуха изображение предмета видно в трубе теодолита сильно колеблющимся, расплывчатым, нечетким. Слои воздуха в это время имеют максимально различную плотность, вызывающую максимальную вертикальную рефракцию. В следующие 0,5—1,5 ч после восхода солнца изображение становится все более отчетливым и спокойным, но непрерывно и довольно быстро повышается в трубе (в действительности положение изображения предмета, наблюдаемого трубой, понижается). Спустя 0,5—1,5 ч после восхода солнца изображение становится спокойным, почти неподвижным по азимуту, отчетливым и четким, но оно продолжает, хотя и не так интенсивно, непрерывно повышаться в трубе. Такой период длится 1—2 ч. Период утренних спокойных изображений удобен для наблюдений горизонтальных углов. Трубу по азимуту можно наводить на предмет достаточно точно. После этого периода изображение начинает колебаться по азимуту, но постепенно замедляется ход изображения по высоте. Чем ближе к полудню, тем больше увеличивается колебание по азимуту и тем меньше ход изображения по высоте. Часам к девяти колебания по азимуту становятся столь значительными, что визирирование вертикальными нитями становится невозможным. Но температура и плотность в приземных слоях атмосферы к этому времени выравниваются, действие вертикальной рефракции становится минимальным и более или менее постоянным. Начинаются часы, благоприятные для измерения зенитных расстояний. Но чем ближе к полудню, тем сильнее ухудшается видимость и возрастают колебания. В близполуденное время наведение горизонтальной нити на визирные цели становится неуверенным или просто невозможным.

Начиная с 14 ч, колебания по азимуту начинают стихать, улучшается видимость, изображения делаются все более спокойными и отчетливыми. С 16 ч начинается период вечерних спокойных изображений, заканчивающийся за 0,5 ч до захода солнца. В этот период изображение отчетливо и неподвижно по азимуту. В 17—18 ч земная поверхность начинает остывать. Увеличивается плотность нижних слоев атмосферы. Возрастает действие вертикальной рефракции. Изображение в поле зрения трубы сперва медленно, а потом все быстрее начинает опускаться.

За 0,5 ч до захода солнца опять наблюдаются колебания изображений (несколько более слабые, чем утром). Изображения снова становятся нерезкими, расплывчатыми.

В пасмурную погоду вид и положение изображения предмета в течение дня остаются такими же, но само передвижение по высоте и колебания по азимуту бывают значительно меньшими. Периоды спокойных изображений увеличиваются.

Таким образом, выгоднейшее время для наблюдений горизонтальных углов — утренние часы, начинающиеся через полчаса—

час после восхода солнца до 8—9 ч, и вечерние с 16 ч, заканчивающиеся за полчаса до захода солнца; для зенитных расстояний — с 8 до 18 ч в периоды достаточно четких изображений визирных целей.

С большой осторожностью рекомендуется относиться к наблюдениям, исполняемым в безветренную погоду в период, близкий к заходу солнца. В это время изображения могут только казаться спокойными, а в действительности они очень медленно, незаметно для глаза смещаются по азимуту. Опытом установлено, что наблюдения, выполненные при удовлетворительной видимости и слабом ветре на слегка колеблемые изображения, наиболее надежны.

Для наиболее полного ослабления влияния различных погрешностей измерений и получения результатов измерений с большой точностью при существующих измерительных средствах наблюдения на пунктах надо выполнять так:

1) каждое направление измерять на разных штрихах лимба, равномерно распределенных по всему кругу (это ослабит влияние периодических и случайных погрешностей делений лимба);

2) в каждом полуприеме обеспечить полное однообразие всех измерительных операций по каждому наблюдаемому направлению (необходимо для получения равноточных направлений и углов);

3) результаты измерений представить в виде одного ряда равноточных направлений;

4) в расположении частей теодолита относительно каждого наблюдаемого направления нужно достичь симметрии, что компенсирует влияние напряжений и деформаций, возникающих в теодолите в связи с неполной симметрией его частей и различным их расположением относительно солнца и ветра;

5) достичь симметрии во время наблюдений в приеме относительно среднего момента его выполнения, что компенсирует погрешности, действующие пропорционально времени;

6) каждый полуприем выполнять при разных положениях трубы: один при «круге право», другой при «круге лево».

Кроме того, методы измерения горизонтальных углов при прочих равных условиях должны обеспечивать минимальные затраты труда и времени как на сами измерения, так и на последующие вычисления на станции.

В настоящее время для угловых измерений в триангуляции СССР применяют главным образом два способа: круговых приемов (Струве), применяемый в триангуляции 2, 3 и 4 классов, и измерения углов во всех комбинациях (Шрейбера), применяемый в триангуляции 1 и 2 классов. Кроме этих основных двух способов, в триангуляции 2 класса на пунктах с большим числом направлений применяют способ «неполных приемов» (Аладжалова) и «видоизмененный способ измерения углов в комбинациях» (Томилина).

Прежде чем приступить к наблюдениям на пункте любым способом, необходимо:

1. Убедиться в полной устойчивости теодолита: в неподвижности и прочности столика для теодолита или штатива, в проверке, что внутренняя пирамида сигнала нигде не соприкасается ни с полом площадки для наблюдателя, ни с лестницей, ни с обшивкой наружного знака. Все обнаруженные недостатки наблюдатель обязан устранить. На это никогда не следует жалеть времени и средств.

2. Защитить теодолит от воздействия солнечных лучей и от ветра специальной верховой палаткой или брезентом.

3. Разыскать все подлежащие наблюдению пункты и записать с точностью до 1' отсчеты горизонтального и вертикального лимбов на каждый пункт. Это необходимо для того, чтобы в процессе выполнения приема не заниматься розысками направлений (это затягивает прием), а также, для составления программы наблюдений и для установления, в какие направления вводить поправки за наклон оси инструмента.

4. Проверить и в случае необходимости обязательно принять меры к тому, чтобы луч визирования не проходил ближе 20 см от столбов знака (это достигается перестановкой теодолита на столике или, если это не помогает, выпиливанием стоек крыши знака с одновременным дополнительным ее креплением).

5. Выбрать начальное направление. За него надо принимать направление с постоянной хорошей видимостью. Рекомендуется выбирать за начальное то направление, которое расположено на севере или северо-востоке.

6. Составить таблицу рабочих установок лимба (программу). Теодолит устанавливают на рабочем месте не менее чем за полчаса до начала измерений, чтобы он принял температуру окружающего воздуха. С наступлением удовлетворительной или хорошей видимости, если изображения отчетливы и не имеют значительных колебаний, приступают к измерениям.

При наблюдении необходимо соблюдать общие для всех способов правила.

1. Отфокусировать до начала наблюдений зрительную трубу по наиболее удаленному и хорошо видимому пункту и сохранять эту фокусировку во все время наблюдений.

2. Не закреплять сильно винты закрепительных устройств алидады и трубы. Надо почувствовать только, что винт «схватил». При работе пользоваться средней частью винтов наводящих устройств.

3. При приближенных установках алидады и зрительной трубы на наблюдаемый знак следует пользоваться заранее определенными и рассчитанными установками горизонтального лимба. Для этой цели удобно делать специальные метки на сигнале. При

пользовании теодолитом ОТ-02М метки удобнее всего ставить простым карандашом на неподвижной нижней части инструмента против скользящего контакта. У теодолита Т05 для этой цели на алидадной части инструмента нанесены два индекса.

4. Производить окончательное наведение на наблюдаемый предмет только ввинчиванием винта наводящего устройства. Для этого всегда приближенную установку алидады заканчивать так, чтобы вертикальные нити оставались влево от наблюдаемой цели как при «круге лево», так и при «круге вправо». Во время работы винт наводящего устройства будет все время ввинчиваться, поэтому по окончании 2—3 приемов его нужно вывинчивать и приводить в среднее положение.

5. Алидаду в каждом полуприеме или приеме нужно вращать только в одном направлении, принятом для данного полуприема или приема. Если зрительная труба при приближенном наведении рукой оказывается переведенной через наблюдаемый предмет, то на него нельзя наводить, используя обратное движение алидады. В этом случае алидаду нужно повернуть на полный оборот в направлении, которое принято для данного полуприема или приема. Обратные движения, как правило, приводят к ненадежным результатам.

6. Подправлять отвесное положение оси теодолита при помощи подъемных винтов, если оно нарушается. Уклонение пузырька уровня при алидаде горизонтального круга не должно быть более двух делений. Исправления нельзя производить при исполнении приема.

7. Производить отсчеты по концам накладного уровня или уровня при алидаде горизонтального круга, если зенитные расстояния наблюдаемых предметов отличаются от 90° более чем на 2° . Эти отсчеты необходимы для вычисления и введения в отнаблюдаемые направления поправок за наклон вертикальной оси вращения теодолита.

8. Производить быстро наблюдение приема, а отсчеты — без остановок. Нельзя тратить время на их обдумывание или проверку, так как затянувшийся прием редко дает удовлетворительные результаты.

§ 48. ИЗМЕРЕНИЕ НАПРАВЛЕНИЙ ПО СПОСОБУ КРУГОВЫХ ПРИЕМОВ (СПОСОБ СТРУБЕ)

Пусть на пункте P триангуляции нужно измерить направления 1, 2, 3 и 4 (рис. 70). Наиболее простым способом, позволяющим представить результаты измерений в виде ряда независимых и равноточных направлений является способ направлений. Этот способ заключается в следующем: при закрепленном круге, вращая алидаду по ходу часовой стрелки, наводят зрительную трубу последовательно на все наблюдаемые визирные цели пунктов

(1, 2, 3 и т. д.) и делают отсчеты. Указанный комплекс наблюдений составляет полуприем. Затем трубу переводят через зенит и наводят ее на те же пункты, но в обратном порядке, вращая алидаду против часовой стрелки. При каждом наведении снова делают отсчеты. Этот комплекс измерений составит второй полуприем. Два полуприема составят один прием.

Если каждый такой полуприем заканчивать повторным наведением трубы на первое, так называемое начальное направление, и при этом повторно делать на начальное направление отсчеты, то такой частный случай способа направлений называется способом круговых приемов, предложенный Струве.

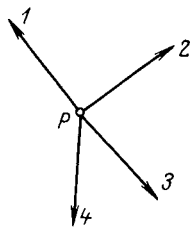


Рис. 70

Повторное наведение в каждом полуприеме на начальное направление с фиксацией отсчетов называется замыканием горизонта. Замыкание горизонта позволяет контролировать неподвижность горизонтального круга в течение полуприема.

Горизонтальные направления в триангуляции 2 класса (теодолитами ОТ-02М, Т1 и им равноточными) измеряют 12 или 15 приемами (15 приемами направления измеряют со сложных сигналов, если не применяется поверительная труба).

В триангуляции 3 и 4 классов, при применении теодолитов ОТ-02М, Т1 и им равноточных, измерения производят соответственно 9 и 6 приемами, при применении теодолитов Т2, ТБ-1 и им равноточных — соответственно 12 и 6 приемами.

Лимб между приемами переставливают на величины

$$\sigma = \frac{180^\circ}{m} + i \quad \text{или} \quad \sigma = \frac{180^\circ}{m} + \frac{i}{2},$$

где m — число приемов и i — цена наименьшего деления лимба. Точность начальных установок лимба в каждом приеме должна быть не ниже 2—3'.

Измерение направлений круговыми приемами выполняют так. В первом полуприеме алидаду вращают по ходу часовой стрелки, во втором — против хода часовой стрелки. Перед началом каждого полуприема алидаде дают один-два оборота в направлении ее последующего движения в этом полуприеме.

В первом полуприеме устанавливают на шкале оптического микрометра отсчет, близкий к рассчитанному, наводят зрительную трубу от руки на начальный пункт, закрепляют алидаду, наводящим устройством алидады точно вводят изображение визирной цели в биссектор. После этого, работая головкой перестановок круга, совмещают изображения противоположных, рассчитанных программой установок штрихов лимба. Затем точно совмещают изображения противоположных штрихов лимба головкой оптического микрометра и производят отсчет.

Существуют две методики отсчетов.

1. Головкой оптического микрометра дважды совмещают изображения противоположных штрихов лимба. При каждом совмещении берут и записывают отсчеты шкалы оптического микрометра (при первом совмещении записывают также отсчет по лимбу). Разность отсчетов по оптическому микрометру при совмещении одноименных штрихов в этом случае не должна быть более 1" для теодолитов Т05, ОТ-02М и Т1 и 2" для ТБ-1 и Т2. Такая методика повышает точность и контролирует совмещение одноименных штрихов лимба.

2. Головкой оптического микрометра совмещают изображение противоположных штрихов лимба. Берут и записывают отсчет по лимбу и по шкале микрометра. Отводят изображение наблюдаемого пункта наводящим устройством алидады из биссектора (работая на вывинчивание) и снова вводят его в биссектор этим же устройством (но работая уже на ввинчивание). При втором наведении фиксируют и записывают отсчет по шкале микрометра. Разность отсчетов в этом случае не должна быть более 2,5" для теодолитов Т05, ОТ-02М и Т1 и 4" для ТБ-1 и Т2. Такая методика повышает точность и контролирует не только совмещение, но и наведение на предмет. Вторая методика рекомендуется начинающим наблюдателям.

После этого, открепив закрепительное устройство алидады, вращают ее по ходу часовой стрелки, наводят биссектор на пункт 2, заканчивая наведение ввинчиванием наводящего устройства алидады. Делают отсчеты по оптическому микрометру. Открепив затем алидаду, вращают ее в том же направлении и наводят биссектор на следующий пункт 3. Описанным порядком визируют на все подлежащие наблюдению пункты. Заканчивают полуприем повторным наведением на начальный пункт. Полученные при этом повторные отсчеты на начальный пункт должны согласоваться с отсчетами, сделанными в начале полуприема. Расхождение между ними не должно превышать 5" для теодолитов Т05 и Т1, 6" для ОТ-02М и равноточных ему приборов и 8" для Т2 и равноточных ему приборов.

Переходя ко второму полуприему, открепляют алидаду, трубу переводят через зенит, оставляя круг неподвижным, и дают алидаде несколько свободных оборотов против часовой стрелки. Далее наводят биссектор на начальный пункт и берут отсчеты по микрометру, делая два совмещения или два наведения. Затем, вращая алидаду, наводят трубу последовательно на все остальные пункты, наблюдая их в обратном порядке 1, 4, 3, 2, 1 (см. рис. 70). Контролем второго полуприема служит замыкание горизонта. Отличным контролем всего приема служит колебание двойной коллимационной погрешности, которую подсчитывают при выполнении второго полуприема. Колебание 2с в приеме не должно превышать 6" для приборов, имеющих окулярный микрометр, 8" для ОТ-02М и равноценных ему приборов и 12" для Т2 и равноцен-

ных ему приборов. В горных районах с зенитными расстояниями, сильно отличающимися от 90° , колебание $2c$ можно допустить соответственно 8, 12 и $16''$.

В табл. 14 приведена форма журнала при измерении горизонтальных направлений способом круговых приемов.

Обработка журнала ведется помощником в процессе записей наблюдений. Она начинается с графы 6 — вывода средних из отсчетов по микрометру по каждому направлению при каждом круге. В следующем столбце вычисляют по каждому направлению двойную коллимационную погрешность. Из полученных по каждому полуприему величины $KЛ$ и $KП$ вычисляют для каждого направления (столбец 8) среднее значение $\frac{KП + KЛ}{2}$.

Для начального направления среднее значение получается дважды (в примере 42,8 и 42,4"). По формуле $\sigma_k = \frac{-\Delta_{cp}}{n} (k - 1)$ находят поправки в каждое направление. В этой формуле: σ_k — поправка в направление; n — число наблюдаемых направлений и k — порядковый номер наблюдаемого направления. Из каждого среднего значения направления с учетом поправки σ_k отнимают первое значение начального направления (в примере 42,8") и получают приведенные к нулю направления (столбец 9).

Внизу каждого приема выписывают незамыкание по каждому полуприему по данным столбца 6 ($\Delta_{кЛ}$ и $\Delta_{кП}$) и максимальное колебание $2c$ по данным столбца 7.

Все записи в журнале должны вестись аккуратно, четким почерком. Не допускаются неясные, трудночитаемые цифры, подчистки резинкой, записи по написанному, исправление цифр.

Погрешности в вычислениях аккуратно по линейке зачеркивают, а над ними пишут верные цифры.

Приемы, в которых замыкание горизонта в первом полуприеме или колебание $2c$ в середине приема превысило допустимую величину, заканчивать не следует. Незаконченные приемы в ведомости (см. главу VII) не выписывают и в подсчете переделок не учитывают.

Наблюдения на пункте контролируют не только в пределах каждого приема, но и по сходимости результатов измерений между приемами.

Колебания направлений в отдельных приемах, приведенных к общему нулю не должны быть более $5''$ для приборов Т05 и Т1, $6''$ для прибора ОТ-02М и равноточных ему и $8''$ для прибора Т2 и равноточных ему.

Все законченные приемы, не удовлетворяющие этим или ранее указанным допускам, переделываются на тех же установках лимба. Если значение направлений, полученных из разных приемов, расходятся более допустимых, то перенаблюдают направления как с максимальным, так и с минимальным значением. Перво-

Журнал измерения горизонтальных направлений круговыми приисами

Теодолит ОТ-02М № 2758

Пункт Медведково

Дата 15.VII. 1975 г.

Время 16 ч 40 м

Изображения: слегка колеблемые, отчетливые

Прием 1

 $t = +20^{\circ}$

Погода: ясно, тихий ветер

Видимость: удовлетворительная

Направление	Круг	Отсчеты по штрихам лимба	Отсчеты по микрометру		$a_1 + a_2$ $\frac{\quad}{2}$	2c	$\frac{\text{КЛ} + \text{КП}}{2}$ $\frac{\quad}{0}$	Приведенные к нулю направления
			a_1	a_2				
1	2	3	4	5	6	7	8	9
Горки	КЛ КП	0° 00' 180 00	40,2" 45,3	40,4" 45,1	40,3" 45,2	-4,9"	0° 00' 42,8" 0,0	0° 00' 00,0"
Гусевка	КЛ КП	131 50 311 50	02,0 07,1	02,2 07,5	02,1 07,3	-5,2	131 50 04,7 +0,1	131 49 22,0
Еремино	КЛ КП	240 34 60 34	24,6 32,1	25,2 32,1	24,9 32,1	-7,2	240 34 28,5 +0,2	240 33 45,9
Осинки	КЛ КП	300 10 120 10	01,7 06,6	02,1 07,2	01,9 06,9	-5,0	300 10 04,4 +0,3	300 09 21,9
Горки	КЛ КП	0 00 180 00	40,0 44,6	40,8 44,2	40,4 44,4	-4,0	0 00 42,4 +0,4	

Незамыкание: $\Delta_{\text{КЛ}} = +0,1''$; $\Delta_{\text{КП}} = -0,8''$; $\Delta_{\text{ср}} = -0,4''$.
 Максимальное колебание $2c = 3,2''$.

$$\sigma = \frac{+0,4}{4} = +0,1''.$$

начальные значения перенаблюдённых направлений в обработку не включают, их вычеркивают.

Например, получены приведенные к нулю направления с пункта 3 класса (наблюдения производились теодолитом ОТ-02М).

I	прием —	178° 18' 56,9"
II	»	53,4
III	»	52,5
IV	»	57,8
V	»	54,6
VI	»	51,2
VII	»	55,6
VIII	»	56,2
IX	»	53,8

Колебания направлений между IV и VI приемами превышают допустимые 6" (равняются 6,6"). Направления на установках IV и VI следует перенаблюдать, а их значения, полученные из основных приемов, в обработку не берут, вычеркивают.

Повторные измерения выполняют после полного окончания наблюдений основной программы на пункте.

Если на пункте более 30% приемо-направлений подлежат переделке, то наблюдения на пункте повторяют. Но результаты наблюдений наблюдатель должен отбирать не только по соблюдению перечисленных допусков. Если, например, у наблюдателя в процессе исполнения приема возникли сомнения в правильности наблюдений на визирную цель или в неблагоприятных воздействий внешних условий, то такие приемы нужно тоже переделывать вне зависимости их согласованности с другими приемами.

Если отсутствует одновременная видимость на наблюдаемые пункты или на пункте много направлений (9 и более), то разрешается разбивка направлений на группы. Разбивку направлений на группы необходимо проводить так, чтобы на пункте возникало условие горизонта.

Связь смежных групп должна осуществляться через общие направления. При этом последнее направление одной группы должно быть начальным для следующей группы.

При наблюдениях плохо видимые пункты нужно пропускать, чтобы неуверенным визированием на них не испортить приема. Пропущенное направление или ряд направлений так же, как и направления, подлежащие перенаблюдениям, наблюдают на тех же установках круга. Во 2 классе пропущенное или требующее перенаблюдения направление связывают с начальным и двумя смежными направлениями, в 3 и 4 классах — связывают с начальным и одним смежным направлениями.

Направления 2, 3 и 4 классов наблюдают отдельно по классам, по отдельной для каждого класса программе. В программу наблюдений включают только направления данного класса и направления на один-два пункта высшего класса, имеющих наилучшую видимость. Исключение представляют пункты 1-го класса, когда на них выполняется только координатная привязка. Начальное направление желательно для всех программ сохранять одно и то же (это облегчает дальнейшую обработку).

§ 49. ИЗМЕРЕНИЕ ГОРИЗОНТАЛЬНЫХ УГЛОВ ВО ВСЕХ КОМБИНАЦИЯХ (СПОСОБ ШРЕЙБЕРА)

В этом способе измеряют отдельные углы на данном пункте, составленные подлежащими наблюдению направлениями во всех комбинациях, взятых по два. Очевидно, что число углов на пункте будет равно числу сочетаний из n направлений по два, т. е. $\frac{n(n-1)}{2}$.

Каждый из этих углов (рис. 71) измеряют отдельно и независимо постоянным для всех углов (на данном пункте) числом приемов.

Измерение угла выполняется так. Наводят биссектор зрительной трубы на визирную цель левого направления. Устанавливают на оптическом микрометре и лимбе отсчет, рассчитанный программой (точность начальных установок должна быть не ниже $2-3'$). Открепляют алидаду и поворачивают ее против хода часовой стрелки на $30-40^\circ$. Обратным движением (по ходу часовой стрелки) наводят биссектор трубы от руки на визирную цель левого направления и закрепляют алидаду. Работая наводящим устройством алидады, вводят изображение визирной цели в биссектор. Трижды наводят биссектор окулярного микрометра (если таковой у инструмента есть) на изображение визирной цели, каждый раз производя отсчеты по шкале окулярного микрометра. Дважды совмещают изображение противоположных штрихов лимба и при каждом совмещении отсчитывают по оптическому микрометру (при первом совмещении записывают также отсчет по лимбу). Открепляют алидаду и поворачивают ее от руки на величину измеряемого угла по ходу часовой стрелки. Наводят биссектор на визирную цель правого направления, сперва от руки, затем наводящим устройством алидады производят отсчеты по окулярному микрометру, лимбу и по оптическому микрометру (действия и отсчеты,

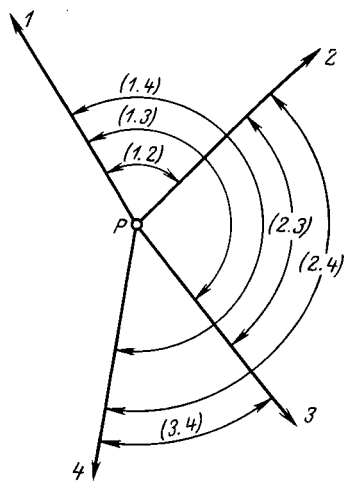


Рис. 71

аналогичные произведенным на левый предмет). На этом заканчивается первый полуприем.

Переводят трубу через зенит и поворачивают алидаду на 180° по ходу часовой стрелки. Наводят биссектор на визирную цель правого направления, повторяя действия и отсчеты, которые производились в первом полуприеме. Открепляют алидаду и движением по ходу часовой стрелки поворачивают ее на величину угла, дополняющего измеряемый до 360° . Наводят биссектор на визирную цель левого направления и опять повторяют те же действия и отсчеты.

Указанная последовательность относится к теодолитам, имеющим окулярный микрометр (Т05, Т1). При измерении углов теодолитами, не имеющими окулярного микрометра (ОТ-02М, Т2), последовательность операций остается такой же, но наведение биссектора на изображение визирной цели окулярным микрометром и отсчеты по нему отпадают.

Разность отсчетов по оптическому микрометру при совмещении изображения противоположных штрихов лимба допускается такая же, как и по способу Струве (§ 48). Колебания отсчетов по барабану окулярного микрометра зрительной трубы не должны превышать одного его деления.

Половину программы измеряют вращением алидады по ходу часовой стрелки, а половину — против хода часовой стрелки. Для этого при переходе от приема к приему рекомендуется изменять направление вращения алидады. Все углы, подлежащие измерению на станции, должны быть измерены в разных условиях, т. е. в течение одной видимости необходимо измерять наибольшее число разных углов. Нельзя измерять один и тот же угол несколькими приемами подряд.

В табл. 15 приведена форма журнала при измерении углов способом во всех комбинациях.

Все измеренные углы будут иметь равные веса. Однако каждый угол, кроме непосредственных измерений, может быть получен как разность или сумма двух других непосредственно измеренных углов. Например, $\text{угол } (1.2) = (1.3) - (2.3) = (1.4) - (2.4)$, $\text{угол } (1.3) = (1.2) + (2.3) = (1.4) - (3.4)$. Таких значений угла, как разность или сумма двух других, при n направлениях на пункте, может быть образовано $n - 2$. Значения углов, полученные из непосредственного измерения, точнее значений тех же углов, полученных как суммы или разности двух измеренных углов. Кроме того, значения углов, измеренных непосредственно и полученных как сумма или разность других непосредственно измеренных углов, не будут равны между собой. Значит, после произведенных измерений углы надо уравнивать, получив для каждого угла одно значение. При этом веса окончательных углов должны быть равны между собой.

Уравнивание углов на станции производят путем вычислений весового среднего (общей арифметической середины) из возможных

Журнал измерения горизонтальных углов во всех комбинациях

Теодолит *ОТ-02М № 384*Дата *20. V. 1967 г.* $t = +20^{\circ}$ Время *18 ч 45 мин**18 ч 50 мин*Погода: *облачная*Ветер: *слабый Ю-З*Видимость: *хорошая*Изображение: *спокойное*

Угол, прием	Круг	№ направле- ний, визир- ная цель	Отсчеты		Значения в полуприемах		Средние значения угла
			штрихов лимба	шкалы	направле- ний	углов	
I—3	КЛ	1 в. ц.	53° 15	1' 19,4"			151° 11' 04,4"
		3 в. ц.	204 25	2 24,6 25,0	16' 19,6" 27 24,8	151° 11' 05,2"	
III	КП	3	24 25	2 24,2 23,8	27 24,0		
		1	233 15	1 20,2 20,8	16 20,5	151 11 03,5	

КЛ — КП = +1,7"

их значений (из непосредственно измеренного значения и из значений, вычисленных как разность или сумма двух других непосредственно измеренных углов).

Если непосредственно измеренному значению угла придать вес, равный 2, то по теории погрешностей вес значения угла, вычисленного как разности или сумма двух других непосредственно измеренных углов, будет равен 1. (Если $u = x \pm y$, то $\frac{1}{P_u} = \frac{1}{P_x} + \frac{1}{P_y}$. В нашем случае

$$\frac{1}{P_u} = \frac{1}{2} + \frac{1}{2} = \frac{2}{2} = 1; \quad P_u = 1).$$

Если в нашем примере (см. рис. 71) уравненные значения углов, например углов (1.2), (1.3) и (1.4), обозначить соответственно через x , y и z , то их вероятнейшие значения будут равны:

$$x = \frac{1}{4} \{2(1.2) + [(1.3) - (2.3)] + [(1.4) - (2.4)]\},$$

$$y = \frac{1}{4} \{2(1.3) + [(1.4) - (3.4)] + [(1.2) + (2.3)]\},$$

$$z = \frac{1}{4} \{2(1.4) + [(1.2) + (2.4)] + [(1.3) + (3.4)]\}.$$

Вероятнейшие значения углов на станции, полученные в результате уравнивания, равноточны. Но веса этих вероятнейших значений зависят от числа наблюдаемых направлений n . Действительно, если придать вес, равный единице, результату измерения

угла одним приемом, то для нашего примера при $n = 4$ веса уравнированных значений углов x , y и z будут равны двум. Для доказательства этого следует применить формулу теории погрешностей измерений для веса функций вида

$$y = k_1 x_1 \pm k_2 x_2 \pm \dots \pm k_n x_n,$$

$$\frac{1}{P_y} = k_1^2 \frac{1}{P_1} + k_2^2 \frac{1}{P_2} + \dots + k_n^2 \frac{1}{P_n}.$$

Будем иметь

$$\frac{1}{P} = \frac{1}{16} (4 + 1 + 1 + 1 + 1) = \frac{8}{16}, \text{ а } P = 2.$$

При пяти направлениях вероятнейшее значение угла x получается

$$x = \frac{1}{5} \{2(1.2) + [(1.3) - (2.3)] + [(1.4) - (2.4)] + [(1.5) - (2.5)]\},$$

а вес его, рассчитанный также, будет равен 2,5. Если на пункте наблюдалось бы шесть направлений, то веса уравнированных углов, измеренные одним приемом, равнялись бы 3 и т. д. Таким образом, веса уравнированных углов равны половине числа направлений, наблюдаемых с данного пункта, $P_x = P_y = P_z = \frac{n}{2}$, при условии, что все углы измерялись одним приемом. Углы измеряют не одним, а несколькими приемами. Если каждый угол измерять m приемами, то при n направлениях вес каждого уравнированного угла будет равен $\frac{n}{2} m$. Число направлений n , подлежащих наблюдению на различных пунктах, неодинаково. Для равенства веса окончательных углов на всех станциях необходимо, чтобы произведения mn для всех пунктов сети оставались постоянными, и, следовательно, измерять углы на различных пунктах нужно разным числом приемов. Величина mn , называемая весом измерений, регламентируется инструкцией и зависит от класса триангуляции и типа применяемого инструмента.

Так как вес направления в два раза больше веса угла, то произведение mn — вес направления.

Число приемов измерения углов в способе Шрейбера устанавливается по соответствию со способом круговых приемов. Вес углов, измеренных способом во всех комбинациях, должен быть равен весу углов, измеренных способом круговых приемов.

Пусть вес измеренного угла способом круговых приемов равен 1. Тогда вес угла, измеренного m' круговыми приемами, будет равен m' . Исходя из только что сказанного, m' должно быть равно $\frac{mn}{2}$. Вес направления $P = 2m' = mn$. Так, например, если углы в триангуляции 2 класса надо измерять 15 круговыми

приемами, то $mn = 30$. При числе направлений $n = 5$ их надо измерять шестью приемами, при $n = 8$ — четырьмя приемами.

В процессе измерений углов по способу во всех комбинациях выполняется три контроля, добиваясь, чтобы:

1) значение углов, вычисленных из двух полуприемов каждого приема, не различались между собой более $6''$, если теодолит имеет окулярный микрометр, и более чем на $8''$, если прибор его не имеет;

2) расхождение между значениями одного и того же угла из разных приемов были не более $4,0''$ в 1-м классе и $5,0''$ во 2-м классе;

3) колебания средних значений одного и того же угла, полученных по результатам его непосредственных измерений и по вычислению его в виде суммы или разности двух других углов, не превышали $3''$ при числе направлений до пяти и $4''$ при числе направлений шесть и более.

Если законченные приемы не удовлетворяют этим допускам, то их переделывают на тех же установках круга. Первоначальные значения перенаблюдённых углов в обработку не включают. Если второй контроль не выполняется, то перенаблюдают углы, имеющие как максимальное, так и минимальное значение. Перенаблюдения производят на тех же установках круга. Все наблюдения повторяют заново, если число повторных приемов более 30% от количества приемов, заданных программой. Наблюдения повторяют заново и тогда, когда не выполняется третий контроль. Несоблюдение этого контроля говорит о том, что наблюдения производились в неблагоприятных условиях, и перенаблюдение отдельных углов нужно считать необъективным, предвзятым и недопустимым.

В целях обеспечения независимости измерения углов и ослабления влияния погрешностей делений лимба на результаты наблюдений углы измеряют на разных установках горизонтального круга при этом так, чтобы всякое направление наблюдалось при одном и том же положении круга только один раз. Это достигается тем, что при измерении каждого угла круг между приемами, как в способе круговых приемов, переставляют на угол $\sigma = \frac{180^\circ}{m}$.

Но, согласно изложенному выше, круг надо переставлять не только между приемами, но и при переходе от измерения одного угла к другому (внутри каждого приема), если эти углы имеют общие направления.

При каждой установке круга в приеме можно измерять только независимые углы, т. е. не имеющие общих направлений. Очевидно, что таких независимых углов (рис. 72) при n четном будет $\frac{n}{2}$, при n нечетном $\frac{n-1}{2}$.

Зная общее число измеряемых на пункте углов, равное $\frac{n(n-1)}{2}$, и число независимых углов, нетрудно определить число перестано-

вок круга внутри приема при переходе от измерения одного угла к другому. Число таких перестановок будет равно:

$$\text{при } n \text{ четном } \frac{n(n-1)}{2} : \frac{n}{2} = n-1,$$

$$\text{при } n \text{ нечетном } \frac{n(n-1)}{2} : \frac{n-1}{2} = n.$$

Таким образом, при переходе в приеме от измерения одной группы независимых углов к другой круг надо представлять дополнительно на угол δ :

$$\text{при } n \text{ четном } \delta = \frac{\sigma}{n-1},$$

$$\text{при } n \text{ нечетном } \delta = \frac{\sigma}{n},$$

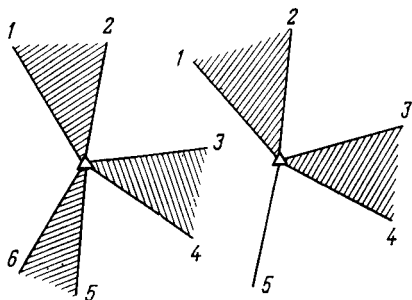


Рис. 72

σ и δ округляют до целого градуса. Для ослабления влияния короткопериодических погрешностей делений лимба к вычисленным значениям σ и δ прибавляют величину, равную i или $\frac{i}{2}$, где i — цена наименьшего деления лимба.

Для нашего примера (см. рис. 71) направлений $n = 4$, число приемов $m = 8$, всех углов, подлежащих наблюдению, 6, независимых углов! будет $\frac{n}{2} = 2$, а значит число перестановок внутри приема $6 : 2 = 3$. Очевидно, на одной установке можно измерять следующие независимые углы:

- на одной установке — углы 1.2 и 3.4;
- на другой установке — углы 1.3 и 2.4;
- на третьей установке — углы 1.4 и 2.3.

Круг между приемами, при измерении углов теодолитами с наименьшим делением лимба $i = 10'$ (теодолиты ОТ-02М, Т05 и Т1), надо переставлять на $\frac{180}{8} = 22^\circ 30'$, т. е. на $22^\circ 05'$ и $23^\circ 05'$, а круг внутри приема при переходе от одной группы независимых углов к другой группе надо переставлять на $\frac{22^\circ 30'}{3} = 7^\circ 30'$, т. е. на $8^\circ 05'$ и $7^\circ 05'$.

Для того чтобы не делать указанных расчетов, в Инструкции [20] приведены таблицы установок круга (см. для примера табл. 16) для наблюдения 2 класса. По ним уже легко вычислить рабочую установку круга для каждого измеряемого угла, для каждого приема.

Приведенные в табл. 16 установки даны относительно первого (начального) направления. Ими без изменения пользуются для

Углы	Приемы							
	I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII
1.2	0° 00'	22° 05'	45° 10'	67° 15'	90° 20'	112° 25'	135° 30'	157° 35'
1.3	8 05	30 10	53 15	75 20	98 25	120 30	143 25	165 40
1.4	15 10	37 15	60 20	82 25	105 30	127 35	150 40	172 45
2.3	15 10	37 15	60 20	82 25	105 30	127 35	150 40	172 45
2.4	8 05	30 10	53 15	75 20	98 25	120 30	143 35	165 40
3.4	0 00	22 05	45 10	67 15	90 20	112 25	135 30	157 35

измерения углов, в которые входит начальное направление: углы 1.2, 1.3 и 1.4. Например, для измерения угла 1.3, исполняя IV прием, надо при наведении трубы на левое направление установить на лимбе отсчет $75^{\circ} 20'$. Для измерения углов 2.3, 2.4 и 3.4 рассчитанные установки не пригодны, так как в них не входит начальное направление. При их измерении надо при наведении трубы на левый предмет устанавливать на лимбе отсчет, равный сумме числа, взятого из таблицы, и величины угла между первым (начальным) направлением и левым направлением данного угла. Углы перед наблюдением, как мы знаем, измеряют с точностью до $1'$. Например, угол 1.2 равен $70^{\circ} 15'$. Тогда при измерении угла 2.4 в приеме I при наведении трубы на предмет 2 надо лимб установить на отсчет $8^{\circ} 05' + 70^{\circ} 15' = 78^{\circ} 20'$, а в приеме IV — на отсчет $75^{\circ} 20' + 70^{\circ} 15' = 145^{\circ} 35'$. Поэтому перед наблюдениями, используя таблицы установок Инструкции и измеренные углы, составляют программу рабочих установок круга (программу наблюдений). Во избежание возможных погрешностей она составляется в две руки (наблюдателем и помощником).

§ 50. СПОСОБ НЕПОЛНЫХ ПРИЕМОВ (СПОСОБ АЛАДЖАЛОВА)

Суть способа заключается в том, что все направления с данного пункта разделяют на группы по три направления в каждой. Группы подбирают так, чтобы по результатам измерений можно было вычислить все углы, образующиеся при парном сочетании направлений из n по два. Каждая группа наблюдается самостоятельно способом направления (без замыкания горизонта).

Провести полностью все наблюдения на пункте группами по три направления можно только тогда, когда число направлений нечетное, а число углов, подсчитанных для способа во всех комбинациях делится на три, т. е. когда на пункте 7, 9 и 13 направлений. Например, на пункте, имеющем 7 направлений, измеряют группы: 1.2.3, 2.4.5, 3.4.6, 3.5.7, 5.6.1, 6.7.2 и 4.7.1. Если на пункте 8, 10, 11, 12 направлений, в программу измерений, помимо групп

из трех направлений, включают отдельные углы, не использованные при образовании комбинаций из трех направлений. Отдельные углы измеряются m приемами, где m — число приемов измерения углов, в способе во всех комбинациях при том же числе направлений на пункте. Группы из трех направлений измеряются $3/2m$ приемами.

Обработка результатов наблюдений при данном способе заключается в следующем: выводят средние значения направлений из приемов для каждой группы направлений и средние значения отдельных углов (если таковые есть). По полученным средним направлениям из групп вычисляют углы. Каждая группа дает три таких угла, например по наблюдаемым направлениям 1.2.3 вычисляют углы 1.2, 1.3 и 2.3. Вычисленные углы, имеющие обратную последовательность направлений (5.1, 6.1, 6.2, 7.2 и т. д.) нужно перевычислить в их дополнение до 360° , чтобы получить углы, принятые в способе Шрейбера (1.5, 1.6, 2.6, 2.7 и т. д.).

Полученные углы, когда в программе только группы по три направления, уравниваются так же, как это делается в способе Шрейбера. Если в программу наблюдений кроме групп включают и отдельные углы, то углам, измеренным в группах из трех направлений, придают вес, равный трем, отдельным углам придают вес, равный двум, и углам, полученным как сумма или разность двух других углов, — вес, равный единице.

В способе «неполных приемов», кроме трех контролей, изложенных для способа Шрейбера (§ 49), существует еще контроль при наблюдении отдельных групп: а) колебание $2c$ в приемах не должно превышать $8''$, б) колебание направлений в отдельных приемах, приведенных к общему нулю, не должно быть более $6''$.

Сочетание направлений по группам и установки круга для каждого приема приведены в Инструкции [20, стр. 184].

Способ «неполных приемов», сохраняя точность способа Шрейбера, уменьшает объем работ на пункте по сравнению с ним в среднем на 20—25%.

§ 51. ИЗМЕНЕННЫЙ СПОСОБ ИЗМЕРЕНИЯ УГЛОВ В КОМБИНАЦИЯХ (СПОСОБ ТОМИЛИНА)

В данном способе на станции P с n направлениями независимо измеряют все углы, образованные каждой парой смежных направлений, и все углы, являющиеся суммами двух смежных углов. Число всех измеряемых углов равно $2n$. При $n = 7$ (рис. 73) должны быть измерены углы

1.2, 2.3, 3.4, 4.5, 5.6, 6.7 и 7.1,

1.3, 2.4, 3.5, 4.6, 5.7, 6.1 и 7.2.

Каждый угол измеряют по методике измерения углов в способе Шрейбера. Когда вес направления mn должен быть равен 24, углы измеряют пятью приемами, когда вес направления равен 30, углы измеряют шестью приемами.

Установки круга в зависимости от числа наблюдаемых направлений даны в Инструкции [20, стр. 169].

При числе направлений $n = 5$ данный способ исчерпывает все комбинации направлений из n по 2. Следовательно, все в этом случае сводится к программе способа Шрейбера. При большем числе направлений на станции общее число углов, подлежащих измерению, по сравнению со способом Шрейбера, заметно уменьшается. Но так как измерение отдельного угла производят большим числом приемов, то уменьшение объема работ по сравнению со способом Шрейбера происходит только при наличии на станции 8 направлений и более (при 7 направлениях общее число приемов в обоих способах равно 84).

Так как при данном методе измеряют не все углы, образующиеся при сочетании из n направлений по 2, а только часть, и, кроме того, возникает требование, чтобы сумма уравненных углов, составленных смежными направлениями, равнялась 360° , то поправки к средним углам, полученным из m приемов, вычисляют по другим формулам, отличающимся от формул способа Шрейбера. Формулы эти различны для разного количества направлений на станции и представляют функции свободных членов условных уравнений. Формулы для вычислений поправок к средним значениям измеренных углов, а также схема для их вычислений приведены в Инструкции [20, стр. 176—180].

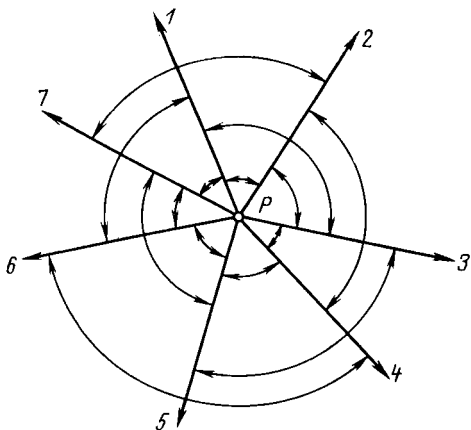


Рис. 73

§ 52. СРАВНИТЕЛЬНАЯ ОЦЕНКА СПОСОБОВ НАБЛЮДЕНИЙ

Все четыре способа измерений углов взаимозаменяемы и дают возможность получать направления с заданной точностью. При выборе способа надо учитывать условия видимости, количество направлений, качество знака, затраты труда и времени. При учете затрат времени недостаточно ограничиваться затратой времени только на измерения, но необходимо оценивать общее время пребывания на данном пункте, т. е. и ожидание видимости.

Способ Шрейбера более трудоемкий (по затрате времени на измерения), чем способ Струве, в среднем на 30° . При этом трудоемкость его возрастает по мере увеличения числа направлений (с 20 до 40%). Способы Аладжалова и Томилина (последнего при

восьми направлениях на пункте и более) занимают промежуточное положение. Поэтому, если видимости по всем направлениям вполне удовлетворительные, то при отсутствии других соображений следует отдать предпочтение способу круговых приемов.

Способы Шрейбера и Томилина дают возможность измерять углы в любой последовательности, выбирать для наблюдения наиболее благоприятные условия видимости и не требуют удовлетворительной видимости одновременно по всем направлениям. Общее время пребывания на пункте в условиях непостоянной видимости на все визирные цели может оказаться значительно меньше, чем при применении способа круговых приемов. Способ Аладжалова не обладает такой же гибкостью и занимает промежуточное положение. Поэтому, если видимости коротки и переменчивы по разным направлениям, то следует отдать предпочтение способу Шрейбера или Томилина.

Короткая продолжительность одного приема (2—4 мин) при наблюдениях по способам Шрейбера и Томилина позволяет измерять углы при достаточно стабильном состоянии теодолита и внешней среды. Точность измерений в меньшей степени зависит от качества знака и подверженности его кручению, чем при наблюдениях по способу Аладжалова и особенно по способу Струве, в котором прием длится 8—16 мин.

В способе Шрейбера погрешности делений лимба исключаются полней, чем в способе Струве, так как значительно увеличивается число перестановок лимба. Способы Томилина и Аладжалова в этом отношении существенно не отличаются от способа Шрейбера.

В способе Шрейбера при наблюдении в триангуляции 2 класса, когда число направлений 7 и 8, число приемов 3 или 4. Такой короткий ряд из 3—4 приемов даст плохое суждение о качестве измерений и затрудняет выбор приемов, если требуется переделка. В способах Аладжалова и Томилина этот ряд увеличивается до 5—6 результатов, в способе Струве — до 12—15 результатов.

По сложности обработки преимущество имеет способ Струве; наиболее сложная обработка — в способе Томилина.

§ 53. ПРИВЯЗКА ОРИЕНТИРНЫХ ПУНКТОВ

Направления на ориентирные пункты на каждом знаке должны быть связаны с направлениями сети. Для этого между сторонами сети и направлениями на ориентирные пункты (ОРП) необходимо измерить углы со средней квадратической погрешностью не более $\pm 2, 5''$.

ОРП наблюдают отдельной программой. В программу должны быть включены два направления сети по выбору наблюдателя. Желательно, чтобы одно из них было начальное. Наблюдают ОРП способом круговых приемов тремя приемами теми же инструментами, что и углы сети. Расхождение направлений в приемах не должно превышать $6''$. При наблюдении ОРП разность расстояний

между пунктами сети и ориентирными пунктами вызывает необходимость менять фокусировку трубы. Нужно так выбирать направления сети, к которым производится привязка ОРП, чтобы смена фокусировок производилась минимальное количество раз—два раза (рис. 74).

Перед измерениями направления на ОРП опознавательный столб удаляют, вскрывая марку ОРП. Для визирования на марку ОРП может быть предложено три способа.

1. Если знак высокий, а расстояние до ОРП небольшое — 250—350 м, то при вскрытии марки яму копают в направлении знака. В этом случае специальный визирный целик, а при его отсутствии карандаш, с воткнутой в его торец иглой, устанавливают отвесно, непосредственно на марке ОРП.

2. Над центром ОРП устанавливают хорошо выверенный оптический центрир, который тщательно центрируют над маркой ОРП.

3. Над центром ОРП устанавливают центрировочный столик или облегченную мензулу. Приводят планшет мензулы в горизонтальное положение. Центр марки ОРП выносят теодолитом на мензулу с трех станций (см. § 55). При этом прочерченные на мензуле следы проектирующих плоскостей должны пересекаться в одной точке (треугольника погрешности не должно быть). Визирный целик или карандаш устанавливают на мензуле отвесно, строго над проекцией центра ОРП.

При наличии высоких знаков зенитные расстояния на ОРП отличаются от 90° на величину, большую 2° . Поэтому в процессе наблюдений ОРП необходимо определить наклон оси вращения теодолита, а для введения в последующем поправки в измеренные направления за этот наклон необходимо на ОРП измерить зенитные расстояния одним приемом.

Кроме измерения направления на ОРП, от центра данного пункта до центра ОРП должно быть измерено или определено (если оно неприступно) расстояние с точностью ± 1 м. Расстояние измеряют дважды. Для измерения расстояний удобней всего пользоваться штриховой—стальной 20-метровой лентой. При измерении обязательно записывают число передач, лент и остаток как в прямом, так и в обратном направлении:

$$\begin{aligned} \text{прямо } XXX + 4\text{л} + 12,6 &= 692,6 \text{ м} \\ \text{обратно } XXX + 4\text{л} + 13,2 &= 693,3 \text{ м} \\ \hline \text{Среднее } 693 \text{ м} \end{aligned}$$

Если расстояние от центра знака до ОРП непосредственно измерить нельзя, оно определяется как неприступное.

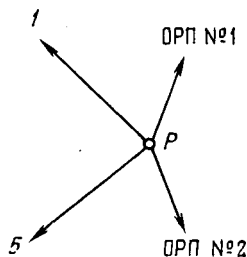


Рис. 74

Нужно всегда помнить, что привязка ориентирных пунктов последующего контроля не имеет и поэтому любая погрешность в их привязке может привести к тяжелым последствиям в последующих работах с их использованием. Это обязывает относиться к привязке ОРП с особой тщательностью и вниманием.

§ 54. ЭЛЕМЕНТЫ ПРИВЕДЕНИЯ

При угловых измерениях оси вращения теодолитов должны точно совпадать с отвесными линиями, проходящими через вершины измеряемых углов, т.е. центры триангуляционных знаков. Однако выполнить это условие и трудно, и не всегда возможно.

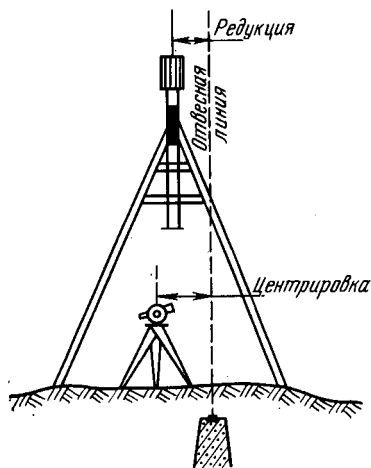


Рис. 75

Центры столиков геодезических знаков, как правило, не совпадают с отвесной линией, проходящей через центр пункта. Даже при измерении углов со штатива (геодезический знак — простая пирамида) иногда приходится устанавливать теодолит вне центра пункта (ноги пирамиды загораживают одно или несколько наблюдаемых направлений). Вследствие несовпадения центра инструмента с центром пункта (рис. 75) измеренные направления подлежат исправлениям так называемыми поправками за центрировку.

Наблюдая направления на триангуляционные пункты, необходимо визировать на их центры. В действительности же наблюдения ведут на болванки, визирные цилиндры, фонари и гелиотропы.

Визирные приспособления триангуляционных знаков, как правило, вследствие оседания знаков и неточности их постройки отклоняются от отвесной линии, проходящей через центр пункта. За несовпадение наблюдаемых точек с центрами знаков измеренные направления необходимо исправить введением поправок, которые называются поправками за редукцию.

Процесс введения в измеренные направления поправок за центрировку и редукцию называется приведением направлений к центрам пунктов, а исправленные направления приведенными направлениями.

Обозначим: визирный цилиндр — наблюдаемую точку V , центры пунктов C и ось вращения прибора, которым производят измерения, J и все эти точки спроектируем на горизонтальную плоскость (рис. 76 и 77). Пусть $C_A C_B$ и $C_A C_D$ направления на соседние пункты, из которых $C_A C_B$ — начальное (нулевое). Изме-

Если мы рассмотрим треугольник $C_A J C_D$, то вывод формулы поправки за центрировку останется тот же, только вместо угла θ будет угол $M + \theta$, и формула примет общий вид

$$c'' = \frac{l \rho'' \sin (M + \theta)}{S}.$$

Для начального направления $M = 0^\circ 00'$, и формула примет тот вид, который она получила первоначально.

Выведем формулу для вычисления поправки в направление за редукцию r (см. рис. 77). Представим себе, что мы наблюдаем из центров пунктов C_B и C_D (центрировки нет) на пункт C_A , имеющему редукцию. Направление $C_A C_B$ начальное. Из треугольника $C_A C_B V$ по теореме синусов напишем

$$l_1 : \sin r = S : \sin (360^\circ - \theta_1).$$

Ввиду малого угла r

$$\sin r = r'' \sin 1'' = \frac{r''}{\rho''},$$

$$\sin (360^\circ - \theta_1) = \sin \theta_1,$$

тогда

$$r'' = \frac{l_1 \rho'' \sin \theta_1}{S}.$$

Эта формула для начального направления, когда $M = 0^\circ 00'$. По малости линейного элемента l_1 можно принять, что угол при проекции визирного цилиндра $C_B V C_D = M$, т. е. равен измеренному направлению. (Погрешность, как правило, не превысит одной минуты, в то время как угол θ_1 измеряют транспортиром с точностью $15'$.) Если мы теперь рассмотрим треугольник $C_A C_D V$, то вывод формулы поправки за редукцию останется тот же, только вместо угла $(360^\circ - \theta_1)$ будет угол $[360^\circ - (M + \theta_1)]$, т. е. угол θ_1 заменится углом $M + \theta_1$ и формула поправки примет общий вид

$$r'' = \frac{l_1 \rho'' \sin (M + \theta_1)}{S}.$$

Необходимо иметь в виду, что введение поправок в измеренные направления за центрировку и редукцию не должно понижать точности измерений самих направлений. Очевидно, что погрешности в определении поправок не должны превышать $0,1''$. Поэтому определение элементов приведения должно производиться весьма тщательно. Величина же S может быть известна приближенно с точностью до 10 м.

Чтобы определить элементы приведения, необходимо или спроектировать вертикальную ось теодолита, точку визирования и центр пункта на одну горизонтальную плоскость и затем линейкой и транспортиром измерить их, или вычислить их по результа-

там специальных измерений (угловых и линейных). Первый способ определения элементов приведения называется **графическим**, второй — **аналитическим**.

§ 55. ГРАФИЧЕСКИЙ СПОСОБ ОПРЕДЕЛЕНИЯ ЭЛЕМЕНТОВ ПРИВЕДЕНИЯ

Этот способ наиболее распространен. Он применяется, когда точку визирования, вертикальную ось теодолита и центр пункта можно спроектировать на одну горизонтальную плоскость (например, мензулу) и когда линейные элементы приведения невелики настолько, что могут уместиться на мензуле (менее 0,5 м).

Над центром пункта устанавливают мензулу или специальный центрировочный столик. Доску мензулы или плоскость столика приводят в горизонтальное положение. На доску мензулы кнопками прикрепляют специальный бланк, называемый **центрировочным листом**. Центрировочный лист буссолью ориентируют в направлении север—юг и размещают на мензуле так, чтобы проектируемые на него точки *V*, *J* и *C* (визирная цель, ось теодолита и центр пункта) поместились на нем.

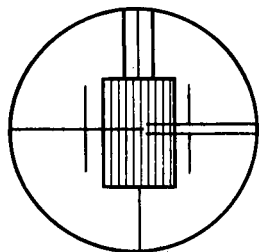


Рис. 78

На расстоянии, примерно равном двойной высоте знака, выбирают на местности три точки при том условии, чтобы направления из центра пункта на эти точки составляли углы приблизительно 120 или 60°. С выбранных точек должны быть видны проектируемые точки *V*, *J* и мензула, установленная над центром знака.

Проектирование производят тщательно выверенным вспомогательным теодолитом. Положение вертикальной оси теодолита, которым велись наблюдения с сигнала, отмечают на столике специальным центриром, гвоздем или карандашом с иголкой. При внецентренном наблюдении с земли положение вертикальной оси теодолита, которым велись наблюдения, отмечают на торце кола. Изображение визирного цилиндра при наблюдении с близких расстояний не вмещается в биссектор сетки нитей трубы. Поэтому рекомендуется сетку нитей теодолита, которым производят проектирование, повернуть на 90° и пользоваться дальномерными нитями, как биссектором (рис. 78).

Теодолит устанавливают в одной из трех выбранных точек, приводят ось вращения в отвесное положение и наводят вертикальную нить трубы на ось визирной цели. Затем трубу осторожно опускают до появления в поле зрения центрировочного листа. По указанию наблюдателя, смотрящего в трубу теодолита, его помощник, стоящий у мензулы, отмечает на противоположных краях центрировочного листа хорошо отточенным карандашом две

точки V_1 (рис. 79), определяющие направление визирной оси теодолита. После этого наблюдатель при том же круге теодолита наводит нить трубы на центрир или карандаш, которым на столике сигнала отмечена вертикальная ось J , а помощник тем же способом отмечает на центрировочном листе две точки J_1 . Затем наблюдатель переводит трубу через зенит и при другом круге последовательно выполняет те же действия, что и при первом круге. Проектирование вертикальной оси теодолита и визирной цели при двух кругах производят для исключения влияния остаточной после поверки неперпендикулярности осей теодолита, которым определяют элементы приведения. В результате каждой проектируемой точке на краях центрировочного листа будут соответствовать по две пары точек, которые от руки обводят кружками. За след коллимационной плоскости, проходящей через проектируемую точку V или J , принимают прямую, соединяющую по одноименному направлению середины расстояний каждой пары точек на центрировочном листе.

Выполнив такие же действия еще с двух выбранных стоянок, проводят следы коллимационных плоскостей, и в пересечениях трех проектирующих (коллимационных) плоскостей получают проекции точек V и J на центрировочном листе (см. рис. 79).

Далее необходимо на центрировочном листе получить проекцию центра пункта, который не мог быть виден с предыдущих точек.

В непосредственной близости от ямы вскрытого центра выбирают под тем же условием (направления из центра пункта на эти точки должны составлять углы, близкие 120° или 60°) три новые точки. С этих точек должна быть видна в трубу теодолита марка центра (глубина ее закладки 0,5 м). С этих точек выполняют проектирование центра пункта на центрировочный лист. Это проектирование можно выполнять при одном положении круга. Для удобства и быстроты работы помощник на соответствующих краях центрировочного листа кладет визирную линейку с делениями, хорошо читаемые в этом случае наблюдателем в трубу. Накол карандаша помощник производит против соответствующего деления линейки, указанного наблюдателем. Выполнив такое проектирование с трех точек, проводят следы проектирующих плоскостей и в их пересечении получают проекцию точки C (центра).

Вследствие погрешностей теодолита и неизбежных погрешностей визирования следы проектирующих плоскостей не пересекаются, как правило, в одной точке, а образуют треугольники погрешности. За окончательное положение точек V , J и C на центрировочном листе принимают центры соответствующих тре-

Центрировочный лист № 78

Пункт Дыбово, сигн. 2 кл.

30 октября 1975 г.

Контрольный угол Быково—Дыбово—Новое

На чертеже: $63^\circ 00'$ из наблюдений: $63^\circ 26'$

Элементы центрировки:

$l = 0,067$ м

$\theta = 71^\circ 00'$ на п. Быково

$0 = 134^\circ 00'$ на п. Новое

Элементы редукции:

$l_1 = 0,032$ м

$0 = 34^\circ 00'$ на п. Быково

$0 = 96^\circ 45'$ на п. Новое

Направления на ориентирные пункты

На п. Быково

На п. Новое

На ОРП № 2

На ОРП № 1

На чертеже

$0^\circ 00'$

$63^\circ 00'$

$149^\circ 30'$

$224^\circ 30'$

Из наблюдений

$0^\circ 00'$

$63^\circ 26'$

$148^\circ 51'$

$225^\circ 14'$

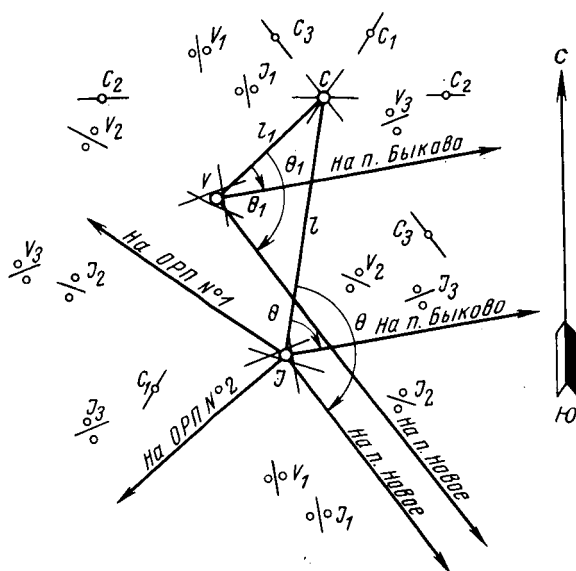


Рис. 79

Определение производил инж. Попов

Проверил ст. техник Лукин.

угольников погрешности. Получив на центрировочном листе положение всех трех искомых точек J , V и C , прикладывают к точке J визирную линейку и вдоль ее скошенного ребра визируют и прочерчивают направления на два пункта сети и на ориентирные пункты. Затем тем же методом из точки V прочерчивают направления на те же два пункта сети. Желательно, чтобы одно из направлений было на пункт, принятый за начальный. Это облегчает последующие вычисления. Если с центрировочного листа пункты триангуляции не видны, то предварительно при помощи теодолита, расположенного на столике сигнала, выставляют в створах этих направлений вехи. При определении элементов приведения визируют на выставленные вехи.

Величины l и l_1 измеряют на центрировочном листе по линейке с точностью 0,001 м, а углы θ и θ_1 — транспортиром с точностью до $0,5^\circ$.

Если линейные элементы l и l_1 не помещаются на одном центрировочном листе вследствие их большой величины, то элементы приведения определяют на двух листах, располагаемых рядом с некоторым перекрытием (1,5—2,0 см).

При графическом способе определения элементов приведения особое внимание должно быть обращено на обеспечение полной неподвижности центрировочного листа от начала до окончания определения.

Доброкачественными элементы приведения считаются в том случае, если стороны треугольника погрешности получились не более 5 мм при проектировании оси теодолита J и центра пункта C и 10 мм при проектировании оси визирной цели V . Значения углов между прочерченными направлениями, измеренными транспортиром, должны отличаться от их величин, полученных при измерении теодолитом не более чем на 2; 1; $0,5^\circ$ при l или l_1 соответственно менее 10 см, от 10 до 20 см и более 20 см.

Однако одно такое определение элементов приведения, если оно и доброкачественное, бесконтрольно, а значит недостаточно.

Необходимо для контроля повторно определить элементы приведения. Обычно центрировочный лист переворачивают, и на другой стороне вновь определяют элементы приведения, повторяя все действия.

Разница в положении проекции оси инструмента J и оси визирной цели V относительно проекции центра пункта C из двух определений не должна превышать 10 мм. Если разница эта больше, то необходимо выполнить третье определение.

Определение элементов приведения весьма ответственно, поэтому на каждом пункте эти определения выполняются обычно дважды: перед началом наблюдений на пункте и по окончании. Завершающее определение элементов приведения можно производить один раз, если результаты определений согласуются с начальными определениями.

Кроме того, элементы редукции определяют дополнительно:

1. Если для наблюдений требуется произвести выпиливание стоек крыши знака. В этом случае начальные определения производят до выпиливания и после выпиливания, так как в результате выпиливания могла сместиться визирная цель, уже наблюдаемая с соседних знаков.

2. Если наблюдения на сложный сигнал выполняют по истечении двух месяцев со дня определения на нем элементов редукции.

3. Если прошла буря или ураган, или имеются какие-либо другие обстоятельства, вызывающие сомнения в неизменном положении визирной цели.

§ 56. АНАЛИТИЧЕСКИЙ СПОСОБ ОПРЕДЕЛЕНИЯ ЭЛЕМЕНТОВ ПРИВЕДЕНИЯ

Аналитическое определение элементов приведения применяется тогда, когда затруднительно применять графический способ (при больших значениях l) или когда невозможно его применять (точки J и C не могут быть спроектированы на одну плоскость и расстояния между ними измерить непосредственно нельзя). Необходимость в этом способе возникает, как правило, всегда, когда в качестве пунктов триангуляции сети используются местные предметы (башни, церкви и другие сооружения).

Если координаты пункта относят к объекту визирования, что имеет место при использовании в качестве пунктов местных предметов, например к яблоку (шару) под крестом колокольни церкви, шпилю башни и т. п., то необходимо определить только элементы центрировки.

Для аналитического определения элементов приведения вблизи пункта на расстоянии, примерно равном полуторной-двойной высоте знака, разбивают базис b (рис. 80). Длина базиса должна быть такой, чтобы углы, под которыми виден базис с точек C и J , были бы близкими к 60° . Базис выбирается на ровном месте, удобном для измерения, которое производят дважды стальной штриховой 20-метровой лентой.

На концах базиса измеряют углы α и β вспомогательным теодолитом. Кроме того, измеряют угол γ в точке стояния теодолита J между начальным направлением и направлением на базисную точку A . Все горизонтальные углы измеряют двумя приемами.

Для решения задачи, т. е. вычисления величин l и θ , и вывода формул для вычисления пользуются условной системой плоских прямоугольных координат с началом в одном из концов базиса. При этом направление оси x выбирают по оси базиса.

Пусть начало системы координат совмещено с базисной точкой A . Если из точки стояния теодолита J на ось абсцисс (базис) опустить перпендикуляр JK , то он разделит базис на два неравных отрезка: $AK = x_i$ и $KB = b - x_i$. Из прямоугольных треугольников AKJ и BKJ соответственно будем иметь

$$JK = y_i = x_i \operatorname{tg} \alpha_i,$$

$$JK = y_i = (b - x_i) \operatorname{tg} \beta_i.$$

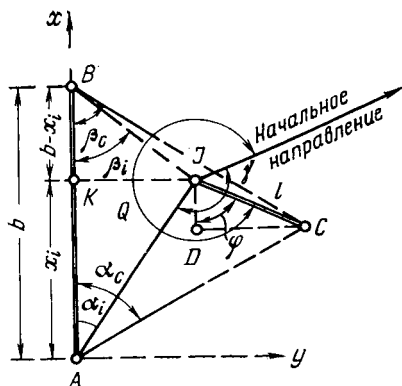


Рис. 80

Откуда

$$x_i \operatorname{tg} \alpha_i = (b - x_i) \operatorname{tg} \beta_i,$$

$$x_i (\operatorname{tg} \alpha_i + \operatorname{tg} \beta_i) = b \operatorname{tg} \beta_i,$$

$$x_i = b \frac{\operatorname{tg} \beta_i}{\operatorname{tg} \alpha_i + \operatorname{tg} \beta_i},$$

$$y_i = x_i \operatorname{tg} \alpha_i.$$

Таким же путем легко вывести аналогичные формулы для вычисления координат точки C ; только в этом случае перпендикуляр на ось абсцисс (базис) надо опускать из центра пункта

$$x_C = b \frac{\operatorname{tg} \beta_C}{\operatorname{tg} \alpha_C + \operatorname{tg} \beta_C},$$

$$y_C = x_C \operatorname{tg} \alpha_C.$$

Разности абсцисс $x_i - x_C$ и ординат $y_C - y_i$ будут у нас величинами катетов прямоугольного треугольника JCD , из которого нетрудно определить требуемые элементы приведения l и θ .

Элемент центровки l является гипотенузой этого треугольника, его вычисляют по формуле

$$l = \pm \sqrt{(x_i - x_C)^2 + (y_C - y_i)^2}.$$

Угловой элемент θ по рисунку равен

$$\theta = 360^\circ - \gamma + \varphi + \alpha_i.$$

Угол AJD равен α_i (углы внутренние, накрест лежащие при параллельных по построению b и JD). Вспомогательный угол φ

вычисляют из того же прямоугольного треугольника JCD (см. рис. 80)

$$\operatorname{ctg} \varphi = \frac{x_i - x_C}{y_C - y_i}.$$

Если возникает необходимость, то тем же путем по аналогичным формулам вычисляют элементы редукции.

Такое определение элементов приведения бесконтрольно. Для контроля и повышения точности результатов элементы приведения определяются с двух самостоятельных базисов различной длины.

Изображение визирной цели (визирного цилиндра, яблока под крестом) с близкого расстояния не вмещается в биссектор сетки нитей, и наведение на их оси симметрии становится неуверенным. Поэтому при измерении углов α и β наведение и отсчеты по лимбу

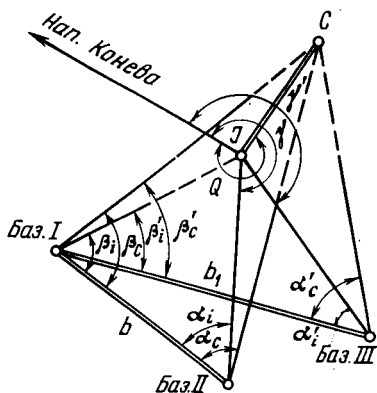


Рис. 81

Т а б л и ц а 17

№ действий	Обозначения	Базис b	Базис b_1
1	2	3	4
1	b	43,35 м	44,65 м
2	α_C	60° 44,5'	64° 19,5'
3	β_C	70 01,0	61 41,7
4	α_i	58 44,3	61 46,5
5	β_i	68 22,4	60 03,1
6	γ	203 07,7	197 48,6
7	$\operatorname{tg} \alpha_C$	+1,78502	+2,08016
8	$\operatorname{tg} \beta_C$	+2,74997	+1,85681
11	$\operatorname{tg} \alpha_C + \operatorname{tg} \beta_C$	+4,53499	+3,93697
13	x_C	+26,287	+21,058
14	y_C	+46,923	+43,804
9	$\operatorname{tg} \alpha_i$	+1,64719	+1,86304
10	$\operatorname{tg} \beta_i$	+2,52228	+1,73567
12	$\operatorname{tg} \alpha_i + \operatorname{tg} \beta_i$	+4,16947	+3,59871
15	x_i	+26,224	+21,530
16	y_i	+43,196	+40,111
17	$x_i - x_C$	-0,063	+0,472
18	$y_C - y_i$	+3,727	+3,693
19	l^2	+13,8945	+13,8610
20	l	3,728	3,723
21	$l_{\text{ср}}$	3,726 м	
22	$\operatorname{ctg} \varphi$	-0,01690	+0,12781
23	$\varphi_{\text{пр}}$	89° 01,9"	82° 43,0'
24	φ	90 58,1	82 43,0
25	$360^\circ - \gamma$	156° 52,3'	162° 11,4'
26	θ	306 34,7	306 40,9
27	$\theta_{\text{ср}}$	306° 37,8' на п. Конево	

делают как на левый, так и на правый край яблока (цилиндра). Для вывода углов α и β берут среднее из отсчетов по двум краям визирной цели.

Для грубого контроля величину l желательно, если это возможно, хотя бы приближенно измерить непосредственно.

Пример вычисления элементов приведения помещен в табл. 17 и изображен на рис. 81.

Вычисления выполнены на арифмометре при помощи пятизначных таблиц натуральных значений тригонометрических функций.

§ 57. ИЗМЕРЕНИЕ ЗЕНИТНЫХ РАССТОЯНИЙ

Все пункты триангуляции должны иметь, кроме координат, высоты над уровнем моря, которые можно определять из геометрического или геодезического нивелирования. Геодезическое нивелирование применяют для определения высот пунктов, например в горной местности, где для этой цели геометрическое нивелирование трудоемко, или для приведения к горизонту расстояний, измеренных светодальномерами и радиодальномерами, и проектирования их на референц-эллипсоид, т. е. там, где не требуется точного знания высот или превышений. Погрешность высот по результатам геодезического нивелирования в уравниваемых сетях триангуляции обычно бывает в пределах 0,1—0,3 м.

При выполнении геодезического нивелирования исходными служат пункты, высоты которых определены из геометрического

Т а б л и ц а 18

Журнал измерения зенитных расстояний

Пункт: Покровское
Дата: 2.VI.1975 г.
Время: 10 ч 25 мин

Погода: *облачно*
Видимость: *удовлетворительная*
Ветер: *слабый*
Изображения: *колеблющиеся*

№ при- емов	Название на- прав- лений, место на- ведения	Круг	Отсчеты по вертикальному кругу		Среднее	Место зенита	Зенитное расстояние
			I	II			
I	Высокое Верх в. ц.	КЛ КП	90° 02' 09,6" 89 57 58,1	10,0" 58,5	90° 02' 10" 89 57 58	0° 00' 08"	89° 55' 48"
II	Высокое	КЛ	90 02 15,3	15,6	90 02 15	0 00 12	89 55 42
	Верх в. ц.	КП	89 57 57,2	56,7	89 57 57		
III	Высокое	КЛ	90 02 20,5	20,9	90 02 21	0 00 18	89 55 36
	Верх в. ц.	КП	89 57 56,8	57,3	89 57 57		
IV	Высокое	КЛ	90 02 12,3	12,9	90 02 13	0 00 12	89 55 46
	Верх в. ц.	КП	89 57 58,8	59,4	89 57 59		
Максимальное колебание						10"	12"
Среднее						89° 55' 43"	

нивелирования. Исходные пункты должны располагаться через 75 км.

Для определения высот пунктов из геодезического нивелирования необходимо знать расстояния между пунктами S и зенитные расстояния z . Зенитные расстояния измеряют теми же теодолитами, которыми измеряют горизонтальные углы. Для вычисления зенитных расстояний применяют формулы, приведенные в § 29, 30 и 31.

Зенитные расстояния в триангуляции измеряют по каждому направлению отдельно четырьмя приемами по одной нити при двух положениях вертикального круга. Наведение горизонтальной нити производят на верхний срез визирного цилиндра. Измерение зенитных расстояний нужно производить равномерно и последовательно по всем направлениям. Нельзя измерять сразу все четыре приема по одному направлению. Нельзя измерять при одном круге по 2—3 направления подряд.

Контролем качества измерений служит постоянство места зенита для станции и постоянство зенитного расстояния наблюдаемого предмета. Колебания зенитных расстояний, вычисленных из отдельных приемов, и места зенита не должны превышать 15".

В табл. 18 приводится образец журнала измерения зенитных расстояний прибором ОТ-02М. Порядок записи и вычислений понятны без пояснений.

Среднее из отсчетов при двух совмещениях изображений штрихов оптического микрометра, среднее значение зенитных расстояний и места зенита округляют до целой секунды.

§ 58. ВЫЧИСЛЕНИЕ ПРЕВЫШЕНИЙ ПО РЕЗУЛЬТАТАМ ГЕОДЕЗИЧЕСКОГО НИВЕЛИРОВАНИЯ

Превышения определяют методом геодезического нивелирования по формуле

$$h = S \operatorname{tg} v + i - l,$$

когда измерен угол наклона v , и

$$h = S \operatorname{ctg} z + i - l,$$

когда измерено зенитное расстояние z .

Приведенные формулы можно применять только для очень коротких расстояний (когда $S < 250$ м). В формулах не учтена кривизна Земли и рефракция. В триангуляции превышение между пунктами A и B определяют более сложной формулой.

Для упрощения пока не будем учитывать высоту теодолита i и высоту точки наведения l над центрами пунктов. Пусть точки A и B — центры двух пунктов триангуляции (рис. 82), между которыми требуется определить превышение геодезическим нивелированием, $A0$ и $B0$ — отвесные линии в точках A и B , которым соответствует угол γ при центре Земли. Зенитное расстояние

а по направлению касательной AB_3 к этой кривой в точке A . Так, благодаря вертикальной рефракции измеренное (видимое) зенитное расстояние z не равно истинному z_1 и отличается от него на угол r , который называется углом земного преломления. Истинное зенитное расстояние z_1 будет больше измеренного z на величину угла земного преломления r , т. е. $z_1 = z + r$. Расстояние между пунктами A и B мало в сравнении с радиусом Земного шара R , поэтому отвесные линии AO и BO можно считать параллельными между собой, а угол при точке B_1 в треугольнике $ABB_1 = 90^\circ$. Землю для данной цели можно рассматривать как шар с радиусом, равным R . Кроме того, можно принять приближенно дуги AB_2 и AB равными, равными хордам AB_2 и AB и касательной AB_3 к этой кривой в точке A .

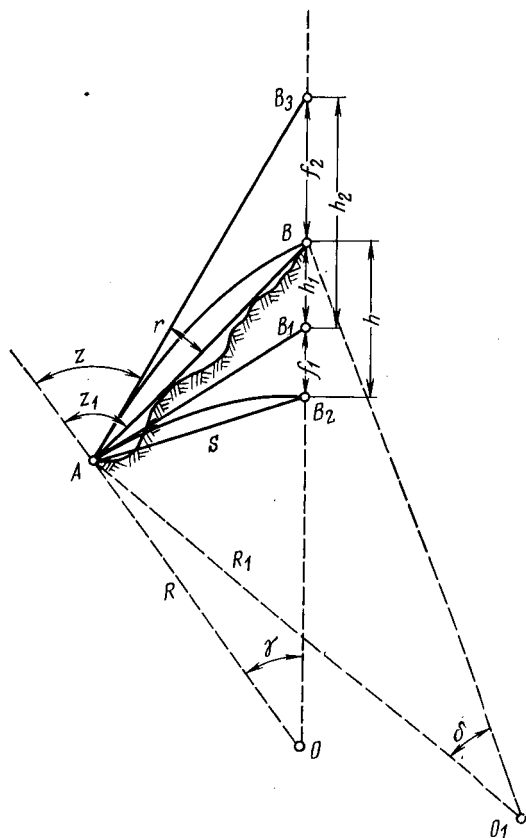


Рис. 82

тельными AB_1 и AB_3 . Правда, согласно рис. 82, это может казаться невозможным. В действительности же, когда угол γ при центре Земли менее $20'$, возможно принять $AB = AB_1 = AB_2 = AB_3 = S$. Так, например, разница между дугой и хордой или дугой и касательной при $S = 20$ км и $R = 6400$ км составляет только 0,008 м, чем, конечно, можно пренебречь. Из рис. 82 превышение между пунктами B и A равно h , а $h = h_2 + f_1 - f_2$, где $h_2 = S \operatorname{ctg} z$ (по принятым нами допущениям: $AB_1 = S$, AO параллельна B_3O , угол $AB_1B_3 = 90^\circ$, угол $AB_3B_1 = z$, как внутренние накрест лежащие при параллельных);

f_1 — поправка за кривизну земли; f_2 — поправка за рефракцию.

Рассмотрим определения поправок f_1 и f_2 . Величину f_1 можно определить из прямоугольного треугольника OAB_1 , в котором угол при вершине $A = 90^\circ$ по построению, катет $OA = R$, катет $AB_1 = S$, а гипотенуза $B_1O = R + f_1$. Очевидно, $(R + f_1)^2 = S^2 + R^2$, иначе $R^2 + f_1^2 + 2Rf_1 = S^2 + R^2$, откуда $f_1 = \frac{S^2}{2R} - \frac{f_1^2}{2R}$. Второй член последнего равенства $\frac{f_1^2}{2R}$ очень мал. При $S = 25$ км его величина меньше 0,2 мм. Поэтому им пренебрегаем. Тогда $f_1 = \frac{S^2}{2R}$.

Для определения f_2 принимаем, что дуга AB является дугой окружности с центром в точке O_1 и радиусом R_1 . Угол между хордой и касательной, угол земного преломления $r = \frac{\delta}{2}$ (половине соответствующего центрального угла). В свою очередь дуга $AB = R_1\delta$, но учитывая, что $AB = S$, будем иметь $\delta = \frac{S}{R_1}$, а тогда $r = \frac{S}{2R_1}$.

Радиус дуги $AB = R_1$ принимается постоянным и через коэффициент K , называемый коэффициентом земного преломления, сводится к отношению с радиусом Земли R при помощи уравнения

$$R = KR_1 \text{ или } R_1 = \frac{R}{K}.$$

Тогда $r = K \frac{S}{2R}$. Теперь нетрудно определить поправку f_2 . Из треугольника ABB_3

$$f_2 = S \operatorname{tg} r.$$

По малости угла r можно принять

$$\operatorname{tg} r = r,$$

тогда

$$f_2 = Sr;$$

и подставляя найденное ранее значение величины r , получим

$$f_2 = SK \frac{S}{2R} = K \frac{S^2}{2R}.$$

Теперь, учитывая высоту теодолита i и высоту точки наведения l , можно написать окончательную формулу геодезического нивелирования, которой пользуются в производстве

$$\begin{aligned} h &= S \operatorname{ctg} z + \left(\frac{S^2}{2R} - K \frac{S^2}{2R} \right) + i - l = \\ &= S \operatorname{ctg} z + \frac{1-K}{2R} S^2 + i - l. \end{aligned}$$

Иногда формулу пишут так:

$$h = S \operatorname{ctg} z + CS^2 + i - l, \quad \text{где } C = \frac{1-K}{2R}.$$

Член $\frac{1-K}{2R} S^2$ выражает суммарную поправку за кривизну Земли и рефракцию; S — расстояние между пунктами берется до целых метров; i и l — определяют до сантиметра; R — средний радиус кривизны земного эллипсоида для средней широты района триангуляции; K — коэффициент земного преломления (коэффициент рефракции), обычно принимают его равным 0,14. Это значит, что R_1 примерно в семь раз больше радиуса Земли R ($K = \frac{R}{R_1}$). Коэффициент рефракции в период от 8 до 18 ч наиболее устойчив и по абсолютной величине близок к 0,14.

Суммарную поправку за кривизну Земли и рефракцию обычно выбирают из готовых таблиц. Если таблиц нет, то ее можно вычислить по формуле $+6,75 \text{ см} \cdot S^2$, где S надо брать в километрах. Коэффициент $C = +6,75 \text{ см}$ подсчитали, приняв $K = 0,14$, $R = 6371 \text{ км}$, для расстояния $S = 1 \text{ км}$.

§ 59. ОПРЕДЕЛЕНИЕ КОЭФФИЦИЕНТА РЕФРАКЦИИ

Коэффициент рефракции обычно принимают равным 0,14. Однако, как уже известно (см. § 44), в зависимости от района и условий работ он может колебаться от 0,10 до 0,20. Если значение коэффициента рефракции принято для данного объекта работ ошибочно, то между прямыми и обратными превышениями обнаружатся расхождения систематического характера. В формуле превышения член $\frac{1-K}{2R} S^2$ всегда положителен, а поэтому всегда увеличивает положительное и уменьшает, обратное ему, отрицательное превышение. В силу этого погрешность в K скажется в систематическом расхождении прямых и обратных превышений. В этом случае необходимо уточнить величину коэффициента K , что вполне возможно выполнить.

Это можно сделать, определив отметки двух смежных A и B пунктов геометрическим нивелированием H_A и H_B . Кроме того, между пунктами A и B должны быть измерены обычной методикой зенитные расстояния. Превышение из геометрического нивелирования $h = H_A - H_B$ принимают за истинное.

Из известного уже уравнения

$$h = S \operatorname{ctg} z + \frac{S^2}{2R} - \frac{S^2}{2R} K + i - l$$

можно определить K

$$K = 1 - \frac{2R}{S^2} (h - S \operatorname{ctg} z - i + l).$$

Но обычно определяют не сам коэффициент K или C , а поправку к принятому при вычислении значению коэффициента Δ_C . Превышение между точками A и B будет равно из геодезического нивелирования: $h_{ab} = S \operatorname{ctg} z + CS^2 + i - l$, из геометрического нивелирования: $H_b - H_a = S \operatorname{ctg} z + (C + \Delta_C) S^2 + i - l$. Вычитая из второго равенства первое, будем иметь $H_b - H_a - h_{ab} = \Delta_C S^2$. Формула для определения поправки Δ_C будет иметь вид

$$\Delta_C = \frac{H_b - H_a - h_{ab}}{S^2}.$$

Поправка Δ_C может быть вычислена по результатам наблюдений прямого и обратного зенитных расстояний между пунктами, высоты которых не известны. В этом случае приходится считать, что расхождения между полученными значениями прямого h_{ab} и обратного h_{ba} превышения обусловлены только ошибочностью коэффициента C .

Исправленные превышения будут равны:

$$h_{ab} = h_{ab}^1 + \Delta_C S^2,$$

$$h_{ba} = h_{ba}^1 + \Delta_C S^2.$$

Суммируя равенства и учитывая, что $h_{ab} = -h_{ba}$, получим

$$\Delta_C = -\frac{h_{ab}^1 + h_{ba}^1}{2S^2},$$

h'_{ab} и h'_{ba} вычисляют по приведенной выше формуле геодезического нивелирования. За окончательное значение поправки Δ_C для данного района триангуляции принимают среднее из 20—25 ее значений, вычисленных по наиболее длинным сторонам, вне зависимости от того, вычислена она по данным геометрического или геодезического нивелирования.

§ 60. ТОЧНОСТЬ ГЕОДЕЗИЧЕСКОГО НИВЕЛИРОВАНИЯ

Погрешность в превышениях, определяемых геодезическим нивелированием, практически можно считать возникающей только от погрешностей в измерении зенитных расстояний и в коэффициенте рефракции. Величины S , R , i и l , входящие в формулу вычисления превышений, можно считать безошибочными. Для того чтобы выяснить, как влияют на точность превышения погрешности зенитного расстояния и коэффициента рефракции, применим к уравнению

$$h = S \operatorname{ctg} z + \frac{1-K}{2R} S^2 + i - l$$

формулу средней квадратической погрешности функции общего вида

$$m_h^2 = \frac{S^2}{\sin^4 z} m_z^2 + \frac{S^4}{4R^2} m_K^2,$$

где m_h , m_z и m_K — соответственно средние квадратические погрешности превышения, зенитного расстояния и коэффициента рефракции.

Вследствие близости z в триангуляции к 90° полагаем $\sin z = 1$. Среднюю квадратическую погрешность зенитного расстояния выразим в секундах дуги, тогда последнее равенство примет вид

$$m_h^2 = \frac{S^2}{\rho''^2} m_z^2 + \frac{S^4}{4R^2} m_K^2.$$

Последнее уравнение показывает, что влияние погрешности в определении зенитных расстояний m_z на точность превышений прямо пропорционально длинам сторон; влияние погрешности коэффициента рефракции m_K возрастает прямо пропорционально квадратам длин сторон.

Приняв для близполуденного времени $m_z = \pm 3''$, а $m_K = \pm 0,03$, нетрудно получить данные для оценки точности геодезического нивелирования (табл. 19).

Т а б л и ц а 19

Оценка точности геодезического нивелирования

Длина луча визиро- вания S в км	Члены формулы			Длина луча визиро- вания S в км	Члены формулы		
	$\frac{S}{\rho''} m_z$ в см	$\frac{S^2}{2R} m_K$ в см	m_h в см		$\frac{S}{\rho''} m_z$ в см	$\frac{S^2}{2R} m_K$ в см	m_h в см
2	3	1	3	8	12	16	20
4	6	4	7	10	15	25	29
6	9	9	13	20	29	95	99

Из табл. 19 следует сделать выводы:

1) при расстояниях, меньше 6 км влияние погрешности наблюдений больше влияния погрешности рефракции (погрешности коэффициента K);

2) при расстояниях свыше 6 км влияние погрешности рефракции становится больше влияния погрешности наблюдений;

3) с увеличением расстояния влияние погрешности рефракции возрастает очень быстро;

4) при расстояниях свыше 10 км влияние погрешности рефракции становится подавляющим.

Практически превышения и высоты пунктов получаются точнее. Нами принято $m_K = \pm 0,03$, считая для принятого среднего значения $K = 0,14$. Для каждого района триангуляции имеется возможность уточнить коэффициент рефракции (см. § 59).

Высоты пунктов получают не из одного превышения, а как среднее весовое из ряда, как правило, прямых и обратных (в три-

ангуляции зенитные расстояния измеряют на обоих концах каждого направления) независимых друг от друга определений. Кроме того, высоты уравнивают.

Таким образом, даже при больших расстояниях (близких 20 км) высоты пунктов из геодезического нивелирования можно получать достаточно надежно с погрешностью только в дециметрах. Вряд ли можно ожидать погрешности в высотах пунктов более 0,4—0,5 м.

При расчетах точности геодезического нивелирования было принято, что величины i — высота теодолита и l — высота визирной цели безошибочны. Погрешность в определении i и l полностью и прямо входит в определяемые превышения. Грубая погрешность в величинах i и l не всегда обнаруживается при вычислении высот пунктов. Например, высота визирного цилиндра уединенного пункта определена с грубой погрешностью, равной 2 м. И с какого бы числа пунктов не определялась высота этого уединенного пункта, его высота будет получена с погрешностью 2 м. При этом его высоты из ряда, казалось бы, независимых определений с соседних пунктов могут отлично сходиться. Это одна из слабых сторон геодезического нивелирования (особенно одностороннего).

Определять коэффициент рефракции или поправку к нему по коротким сторонам не следует, так как при этом погрешность измерения зенитных расстояний существенно влияет на коэффициент рефракции.

§ 61. ОПРЕДЕЛЕНИЕ ВЫСОТЫ ТЕОДОЛИТА И ВИЗИРНОЙ ЦЕЛИ НАД ЦЕНТРОМ ПУНКТА

На каждом пункте триангуляции дважды в разное время тщательно измеряют высоты горизонтальной оси теодолита и верхнего среза визирного цилиндра над маркой верхнего подземного центра. Оба измерения записывают в журнале измерения зенитных расстояний. На сигналах определяют не высоты горизонтальной оси теодолита, а высоты верхней поверхности столика. Высоты верхнего среза визирного цилиндра и поверхности столика (на сигналах) выписывают в каталог координат пунктов; они служат впоследствии для определения превышений и высоты из геодезического нивелирования пунктов сетей сгущения и съемочного обоснования. Высоту горизонтальной оси теодолита над поверхностью столика измеряют один раз, так как она практически остается постоянной на всех знаках.

Для знаков высотой менее 20 м высоты можно измерять 20-метровой металлической рулеткой или лентой. Для знаков высотой более 20 м высоты определяют аналитическим способом.

Расхождения между результатами измерений или двух определений высоты знаков (i и l) не должны превышать 10 см. В противном случае производят третье измерение высоты знака. За

окончательное значение высот берут среднее из двух определений.

Аналитическое определение высот выполняют тем же вспомогательным теодолитом, которым определяют элементы приведения.

От центра знака C (рис. 83) отмеряют 20-метровой стальной лентой линию D длиной, равной, примерно, двойной высоте знака. На конце линии D в точке A устанавливают вспомогательный теодолит, приводят его ось вращения в отвесное положение и

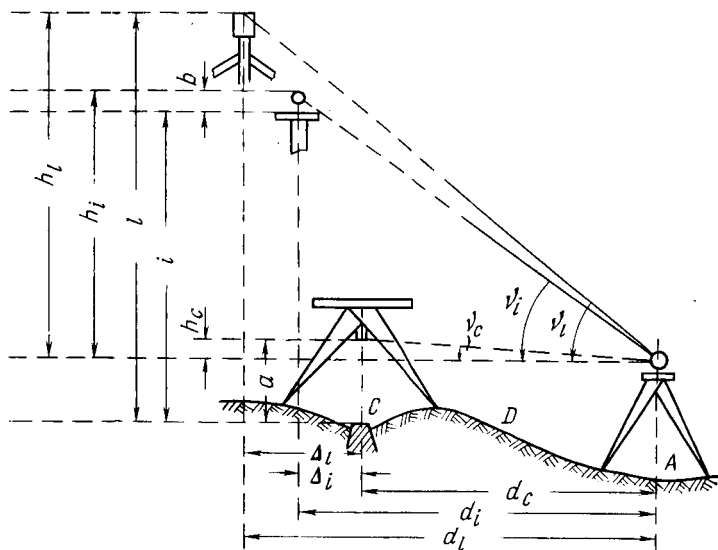


Рис. 83

измеряют одним приемом вертикальные углы: v_l — на верх визирного цилиндра, v_i — на верх центрира, выставленного на столике знака, v_c — на мензулу, поставленную над центром знака.

Если линия D имеет наклон более $1,5^\circ$, то нужно еще измерить угол наклона для приведения ее к горизонту. Если наклон незначителен, то $D = d_c$.

При измерении вертикальных углов v_l , v_i и v_c нельзя наводить горизонтальную нить зрительной трубы теодолита на срезы визирного цилиндра, столика, мензулы. Такое наведение обязательно приводит к увеличению вертикальных углов и определяемых высот, как это показано на рис. 84. Погрешность в высоте d_i столика зависит от его радиуса и длины линии D , чем дальше инструмент поставлен от пункта, тем меньше будет погрешность d_i .

В настоящее время на знаках устанавливают малофазные визирные цилиндры. Это позволяет просматривать между планок

цилиндра его болванку, на верхний срез которой и нужно наводить горизонтальную нить при измерении вертикальных углов. На столике знака, в центре стоянки теодолита для этой же цели выставляют центрир (простейший центрир — карандаш с воткнутой в него иглой). На мензуре над центром находят какую-нибудь точку, которую и используют для наведения горизонтальной нити трубы теодолита. Удобно за такую точку принимать, например, нижний срез станкового винта мензулы.

Кроме линии D , угла наклона этой линии, если он есть, вертикальных углов v_l , v_i и v_c , нужно на пункте измерить (с точностью до сантиметра): высоту горизонтальной оси теодолита над поверхностью столика, верха центрира b над поверхностью столика,

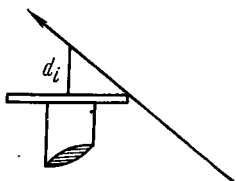


Рис. 84

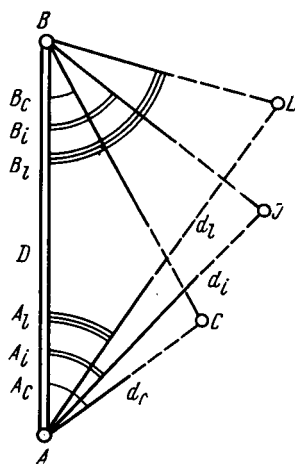


Рис. 85

высоту a точки визирования на мензуре по отвесной линии над маркой верхнего центра.

Высота i столика над центром пункта, согласно рис. 83, равна

$$i = h_i - h_c + a - b,$$

где $h_i = d_i \operatorname{tg} v_i$ и $h_c = d_c \operatorname{tg} v_c$, в свою очередь $d_c = D \cos v$ (если v более $1,5^\circ$), $d_i = d_c + \Delta_i$, где Δ_i — поправка за наличие центрировки. Поправку Δ_i получают графически на центрировочном листе; она равна проекции линейного элемента центрировки l на линию базиса (последнюю прочерчивают на центрировочном листе).

Высота l верха визирного цилиндра над центром пункта, согласно рис. 83, равна

$$l = h_l - h_c + a,$$

где $h_l = d_l \operatorname{tg} v_l$, $d_l = d_c + \Delta_l$ и Δ_l — поправка за наличие редукции, определяемая так же, как поправка Δ_i .

Второе определение высот знака производится аналогично, но с другого базиса D_1 .

Если сигнал расположен так, что от его центра нельзя откладывать и измерять расстояния до точек установки теодолита, или на сигнале одновременно с определением его высоты не определяют

элементы приведения, в силу чего нельзя получить поправки Δ_i и Δ_j , то для получения расстояний d_c , d_i и d_l в стороне сигнала разбивают вспомогательный базис $AB = D$ (рис. 85). Кроме вертикальных углов v_c , v_i и v_l , определяемых на одном конце базиса (на рис. 85 их определяли на точке A), на обоих концах базиса измеряют горизонтальные углы A_c , A_i , A_l , B_c , B_i и B_l способом направлений одним приемом. По этим углам и измеренной длине базиса решают треугольники и находят расстояния d_c , d_i и d_l . Если базис имеет угол наклона, то предварительно, до вычислений, его длину надо привести к горизонту. Второе определение высот знака производят с другого базиса. Все полевые измерения для определения высоты знака — измерение базисов, горизонтальных углов, углов наклона, величин a и b , а также необходимые вычисления записывают в журнал измерения зенитных расстояний, на специально для этого отведенных местах.

§ 62. ПОЛЕВЫЕ ВЫЧИСЛЕНИЯ И ПОЛЕВОЙ КОНТРОЛЬ

Нужно на каждом пункте не только выполнить полностью все работы, но и своевременно проконтролировать их. Поверку всегда надо стремиться выполнить в процессе работы на пункте до переезда на следующие пункты. Исправление обнаруженных погрешностей может потребовать минуты, в худшем случае нескольких часов. Для возвращения на пункт, при несвоевременном контроле, требуется много времени, иногда несколько дней.

В процессе работы на пункте наблюдательная бригада обязана:

1. Проверить журналы измерения горизонтальных углов и зенитных расстояний. Качество записей и правильность вычислений наблюдатель проверяет непосредственно по журналу, помощник наблюдателя проверяет журналы по контрольной ведомости.

Контрольную ведомость ведут на отдельных листах бумаги для проверки приведенных к нулю направлений (по способу Струве) или средних значений углов (по способу Шрейбера), вычисляя их не так, как они вычислены в журналах измерений.

Пример контрольных ведомостей для приемов, приведенных в табл. 14 и 15, дан в табл. 20 и 21.

Если (см. табл. 20) значения в градусах $\frac{КЛ + КП}{2}$ начинают убывать (в нашем примере для направления на Еремино и Осинки), то при вычислении направлений, приведенных к нулю, к ним надо прибавлять 180° . Если из последующего направления (см. табл. 21) не вычитается предыдущее, то к нему нужно прибавить 180° .

Контрольную ведомость по окончании проверки считывают с журналом. Если в приведенных направлениях или средних значениях углов между их значениями в журнале и контрольной ведомости обнаруживают разницу более $0,1''$ (возможная за счет округлений), то вычисление этого приема проверяют заново и в журнале, и в ведомости. Ошибочные значения зачеркивают и над ними выписывают правильные.

Контрольная ведомость для способа круговых приемов

Направление	Сумма от- счетов по лимбу КП + КЛ	Сумма от- счетов по микрометру		$\frac{a_1 + a_2}{2}$	$\frac{\text{КЛ} + \text{КП}}{2}$ σ	Значение направлений
		a_1	a_2			
Горки	180° 00'	85,5"	85,5"	85,5"	90° 00' 42,8" 0,0	0° 00' 00,0"
Гусевка	442 100	09,1	09,7	09,4	221 50 04,7 +0,1	131 49 22,0
Еремино	300 68	56,7	57,3	57,0	150 34 28,5 +0,2	240 33 45,9
Осинки	420 20	08,3	09,3	08,8	210 10 04,4 +0,3	300 09 21,9
Горки	180 00	84,6	85,0	84,8	90 00 42,4 +0,4	

Среднее = -0,4"

Т а б л и ц а 21

Контрольная ведомость для углов, измеренных во всех комбинациях

Угол, прием	№ на- правле- ния	КЛ + КП			$\frac{\text{КЛ} + \text{КП}}{2}$	Среднее значение угла
		отсчеты по лимбу	отсчеты по микрометру			
			a_1	a_2		
I—3	1	286° 32'	39,6"	40,6"	143° 16' 20,1"	151° 11' 04,3"
III	3	228 54	48,8	48,8	114 27 24,4	

2. По проверенным журналам составить ведомости уравнивания направлений и средних зенитных расстояний. Ведомость составляют на стандартных бланках аккуратно чернилами в двух экземплярах. В ведомости выписывают результаты всех и с п о л н е н н ы х и з а к о н ч е н н ы х п р и е м о в в порядке их номеров. Приемы, не принятые в обработку, вычеркивают красными чернилами. Один экземпляр сводки составляет наблюдатель, другой — помощник. Два экземпляра ведомости считывают. Примеры составления ведомостей приведены в § 65.

В ведомостях по уклонениям результатов измерений от их средних арифметических значений производится предварительная оценка точности.

Оценка точности наблюдений при применении способа круговых приемов производится по формуле Петерса:

$$\mu^1 = \pm 1,25 \frac{[|v|]}{\sqrt{m(m-1)}},$$

где μ^1 — средняя квадратическая погрешность оцениваемого направления, измеренного одним приемом; $[|v|]$ — сумма абсолютных значений уклонений результатов измерений каждого приема от среднего арифметического из результатов всех приемов, принятых в обработку; m — число приемов.

Однако нас интересуют не средние квадратические погрешности каждого направления, а среднее значение средних квадратических погрешностей всех направлений на станции μ . Очевидно, $\mu = \frac{\sum \mu^1}{n}$, где n — число направлений, считая и начальное.

Подставив в эту последнюю формулу значение μ' , получим выражение для средней квадратической погрешности направления на станции, измеренного одним приемом:

$$\mu = \pm 1,25 \frac{\sum [|v|]}{n \sqrt{m(m-1)}}.$$

Множитель $\frac{1,25}{\sqrt{m(m-1)}}$ обозначают буквой K . Тогда формула примет вид

$$\mu = \pm K \frac{\sum [|v|]}{n}.$$

В зависимости от числа приемов коэффициент K имеет значения: при $m = 6$ $K = 0,23$; при $m = 9$ $K = 0,15$; при $m = 12$ $K = 0,11$ и при $m = 15$ $K = 0,09$.

Среднюю квадратическую погрешность уравнированного на станции направления, т. е. погрешность среднего значения направления, выведенного из m приемов, вычисляют по формуле

$$M = \pm \frac{\mu}{\sqrt{m}}.$$

Оценку точности наблюдений на станции при применении способа измерения углов во всех комбинациях производят по разностям между средним арифметическим значением измеренного угла из m приемов и его значением, полученным в результате уравнивания на станции. Среднюю квадратическую погрешность угла μ' , измеренного m приемами, можно вычислить по формуле

$$\mu^1 = \sqrt{\frac{[v^2]}{r}},$$

где r — число избыточно измеренных углов (измерений), а v — указанные разности.

При n направлениях на станции измеряют $\frac{n(n-1)}{2}$ углов.

Необходимое количество углов, которые надо измерить на станции, равно $n-1$. Отсюда легко вывести значение r

$$r = \frac{n(n-1)}{2} - (n-1) = \frac{n(n-1) - 2(n-1)}{2} = \frac{(n-1)(n-2)}{2}.$$

Подставляя полученное значение r в формулу, получаем

$$\mu^1 = \sqrt{\frac{2[v^2]}{(n-1)(n-2)}}.$$

Средняя квадратическая погрешность угла, измеренного одним приемом, $\mu = \pm \mu' \sqrt{m}$, где m — число приемов. Тогда, подставив значение μ' , получим

$$\mu = \sqrt{\frac{2m[v^2]}{(n-1)(n-2)}}.$$

Вес направления, уравненного на станции, равен mn . Тогда средняя квадратическая погрешность направления, уравненного на станции, определится формулой

$$M = \pm \frac{\mu}{\sqrt{mn}}.$$

Средние квадратические погрешности уравненных на станции направлений, подсчитанные по расхождениям на станции, служат характеристикой точности наблюдений на данном пункте при определенных для данного пункта условиях измерений. Средние квадратические погрешности направлений и подсчитанные по ним средние квадратические погрешности измеренных и уравненных на станции углов зависят от случайных погрешностей наведения, отсчета, погрешностей приборов, внешней среды и др. Они отражают условия наблюдений только на станции, но не отражают погрешностей совокупности условий наблюдений на различных пунктах.

Для суждения о точности приведенных наблюдений необходимо знать невязки треугольников и подсчитанные по ним средние квадратические погрешности углов. Средние квадратические погрешности углов, подсчитанные по невязкам треугольников (об их подсчете ниже), отражают условия наблюдений на различных пунктах и поэтому дают более правильное суждение о точности произведенных наблюдений. Они зависят не только от случайных погрешностей на станции, но и от неточного определения элементов приведения, влияния боковой рефракции, систематических инструментальных погрешностей, погрешностей, вызванных явлением фаз, и др. Средние квадратические погрешности углов, подсчитанные по невязкам треугольников, обычно в два раза (для городских триангуляций в 1,5 раза) больше средних квадратических погрешностей углов, подсчитанных по расхождениям на станциях.

3. Произвести проверку листов графического определения элементов приведений — их полноту, величины линейных и угловых элементов центрировки и редукции и, наконец, соблюдение допусков как в каждом определении, так и между повторными определениями.

4. Выписать в таблицу элементов приведения проверенные значения элементов центрировок и редукции (см. главу VII, § 65).

Из таблицы осредненные элементы приведения выписывают в составленные ведомости уравнивания направлений и углов.

5. Вычислить поправки за центрировку и редукцию: s и r . Эти поправки определяют любым приближенным способом (по номограммам, таблицам и т. д.), обеспечивающих точность вычислений в пределах до $0,2''$. В полевых условиях наиболее удобно и быстро определять поправки, пользуясь номограммой под названием «транспортир наблюдателя». Поправки за центрировку и редукцию вычисляют в две руки наблюдателем и помощником. Расстояние между пунктами S берется с карт, на которых нанесены пункты триангуляции, с точностью до $0,1$ км.

Вычисленные поправки вводят в средние измеренные и уравненные на станции направления (в ведомостях), получая направления, приведенные к центрам (см. главу VII).

6. Вычислить и проверить вычисления высот знаков (i и l), определенных аналитическим способом. Вычисления производят на специально для этого отведенных страницах журналов измерения зенитных расстояний. Среднее значение из двух определений высот знака выписывают в соответствующие графы журналов измерения горизонтальных углов и направлений, зенитных расстояний и в ведомости.

7. Подсчитывать невязки по мере замыкания треугольников. Данные для замыкания треугольников (направления, приведенные к центрам, или средние и уравненные на станции направления и таблицу элементов приведения) с пунктов, отнаблюдаемых смежными наблюдателями, привозит и передает наблюдателю начальник партии.

Предельные значения невязок треугольников не должны превышать: $3''$ — в триангуляции 1 класса, $4''$ — 2 класса, $6''$ — 3 класса, $8''$ — 4 класса, $20''$ — 1 разряда и $40''$ — 2 разряда. Невязки, величина которых более $\frac{2}{3}$ предельных значений, должны быть очень редким исключением.

8. Вычислять по мере замыкания треугольников и подсчета их невязок среднюю квадратическую погрешность измеренного угла, подсчитанную по невязкам треугольников. В триангуляции точность угловых измерений определяется средней квадратической погрешностью измеренного угла, подсчитанной по невязкам треугольников. Среднюю квадратическую погрешность измеренного угла вычисляют по формуле Ферреро

$$m = \sqrt{\frac{[w^2]}{3n}},$$

где $[w^2]$ — сумма квадратов невязок треугольников; n — число треугольников.

Среднюю квадратическую погрешность угла подсчитывают отдельно по каждому классу триангуляции.

Как известно, средняя квадратическая погрешность измеренного угла по невязкам треугольников не должна превышать:

$\pm 0,7''$	в триангуляции	1 класса
$\pm 1,0''$	»	2 »
$\pm 1,5''$	»	3 »
$\pm 2,0''$	»	4 »
$\pm 5,0''$	»	1 разряда
$\pm 10,0''$	»	2 »

Невязки треугольников являются результатами случайных погрешностей наблюдений и носят характер этих погрешностей. Из теории погрешностей измерений известны свойства случайных погрешностей. Одно из них заключается в том, что малые по абсолютной величине погрешности встречаются чаще больших и наибольшее число погрешностей близко или равно нулю. Поэтому существенно важно не только и не столько допустимость невязок треугольников, но и их абсолютные значения.

Например, замкнулось десять треугольников 2 класса. Предположим, что все треугольники имеют равную (для простоты подсчета) невязку $\pm 2''$, т. е. 50% допустимой величины ($\pm 4''$). Средняя квадратическая погрешность измеренного угла будет равна $\sqrt{\frac{40}{30}} = \sqrt{1,33} = \pm 1,15''$ при допустимой $\pm 1,00''$. Наблюдения выполнены недоброкачественно.

Приведем другой пример. Замкнулось 100 треугольников 3 класса. Предположим, все треугольники имеют равные невязки $\pm 3''$, т. е. также 50% допустимой величины ($\pm 6''$). Средняя квадратическая погрешность измеренного угла равна в этом случае $\pm 1,73''$, а допустимая $\pm 1,5''$.

Чтобы получить заданную каждому классу триангуляции точность, абсолютные величины невязок должны распределиться согласно данным, приведенным в табл. 22.

Т а б л и ц а 22

Процент количества невязок от общего числа	Абсолютные величины невязок		
	2 класса	3 класса	4 класса
45	Менее $1,0''$	Менее $1,5''$	Менее $2,0''$
32	От $1,0''$ до $2,0''$	От $1,5''$ до $3,0''$	От $2,0''$ до $4,0''$
17	От $2,0''$ до $3,0''$	От $3,0''$ до $4,5''$	От $4,0''$ до $6,0''$
6	Свыше $3,0''$	Свыше $4,5''$	Свыше $6,0''$

Но при таком распределении невязок мы получим только предельно допустимую точность. Чтобы получить среднюю квадратическую погрешность измеренного угла точнее, например во

2 классе порядка $\pm 0,70'' - 0,75''$, а в 3 $\pm 1,00'' - 1,10''$ (практически такие средние квадратические погрешности получают в производстве), распределение невязок должно быть соответственно 60, 30,9 и 1%.

В триангуляции 1 и 2 классов, когда невязки треугольников превосходят $2/3$ предельного значения и особенно когда эти невязки отрицательные, необходимо вычислить сферические избытки ϵ треугольников. (При предварительных вычислениях сферические избытки вычисляют для всех треугольников.) Известно, что невязки сферических треугольников w равны разности между суммой измеренных его углов $\sum \beta$ и теоретической суммой и сферическим избытком $w = \sum \beta - (180^\circ + \epsilon)$. При больших сторонах треугольников сферический избыток может достигать секунды и более. В силу этого без его учета может создаться неверное представление о величинах полученных невязок, если невязки треугольников подсчитать, как разности суммы углов и 180° .

Сферический избыток треугольников вычисляется по одной из формул:

$$\epsilon = fab \sin C,$$

$$\epsilon = fac \sin B,$$

$$\epsilon = fbc \sin A,$$

где a , b и c — стороны треугольника в км, взятые до 0,1 км; C , B и A — углы треугольника, округленные до минут; $f = 0,0025$.

Все полевые вычисления нужно производить с установленной точностью. Так, значение измеренных горизонтальных углов и направлений в отдельных приемах во всех классах триангуляции вычисляют до $0,1''$; место зенита и зенитные расстояния в отдельных приемах — до $1,0''$; средние значения углов или направлений (в ведомостях) в триангуляции 1 и 2 классов — до $0,01''$; в триангуляции 3 и 4 классов — до $0,1''$; направления на ориентирные пункты — до $1,0''$, высота знаков — до $0,01$ м; элементы приведения, определенные аналитически: линейные — до $0,001$ м; угловые — до $0,1'$.

§ 63. СВЕДЕНИЯ ПО ОРГАНИЗАЦИИ НАБЛЮДЕНИЙ

При организации угломерных измерений нужно исходить из того, что собственно наблюдения (измерение горизонтальных углов и зенитных расстояний) занимают всего 28—29% времени от общего времени, необходимого для наблюдения пункта. Остальные 71—72% времени затрачивают на подготовительно-заключительные работы, обслуживание рабочего места, вспомогательные работы (отыскание направлений, определение элементов приведения, измерение расстояния до ОРП и т. д.), вычислительные работы и ожидание видимости.

Вести наблюдения можно при хорошей и удовлетворительной видимости; остальные работы на пункте практически выполнимы при любых условиях. Видимость бывает далеко не всегда и не каждый день. При правильной организации работы наблюдатель не упускает ни одной минуты видимости. При отсутствии видимости нужно форсировать все остальные работы на пункте, чтобы они не задерживали наблюдателя на пункте после окончания наблюдений.

Успех в работе зависит от правильного выбора наблюдателем способа наблюдений. Выбор способа измерений горизонтальных направлений зависит от условий видимости, количества направлений, подлежащих наблюдению, и качества знака. Не меньшее значение имеет своевременный и полный контроль работ на пункте.

В наблюдениях опасны так называемые «прострелы», когда вместо предусмотренного схемой триангуляции направления с данного пункта ошибочно наблюдают другое направление. Они обнаруживаются только при замыкании треугольников. Часто пункты, далекие, не связанные направлением с наблюдаемым пунктом, проектируются на небо и видны значительно лучше ближних пунктов, которые нужно наблюдать. Ближние пункты могут проектироваться на дальний горизонт, на лес и т. п. «Прострел» наиболее вероятен, когда ближний пункт, подлежащий наблюдению, и дальний находятся в створе или близко к нему (в пределах 5—6°). «Прострел» возможен из-за отсутствия видимости по нужному направлению.

Во избежание «прострелов» нужно до наблюдений на пункте изучить схему триангуляции и к направлениям, имеющим створные пункты, при их отыскании относиться весьма внимательно. Кроме того, необходимо изучить карту, чтобы знать, на что будут проектироваться пункты, подлежащие наблюдению.

О расстоянии до пунктов, которые известны по схеме или карте, можно судить по величине изображений знаков в трубе теодолита. Судить о величине расстояний до пунктов можно методом сравнения. Направления на ряд пунктов наблюдатель обычно знает, расстояния до них известны.

Рекомендуется также в сомнительных случаях пользоваться простой табличкой, рассчитанной по формуле

$$S = \frac{h}{\operatorname{tg} \alpha},$$

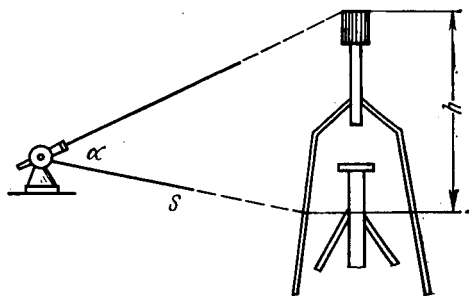


Рис. 86

где S — расстояние между пунктами; h — величина какой-то части сигнала, заранее известная, и α — угол, измеренный по вертикальному кругу (рис. 86). Так, обычно расстояние от пола наблюдательной площадки до верха визирного цилиндра на сигналах равно 4,6 м. Тогда для разных расстояний можно подсчитать угол (табл. 23).

Т а б л и ц а 23

Связь измеренного угла с расстоянием при $h = 4,6$ м

Измеренный угол	Расстояние до пункта в км	Измеренный угол	Расстояние до пункта в км
2' 39"	6	1° 17"	12
2 00	8	1 04	15
1 36	10	0 48	20

Например, до пункта, который надо наблюдать, 8 км (расстояние установлено по схеме или по карте). Измеренный угол α получился равным $0^{\circ} 01' 01''$. До найденного пункта (по табл. 23) 16 км. Значит найден не тот пункт, который надо наблюдать.

ПРЕДВАРИТЕЛЬНЫЕ ВЫЧИСЛЕНИЯ В ТРИАНГУЛЯЦИИ И ВЫЧИСЛЕНИЕ РАБОЧИХ КООРДИНАТ

§ 64. ЦЕЛЬ, СОДЕРЖАНИЕ И ПОСЛЕДОВАТЕЛЬНОСТЬ ПРЕДВАРИТЕЛЬНЫХ ВЫЧИСЛЕНИЙ

Цель предварительных вычислений в триангуляции — это определение полноты и качества полевых измерений, соответствия их требованиям инструкции, вычисление рабочих координат и отметок пунктов и подготовка результатов измерений для уравнивания триангуляции на плоскости.

Приближенные вычисления выполняют на основе исходных данных, подготавливаемых еще до начала работ на вновь создаваемом объекте сети. Такими исходными данными являются координаты Гаусса (плоские прямоугольные) пунктов и редуцированная на плоскость длина базисной стороны или длины сторон треугольников триангуляции высшего класса и их дирекционные углы.

О подготовке исходных данных сказано в гл. IX.

Предварительные вычисления в триангуляции можно разделить на две части. Первая часть, выполняемая при обработке первичных документов (полевых журналов), и вторая часть — это основные предварительные вычисления.

Как было указано в гл. IV, предварительные вычисления начинаются наблюдатель еще во время полевой работы на пункте. В это время он делает:

- 1) проверку, обработку и оформление журналов измерения углов (направлений) и зенитных расстояний;
- 2) вычисление элементов приведения, определенных аналитически, и вычисление горизонтальных расстояний до ориентирных пунктов;
- 3) вычисление высот знаков, определенных аналитически;
- 4) составление ведомости уравнивания углов и направлений и ведомость вычисления средних зенитных расстояний;
- 5) вычисление поправки в направления за центрировку и редукцию и сферические избытки;
- 6) первоначальный контроль качества измерений, подсчитывая невязки в треугольниках и свободные члены полюсных условных уравнений.

Материалы этих вычислений поступают в камеральную группу экспедиции, где они выборочно проверяются, а ведомости, указанные в п. 4, составляют заново, во вторую руку, и делают

в них все вычисления. В камеральной группе делают и окончательный контроль и оценку точности произведенных измерений.

На основе этих первичных вычислительных материалов составляют на каждый пункт «Сводку результатов измерений», которая является конечным документом первичной обработки и первой части предварительных вычислений и отправным документом второй части предварительных вычислений — основных предварительных вычислений.

Основные предварительные вычисления выполняют в настоящее время на электронно-вычислительных машинах. Однако в триангуляции, имеющей сравнительно небольшое число вновь определяемых пунктов, эти вычисления легко и с успехом можно выполнять на обыкновенных клавишных счетных машинах и арифмометрах. Применительно к вычислениям на таких счетных машинах и будут даны в дальнейшем схемы и формы вычислений.

В этих вычислениях делают следующее:

1) предварительное решение треугольников и вычисление их сферических избытков;

2) вычисление поправок в измеренные направления за центрировку и редукцию и получение приведенных к центрам знаков направлений;

3) вычисление поправок за уклонение отвесных линий, за высоту наблюдаемых целей над поверхностью эллипсоида, за переход от нормального сечения к геодезической линии, за кривизну изображения геодезических линий на плоскости в проекции Гаусса;

4) получение плоских, приведенных к центрам знаков направлений;

5) если на пункте направления измерены в нескольких группах, имеющих по два или более общих направления, делают совместное уравнивание этих групп измерений;

6) подсчитывают окончательно невязки треугольников и свободные члены полюсных условных уравнений.

В сетях сгущения еще вычисляют свободные члены базисных и азимутальных условных уравнений;

7) делают уравнивание высот пунктов и вычисление рабочих координат пунктов;

8) вычисляют ориентированные направления (дирекционные углы измеренных направлений).

§ 65. СОСТАВЛЕНИЕ ВЕДОМОСТЕЙ УРАВНИВАНИЯ УГЛОВ И НАПРАВЛЕНИЙ И ВЕДОМОСТИ СРЕДНИХ ЗЕНИТНЫХ РАССТОЯНИЙ. СВОДКА РЕЗУЛЬТАТОВ ИЗМЕРЕНИЙ

Ведомости уравнивания углов и направлений составляют отдельно на каждую группу измерений. В этих ведомостях кроме уравнивания углов и направлений вычисляют средние направления на ориентирные пункты и делают приведение элементов

центрировки и редукции к одному начальному направлению.

Рассмотрим составление ведомости при измерении горизонтальных углов способом во всех комбинациях. Схема направления показана на рис. 87.

Прежде всего выводят средние значения измеренных углов. Для этого из проверенных полевых журналов выписывают все результаты измерения каждого угла в полуприемах и вычисляют средние значения, не принимая во внимание (вычеркивая красным) первоначальные значения перенаблюдённых углов. В табл. 24 такие результаты взяты в скобки.

Получив средние значения углов, уравнивают углы на станции (табл. 25). Согласно правилу уравнивания, изложенному в гл. IV, вес непосредственно измеренного угла равен 2, а веса всех других значений этого же угла, полученных как разности или суммы двух непосредственно измеренных углов, равны 1, поэтому значение угла, полученное из непосредственного его измерения, выписывается два раза, а остальные значения этого угла — один раз. При такой выписке значений угла уравненное его значение получают как среднее арифметическое из всех выписанных для него значений.

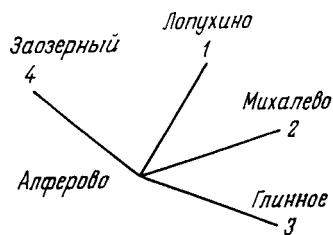


Рис. 87

Средняя квадратическая погрешность μ угла, полученного из одного приема, и средняя квадратическая погрешность M направления, уравненного на станции, равны

$$\mu = \pm \sqrt{\frac{2m \sum v^2}{(n-1)(n-2)}} = \pm 1,59'',$$

$$M = \pm \frac{\mu}{\sqrt{mn}} = \pm 0,28''.$$

Здесь n — число направлений; m — число приемов измерений.

Вычисление средних значений углов и их уравнивание выполняют на обратной стороне бланка ведомости. На лицевой стороне пишут: наименование пункта, дату измерений, характеристику знака, помещают схему измеренных направлений. Ниже выписывают измеренные элементы центрировки и делают приведение углов θ к одному из направлений, обычно к начальному (нулевому — А), пользуясь формулой $\theta_{\text{Аср}} = \frac{\theta_A + \theta_B - M_{AB}}{2}$, где M_{AB} — измеренный прибором угол. Эти вычисления показаны в табл. 26.

В самом низу на лицевой стороне помещают вычисление средних направлений на ориентирные пункты. Из полевого журнала

Вывод средних значений измеренных углов

Дата наблю- дений	№ приема	Визирная цель	Микро- метр	Установ- ка лимба	1 полу- прием	2 полу- прием	Среднее
Угол (1.2) (40° 28')							
2.VIII	1	в. ц.	П	0° 0'	8,3"	11,6"	10,0"
»	2	»	П	22 4	7,5	9,8	8,6
»	3	»	Л	45 8	7,6	6,7	7,2
»	4	»	Л	67 12	(12,2)	(11,8)	(12,0)
»	5	»	П	90 16	8,2	8,1	8,2
»	6	»	П	112 20	9,7	9,2	9,4
3.VIII	7	»	Л	135 24	11,4	8,3	9,8
»	8	»	Л	157 28	(5,8)	(4,0)	(4,9)
»	4 bis	»	Л	67 12	9,2	6,8	8,0
»	8 bis	»	Л	157 28	8,8	10,9	9,8
Среднее					8,84	8,92	8,88

Угол (1.3) (78° 18')							
2.VIII	1	в.ц.	П	8° 4'	20,7"	22,1"	21,4"
»	2	»	П	30 8	26,0	22,9	24,4
»	3	»	Л	53 12	23,9	20,4	22,2
»	4	»	Л	75 16	22,9	22,8	22,8
»	5	»	П	98 20	21,0	20,4	20,7
»	6	»	П	120 24	21,3	23,5	22,4
3.VIII	7	»	Л	135 28	22,8	18,0	20,4
»	8	»	Л	165 32	22,8	20,7	21,8
Среднее					22,69	21,35	22,01

и т. д. выписывают все углы и вычисляют средние.
Приводим для остальных углов их средние значения

Угол (1.4) (279° 39')						
			Среднее		5,60"	5,09" 5,36"

Угол (2.3) (37° 50')						
		Среднее	13,94	11,98	12,95	

Угол (2.4) (239° 10')						
			Среднее		55,81	56,66 56,24

Угол (3.4) (201° 20')					
			С р е д н е е		43,86 45,46 44,68

Уравнивание углов на станции

Углы	1.2	1.3	1.4	2.3	2.4	3.4
	40° 28'	78° 18'	279° 39'	37° 50'	239° 10'	201° 20'
Секунды	8,88	22,01	5,36	12,95	56,24	44,68
	8,88	22,01	5,36	12,95	56,24	44,68
	9,06	20,68	5,12	13,13	56,48	43,35
	9,12	21,83	6,69	11,56	57,63	43,29
Среднее	8,98	21,63	5,63	12,65	56,65	44,00
v	-0,10	+0,38	-0,27	+0,30	-0,41	+0,68

$$\sum v^2 = 0,9478$$

Т а б л и ц а 26

Приведение элемента центрировки θ к начальному направлению

Дата опреде- ления	l в мм	θ	На пункт	θ , приведенное к од- ному направлению		Направ- ления
				° ' "	на пункт	
2.VIII	56	23° 45'	Лопухино	23° 46'	Лопухино	0° 0'
3.VIII	52	64 15	Михалево	24 54	Лопухино	40 28
		24 45	Лопухино			
		65 30	Михалево			

выписывают значения направлений и для каждого направления вычисляют среднее арифметическое, как показано в табл. 27.

В дополнение к ведомостям составляют на каждом пункте «Таблицу элементов редукции». Эту таблицу оформляют точно так же, как таблицу приведения элементов центрировки, показанную нами в табл. 26. В нее вносят в хронологическом порядке элементы редукции l_1 и θ_1 , определенные на пункте в течение всего полевого сезона.

Если изменения положения проекции визирной цели относительно проекции центра пункта в течение полевого сезона различаются менее чем на 10 мм, то за окончательные величины элементов редукции принимают среднее из всех сделанных определений. В случае больших расхождений их осредняют по частям (так, чтобы расхождений больших 10 мм в этих частях не было) с пояснением в какое время (дату) брать то или другое значение.

Вычисление средних направлений на ориентирные пункты

№ приемов	Направления		Ориентирные пункты	
	Лопухино	Михалево	№ 1	№ 2
1	0° 0' 00"	40° 28' 08"	324° 45' 50"	339° 25' 50"
2	0	9	56	50
3	0	5	54	47
Среднее	0 0 0	40 28 07	324 45 53	339 25 49

При измерении направлений способом круговых приемов в ведомости уравнивания направлений вычисляют для всех измеренных с данного пункта направлений арифметические средние значения, которые и являются уравненными на станции направлениями (табл. 28).

Т а б л и ц а 28

Вывод средних направлений

Пункт Бор

Начальное направление на пункт Ушаково 0° 0' 0"

Дата	№ приема	Установка лимба	Направления						Наибольшие колебания	
			Дрозды		Отрадное		Тимофеевка		незамыкания	Л-П
			118°	56' v	156°	1' v	202°	17' v		
31. VII	1	0° 0'	59,2"	+0,3"	15,1"	-1,0"	22,2"	+0,4"	2,9"	2,0
»	2	20 10	57,1	-1,8	15,8	-0,3	21,5	-0,3	4,2	1,5
»	3	40 20	59,3	+0,4	16,7	+0,6	22,4	+0,6	2,7	4,2
»	4	60 30	60,5	+1,6	13,3	-2,8	18,7	-3,1	1,0	3,8
1. VIII	5	80 40	59,5	+0,6	18,4	+2,3	22,5	+0,7	1,9	1,8
»	6	100 50	60,5	+1,6	15,8	-0,3	23,3	+1,5	1,0	5,5
»	7	121 0	57,8	-1,1	19,4	+3,3	24,6	+2,8	3,9	2,0
»	8	141 10	57,3	-1,6	14,5	-1,6	20,7	-1,1	3,5	3,2
»	9	161 20	58,9	0	16,0	-0,1	20,4	-1,4	3,2	4,5
Среднее			58,9		16,1				21,8	
$\sum (+v)$				+4,5		+6,2		+6,0		
$\sum (-v)$				-4,5		-6,1		-5,9	$\sum v $	33,2"

Средняя квадратическая погрешность направления из одного приема μ и средняя квадратическая погрешность направления из m приемов M равны:

$$\mu = \pm K \frac{\sum |v|}{n}; K = 0,15; \mu = \pm 1,24''; n — \text{число направлений}$$

$$M = \pm \frac{\mu}{\sqrt{m}} = \pm 0,41''; n = 4; m = 9.$$

Лицевая сторона ведомости заполняется так же, как и при измерении углов во всех комбинациях.

Вычисление средних зенитных расстояний (табл. 29) заключается в получении для каждого измеренного с данного пункта зенитного расстояния арифметического среднего значения из всех принятых в обработку измерений.

Т а б л и ц а 29

Вычисление средних зенитных расстояний [пункт Отрядное]

Пункты	Зенитные расстояния			
	Бор	Ушаково	Дрозды	Тимофеевка
Место наведения	в. ц.	в. ц.	ст. ин.	в. ц.
Приемы				
I	89° 50' 39"	89° 43' 49"	89° 45' 15"	89° 58' 30"
II	38	57	17	25
III	41	52	12	23
IV	34	55	19	26
Среднее	89 50 38	89 43 53	89 45 16	89 58 26

На лицевой стороне бланка ведомости вычисления средних зенитных расстояний выписывают: наименование пункта, дату измерений, высоты над верхней маркой центра: верха визирной цели, столика для инструмента, горизонтальной оси инструмента.

После составления «Ведомостей» составляют на каждый пункт на основании первичных документов «Сводку результатов измерений», в которую вносят результаты сделанных на пункте измерений и исходные величины. Сводка результатов измерений является информационным документом для выполнения дальнейших предварительных вычислений на ЭВМ.

§ 66. ПРЕДВАРИТЕЛЬНОЕ РЕШЕНИЕ ТРЕУГОЛЬНИКОВ И ВЫЧИСЛЕНИЕ ИХ СФЕРИЧЕСКИХ ИЗЫТКОВ

Основные предварительные вычисления начинают с предварительного решения треугольников.

В гл. IV указано, что при наблюдениях на пунктах триангуляции установить инструмент точно над центром знака, а также визировать по направлению точно на центр знака, как правило,

Измеренные на пунктах направления и элементы приведения

№ направлений	Пункты	Измеренные направления	Элементы приведения
I. Васино			
1—II	Комарово	0° 0' 0,00"	$l = 0,075$ м; $\theta_K = 280^\circ 15'$
1—2	Ивы	58 29 47,90	
1—1	Пески	118 23 59,38	$l_1 = 0,062$ м; $\theta_{1K} = 75^\circ 0'$
II. Комарово			
II—1	Васино	0 0 0,00	$l = 0,034$ м; $\theta_B = 190^\circ 15'$
II—3	Заречье	289 37 20,42	
II—2	Ивы	327 15 55,18	$l_1 = 0,055$ м; $\theta_{1B} = 210^\circ 45'$
1. Пески			
1—1	Васино	0 0 0,00	$l = 0,045$; $\theta_B = 184^\circ 45'$
1—2	Ивы	40 25 2,17	
1—4	Каменка	106 42 52,37	$l_1 = 0,057$; $\theta_{1B} = 109^\circ 15'$
2. Ивы			
2—1	Васино	0 0 0,00	
2—II	Комарово	88 46 6,15	$l = 0$ $\theta = 0$
2—3	Заречье	148 43 56,72	
2—4	Каменка	233 28 57,00	$l_1 = 0$ $\theta_1 = 0$
2—1	Пески	280 19 13,30	
3. Заречье			
3—II	Комарово	3 0 0,00	$l = 0,112$ м; $\theta_K = 154^\circ 15'$
3—4	Каменка	220 19 18,74	
3—2	Ивы	277 36 21,44	$l_1 = 0$ $\theta_1 = 0$
4. Каменка			
4—1	Пески	0 0 0,00	$l = 0$ $\theta = 0$
4—2	Ивы	66 51 54,70	
4—3	Заречье	104 49 49,70	$l_1 = 0,093$; $\theta_{1II} = 301^\circ 0'$

Предварительное решение треугольников $f = 0,00253$

№ треугольников	Вершины	Измеренные углы	sin углов	Стороны треугольников в м	Сферический избыток
1	Ивы Комарово Васино	88° 46' 06"	22632		0,60"
		32 44 05	0,99977	22 627	
		58 29 48	0,54075	12 238	
			0,85261	19 296	
2	Заречье Ивы Комарово	179 59 59			0,50
		82 23 39	19467		
		59 57 51	0,99121	19 296	
		37 38 35	0,86571	16 853	
		180 00 05	0,61074	11 889	

и т. д. решают все треугольники

**§ 67. ВЫЧИСЛЕНИЕ ПОПРАВОК В НАПРАВЛЕНИЯ
ЗА ЦЕНТРИРОВКУ И РЕДУКЦИЮ. ПОПРАВКИ
ЗА УКЛОНЕНИЕ ОТВЕСНЫХ ЛИНИЙ
И ЗА ВЫСОТУ НАБЛЮДАЕМОЙ ЦЕЛИ**

Поправки c и r в направлении за центрировку и редукцию вычисляют по таблицам натуральных значений тригонометрических функций или по специальным таблицам. Весьма удобными для этих вычислений являются таблицы Д. А. Ларина. В них даны величины

$$K = 0,01\rho'' \sin(M + \theta) \text{ и } K_1 = 0,01\rho'' \sin(M + \theta_1),$$

с которыми формулы для вычисления поправок c и r принимают вид

$$c'' = K \frac{l}{S},$$

$$r'' = K_1 \frac{l_1}{S}.$$

Здесь расстояние S должно быть выражено в сотнях метров.

Вычисления по натуральным значениям тригонометрических функций приведены в табл. 33, по таблицам Д. А. Ларина — в табл. 34.

Т а б л и ц а 33

**Вычисление поправок в направления за центрировку
и редукцию**

п. II. Комарово

Направления	c''	$l\rho'' = 7013$ $M + \theta$	S	$l_1\rho'' = 11\,345$ $M + \theta_1$	r''
1. Васино	—0,06"	190° 15'	22 627	210° 45'	—0,26"
3. Заречье	+0,36	119 52	16 853	140 22	+0,43
2. Ивы	+0,14	157 31	19 296	178 1	+0,02

Т а б л и ц а 34

п. 1. Пески

	Направления		
	1. Васино	2. Ивы	4. Каменка
c''	—0,04"	—0,41"	—0,67"
$l : S$	0,00024	0,00028	0,00035
$M + \theta$	184° 45'	225° 10'	291° 28'
S	185,69	163,30	129,53
$M + \theta_1$	109° 15'	149° 40'	215° 58'
$l_1 : S$	0,00031	0,00035	0,00044
r''	+0,60"	+0,37"	—0,53"

Более развернутые формы решения как по натуральным значениям тригонометрических функций, так и по таблицам Ларина приведены в «Руководстве по летней геодезической и топографической практике» [1].

Прибавляя поправки за центрировку и редукцию (табл. 35) к измеренным направлениям, получают приведенные к центрам знаков направления.

Т а б л и ц а 35

Поправки в направления за центрировку и редукцию
на пунктах Заречье и Каменка

Заречье		Каменка	
Направления	с"	Направления	с"
Комарово	+0,59"	Пески	-1,27"
Каменка	+0,30	Ивы	+0,16
Ивы	+1,84	Заречье	+0,71

В горных районах, если величина полного уклонения отвесных линий превышает 3" и зенитное расстояние направления менее 89° в триангуляции 1 класса и менее 88° в сетях 2 класса, вводят в приведенные направления поправку δ_1 за уклонение отвесных линий (или, иначе, за уклонение вертикальной оси прибора от нормали к поверхности принятого референц-эллипсоида) и поправку δ_2 за высоту наблюдаемой цели над поверхностью референц-эллипсоида

$$\delta_1 = -(\xi \sin A - \eta \cos A) \operatorname{ctg} z; \quad \delta_2 = \frac{(H + h)}{2M} e^2 \cos^2 B_{\text{ср}} \sin 2A.$$

Здесь ξ и η — проекции полного уклонения отвесной линии на плоскости меридиана и первого вертикала, называемые с л а г а ю щ и м и у к л о н е н и я в м е р и д и а н е (ξ) и в п е р в о м в е р т и к а л е (η); A — геодезический азимут направления; z — зенитное расстояние направления; H — высота визирной цели над уровнем моря (над поверхностью квази-геоида); h — высота квазигеоида над поверхностью референц-эллипсоида в точке визирования; M — радиус кривизны меридиана, вычисленный по средней широте $B_{\text{ср}}$ направления; e — первый эксцентриситет меридианного эллипса.

Наконец, в триангуляции 1 класса вводят еще поправку за переход от нормального сечения к геодезической линии, см. § 114.

Прибавив все рассмотренные выше поправки к измеренным направлениям, получают на поверхности референц-эллипсоида с ф е р о и д и ч е с к и е н а п р а в л е н и я.

**§ 68. ВЫЧИСЛЕНИЕ ПОПРАВОК ЗА КРИВИЗНУ
ИЗОБРАЖЕНИЯ ГЕОДЕЗИЧЕСКИХ ЛИНИЙ НА ПЛОСКОСТИ
В ПРОЕКЦИИ ГАУССА (РЕДУЦИРОВАНИЕ НАПРАВЛЕНИЙ).
КАРТОЧКА ПРЕДВАРИТЕЛЬНОЙ ОБРАБОТКИ**

В гл. IX объяснено, что направления на поверхности эллипсоида изображаются на плоскости в проекции Гаусса кривыми линиями. Чтобы иметь возможность производить вычисления по правилам прямолинейной тригонометрии, от криволинейных изображений переходят к прямолинейным — хордам, вводя поправку δ «за кривизну изображения геодезических линий на плоскости в проекции Гаусса», кратко называемую р е д у к ц и е й н а п р а в л е н и я.

Направления, в которые введены эти поправки, называют р е д у ц и р о в а н н ы е н а п р а в л е н и я.

Редукцию направления δ с пункта 1 на пункт 2 вычисляют во 2 классе по формуле

$$\delta_{1,2} = \frac{1}{3} f(x_1 - x_2)(2y_1 + y_2).$$

Координаты x_1, y_1, x_2, y_2 достаточно знать с точностью до 10 м. Они называются приближенными. Для вычислений используют натуральные координаты.

Вычисление координат делают по формулам контангенсов углов треугольников (§ 73). Углы вычисляют по приведенным к центрам знаков направлениям с точностью до 1".

Вычисления по этим формулам знакомы по курсу «Геодезия», поэтому приближенные координаты пунктов рассматриваемой нами сети приводим в готовом виде в табл. 36.

Т а б л и ц а 36

Приближенные координаты пунктов

Пункты	Координаты в км	
	x	y
1. Пески	6378,34	+78,18
2. Ивы	6394,61	+76,77
3. Заречье	6403,24	+84,95
4. Каменка	6384,55	+89,55

Развернутая форма решения приведена в «Руководстве по летней геодезической и топографической практике» [1].

Табл. 37, 38 и 40 приведены для того, чтобы желающий мог самостоятельно составить карточку предварительной обработки на любой пункт данной сети контролировать свои вычисления.

Контролируют вычисление поправок δ (табл. 39) по правилу: «Сумма поправок δ на три угла треугольника должна быть равна

Вычисление поправок
п. II. Комарово

Направления	<i>x</i>	<i>y</i>	δ''	
	6413,11	+71,29		
3. Заречье	6403,24	+84,95	+1,89	$\frac{1}{3} f = 0,0008425$
2. Ивы	6394,61	+76,77	+3,42	
1. Васино	6391,39	+64,97	+3,80	

Т а б л и ц а 38

Поправки δ в направления с пунктов Пески, Ивы, Заречье,
Каменка

Направления	δ	Направления	δ
Пески — Васино	-2,43"	Заречье — Каменка	+4,09"
» — Ивы	-3,20	» — Ивы	+1,79
» — Каменка	-1,29	» — Комарово	-2,01
Ивы — Васино	+0,59	Каменка — Пески	+1,35
» — Комарово	-3,50	» — Ивы	-2,17
» — Заречье	-1,73	» — Заречье	-4,16
» — Каменка	+2,06		
» — Пески	+3,18		

Т а б л и ц а 39

Контроль вычисления поправок

$\Delta 1 II 2$	$\Delta 3 2 II$
$\delta_1 = (-3,50) - (+0,59) = -4,09$	$\delta_4 = (-2,01) - (+1,79) = -3,80$
$\delta_2 = (+3,80) - (+3,42) = +0,38$	$\delta_5 = (-1,73) - (-3,50) = +1,77$
$\delta_3 = (-0,56) - (-3,68) = +3,12$	$\delta_6 = (+3,42) - (+1,89) = +1,53$
$\sum \varepsilon = -0,59$ $\varepsilon = 0,60$	$\sum \varepsilon = -0,50$ $\varepsilon = 0,50$

и т. д. контролируют все треугольники.

сферическому избытку этого треугольника, взятому с обратным знаком».

Расхождение между $|\sum \delta|$ и сферическим избытком должно быть в триангуляции 2 класса не более 0,03".

Прибавляя поправки δ к сфероидическим направлениям, получают редуцированные на плоскость направления.

Редуцированные направления

Направления	Величины направлений	Направления	Величины направлений
п. 1 Васино		п. 2 Ивы	
II Комарово	0° 0' 0,00"	I Васино	0° 0' 0,00"
2 Ивы	58 29 51,49	II Комарово	88 46 1,32
1 Пески	118 24 7,40	3 Заречье	148 43 53,64
		4 Каменка	233 28 57,87
		1 Пески	280 19 15,50
п. II Комарово		п. 3 Заречье	
1 Васино	0 0 0,00	II Комарово	0 0 0,00
3 Заречье	289 37 18,38	4 Каменка	220 19 24,83
2 Ивы	327 15 54,45	2 Ивы	277 36 26,06
п. I Пески		п. 4 Каменка	
1 Васино	0° 0' 0,00"	1 Пески	0 0 0,00
2 Ивы	40 25 1,19	2 Ивы	66 51 51,71
4 Каменка	106 42 51,77	3 Заречье	104 49 44,72

Для рассматриваемой нами сети они приведены в табл. 40. Поправки s , r , δ , сферондические («сферические») и редуцированные направления вычисляют непосредственно в «Карточке предварительной обработки».

Карточка предварительной обработки является документом, завершающим предварительную обработку измеренных направлений. Образец карточки предварительной обработки (без четырех последних столбцов) на пункт Васино приведен в табл. 41.

В последних четырех столбцах помещают данные, касающиеся измерения зенитных расстояний.

Карточка предвари

Направления	Классы	Число приемов	Измеренные направления	s	r	$\delta_1 + \delta_2$	$s + r + \delta_1 + \delta_2$	$s + r + \delta_1 + \delta_2$, приведенные к нулю	δ	$s + r + \delta_1 + \delta_2 + \delta$
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
Кома- рово	1	12	0° 0' 0,00"	-0,67	-0,26	—	-0,93	0	-3,68	-4,61
Ивы	2	12	58 29 47,90	-0,46	0	—	-0,46	+0,47	-0,56	-1,02
Пески	2	12	118 23 59,38	+0,52	+0,60	—	+1,12	+2,05	+2,29	+3,41

Одновременно с заполнением карточки предварительной обработки составляют схему триангуляции в масштабе 1 : 300 000 или 1 : 200 000.

§ 69. УРАВНИВАНИЕ ГРУПП НАБЛЮДЕНИЙ

Если на пункте направления измерены в двух равноточных группах, имеющих два или более общих направлений, то возникает необходимость уравнивания направлений и сведения их в одну группу. Пусть на пункте P горизонтальные направления измерены: на пункты A, B, C, F, K в первой группе и на пункты A, C, D, E, F во второй. Начальное направление в обеих группах было на пункте A . Уравнивание направлений делают в такой последовательности.

Пусть для общих обеих групп направлений на пункты C и F получены значения: в первой группе M'_C и M'_F и во второй группе M''_C и M''_F . Из этих значений вычисляют средние

$$M_C = \frac{M'_C + M''_C}{2} \quad \text{и} \quad M_F = \frac{M'_F + M''_F}{2},$$

которые для этих направлений принимают окончательными.

Далее вычисляют поправки Δ_1 и Δ_2

$$\Delta_1 = \frac{(M_C - M'_C) + (M_F - M'_F)}{3}; \quad \Delta_2 = \frac{(M_C - M''_C) + (M_F - M''_F)}{3}.$$

В знаменателе берут полное число общих в обеих группах направлений, включая и нулевое.

Прибавляя поправку Δ_1 к направлениям, измеренным в первой группе, а поправку Δ_2 к направлениям во второй группе, получают уравненные все остальные направления.

Т а б л и ц а 41

тельной обработки

с + r + δ_1 + δ_2 + δ_3 + δ_4 + δ_5 + δ_6 , приведенные к нулю	Направления, приведенные к центру		Вычисление поправок с и r $\rho'' = 15\ 470$ $l_1 \rho'' = 12\ 788$			r	Приближенные координаты в км	
	сферические	на плоскости	M + 0	S в м	M + 0 ₁		x = = 6391,39	y = = + 64,97
12	13	14	15	16	17	18	19	20
0	0° 0' 0,00"	0° 0' 0,00"	280° 15'	22 627	75° 0'	+0,55	6413,11	+71,29
+3,59	58 29 48,37	58 29 51,49	338 45	12 238	133 30	+0,76	6394,61	+76,77
+8,02	118 24 1,43	118 24 7,40	38 39	18 569	193 24	-0,16	6378,34	+78,18

Если при измерениях начальные направления в группах были различные, то до уравнивания нужно привести измерения в обеих группах к одному общему нулевому направлению.

Поправки Δ обычно вычисляют непосредственно в карточке предварительной обработки.

Инструкция рекомендует делать уравнивание приведенных направлений, а поправки δ , δ_1 , δ_2 вводить в уравненные уже направления (табл. 42).

Т а б л и ц а 42

Уравнивание групп наблюдений

Пункт Козино

Пункты	Направления первой группы M'	Поправ- ка Δ_1	Направления второй группы M''	Поправ- ка Δ_2	Уравненные направления M
А	0° 0' 0,00"	—	0° 0' 0,00"	—	0° 0' 0,00"
Б	59 5 33,10	+0,45"			59 5 33,55
В	101 28 20,60	+0,45			101 28 21,05
Г	134 38 15,94	—	134 38 17,80	—	134 38 16,87
Д	169 46 56,37	+0,45			169 46 56,82
Е	210 17 48,48	—	210 17 49,32	—	210 17 48,90
З			263 0 58,75	—0,45	263 0 58,30
И			321 55 20,82	—0,45	321 55 20,37

§ 70. ОПРЕДЕЛЕНИЕ НЕВЯЗОК В ТРЕУГОЛЬНИКАХ.

ОЦЕНКА ТОЧНОСТИ УГЛОВЫХ ИЗМЕРЕНИЙ

Имея приведенные и редуцированные на плоскость направления, определяют невязки треугольников. Известно, что сумма углов сфероидического треугольника равна $180^\circ + \epsilon$. Как указано в гл. IX, сфероидические углы треугольников триангуляции можно считать сферическими, поэтому, вычислив по приведенным направлениям углы треугольников и получив их сумму, которую обозначим $\sum \beta_{\text{прив}}$ для определения невязки в углах треугольника имеем формулу

$$w = \sum \beta_{\text{прив}} - (180^\circ + \epsilon). \quad (1)$$

Если углы треугольника вычислим по редуцированным на плоскость направлениям, то сумма таких углов в треугольнике равна 180° и, обозначая ее через $\sum \beta_{\text{ред}}$, для той же самой невязки получим

$$w = \sum \beta_{\text{ред}} - 180^\circ. \quad (2)$$

По вычисленным в карточке предварительной обработки направлениям составляют список сферических и плоских треугольников. В этих списках по каждому треугольнику выписывают все углы, подсчитывают их сумму и показывают полученную невязку. В каждом треугольнике два значения невязки, полученные по формулам (1) и (2), должны быть одинаковы (расхождение не

Список треугольников (углы приведенные)

Т а б л и ц а 43

№ треугольников	Вершина	Углы
1	Васино Комарово Ивы	58° 29' 48,37" 32 44 5,17 88 46 5,41
	$\sum_{\varepsilon \omega}$	179 59 58,95 0,60 —1,65
2	Комарово Заречье Ивы	37 38 34,54 82 23 37,74 59 57 50,55
	$\sum_{\varepsilon \omega}$	180 0 2,83 0,50 +2,33

Т а б л и ц а 44

Список треугольников (углы редуцированные)

№ треугольников	Вершина	Углы
1	Васино Комарово Ивы	58° 29' 51,49" 32 44 5,55 88 46 1,32
	$\sum_{\varepsilon \omega}$	179 59 58,36 —1,63
2	Комарово Заречье Ивы	37 38 36,07 82 23 33,94 59 57 52,32
	$\sum_{\varepsilon \omega}$	180 0 2,33 +2,33

должно превышать 0,02"). Это служит контролем вычисления углов треугольников. Список треугольников оформляют, как показано в табл. 43 и 44.

Оценку точности результатов угловых измерений делают вычислением средней квадратической погрешности m_β измеренного угла по формуле Ферреро

$$m_\beta = \sqrt{\frac{\sum \omega^2}{3n}},$$

в которой n — число треугольников.

§ 71. ПОЛЮСНОЕ УСЛОВИЕ

В центральных системах и геодезических четырехугольниках возникает полюсное условие или точнее полюсное условное уравнение. Это условное уравнение выражает требование, чтобы одна и та же сторона, вычисленная от какой-либо другой стороны сети через различные треугольники, всегда получала одинаковое значение. Получим математическое выражение этого уравнения.

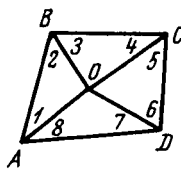


Рис. 89

В центральной системе (рис. 89) примем за исходную какую-либо сторону, например сторону AO длиной a . Решая последовательно треугольники OAB , OBC , OCD и ODA , получим вычислением исходную сторону AO .

Обозначая вычисленные стороны через $\overline{BO}$, $\overline{CO}$, $\overline{DO}$, $\overline{AO}$, имеем:

$$\overline{BO} = a \frac{\sin 1}{\sin 2}; \quad \overline{CO} = \overline{BO} \frac{\sin 3}{\sin 4} = a \frac{\sin 1 \sin 3}{\sin 2 \sin 4};$$

$$\overline{DO} = \overline{CO} \frac{\sin 5}{\sin 6} = a \frac{\sin 1 \sin 3 \sin 5}{\sin 2 \sin 4 \sin 6};$$

$$\overline{AO} = \overline{DO} \frac{\sin 7}{\sin 8} = a \frac{\sin 1 \sin 3 \sin 5 \sin 7}{\sin 2 \sin 4 \sin 6 \sin 8}.$$

В соответствии с требованием условия должно быть равенство

$$\overline{AO} = a \quad \text{или} \quad a \frac{\sin 1 \sin 3 \sin 5 \sin 7}{\sin 2 \sin 4 \sin 6 \sin 8} = a$$

или

$$\frac{\sin 1 \sin 3 \sin 5 \sin 7}{\sin 2 \sin 4 \sin 6 \sin 8} = 1. \quad (3)$$

Это равенство будет справедливо в том случае, если выполнено полюсное уравнение, т. е. с уравненными углами.

Обозначая углы, полученные по редуцированным (или по приведенным) направлениям через (1), (2), ..., (8), будем иметь:

$$\frac{\sin (1) \sin (3) \sin (5) \sin (7)}{\sin (2) \sin (4) \sin (6) \sin (8)} - 1 = w. \quad (4)$$

Численная величина w показывает, насколько не выполнено полюсное уравнение. Эта величина является свободным членом полюсного условного уравнения.

Свободный член полюсного уравнения получают и в логарифмическом виде. Заменяя в (3) уравненные углы редуцированными и логарифмируя, получаем

$$\begin{aligned} \lg \sin (1) + \lg \sin (3) + \lg \sin (5) + \lg \sin (7) - \lg \sin (2) - \\ - \lg \sin (4) - \lg \sin (6) - \lg \sin (8) = w. \end{aligned} \quad (5)$$

Здесь свободный член w выражают в единицах шестого знака логарифма.

Предельные величины свободных членов, допускаемые в триангуляции, вычисляют по формуле

$$w_{\text{пред}} = \pm 2,5 \frac{m''}{\rho''} \sqrt{\sum \text{ctg}^2 \beta},$$

если свободный член получен по формуле (4) и

$$w_{\text{пред}} = \pm 2,5 m'' \sqrt{\sum \delta^2},$$

если свободный член получен по формуле (5).

Т а б л и ц а 45

Вычисление свободного члена полюсного условного уравнения

№ углов	Приведенные углы β	$\sin \beta$	$\text{ctg} \beta$	№ углов	Приведенные углы β	$\sin \beta$	$\text{ctg} \beta$
3	58° 29' 48,37"	0,852611	0,613	2	32° 44' 5,17"	0,540751	1,556
6	37 38 35,54	0,610739	1,297	4	82 23 37,74	0,991201	0,134
9	57 17 3,53	0,841363	0,642	7	37 57 55,00	0,615184	1,282
12	66 51 55,23	0,919584	0,427	10	66 17 48,67	0,915641	0,439
15	40 25 1,96	0,648348	1,174	13	59 54 13,06	0,865183	0,580
Произведение		0,261210		Произведение		0,261214	

$$m = 1'' \quad \sum \text{ctg}^2 \beta = 8,644$$

$$w = \frac{0,261210}{0,261214} - 1 = -0,000015$$

$$w_{\text{пред}} = \pm 2,5 \frac{m''}{\rho''} \sqrt{\sum \text{ctg}^2 \beta} = 0,000012 \times 2,94 = \pm 0,000035.$$

Т а б л и ц а 46

Вычисление свободного члена полюсного условного уравнения

№ углов	Редуцированные углы β	$\lg \sin \beta$	δ	№ углов	Редуцированные углы β	$\lg \sin \beta$	δ
3	58° 29' 51,49"	9,9307548	1,29	2	32° 44' 5,55"	9,7329985	3,28
6	37 38 36,07	9,7858596	2,73	4	32 23 33,94	9,9961608	0,28
9	57 17 1,23	9,9249803	1,35	7	37 57 53,01	9,7889995	2,70
12	66 51 51,71	9,9635882	0,90	10	66 17 50,58	9,9617267	0,93
15	40 25 1,19	9,8118067	2,47	13	59 54 15,91	9,9371115	1,22
Σ		9,4169896		Σ		9,4169970	

$$\sum \delta^2 = 38,3305$$

$$w = 7,4 \text{ ед. 6-го знака логарифма}$$

$$w_{\text{пред}} = \pm 2,5 m'' \sqrt{\sum \delta^2} = 15 \text{ ед. 6-го знака логарифма}$$

Здесь m — средняя квадратическая погрешность измеренного угла; β — углы, вошедшие в условие; δ — изменение логарифма синуса угла β при изменении угла на $1''$, выраженное в единицах шестого знака логарифма.

Подсчитаем по формулам (4) и (5) свободный член полюсного условного уравнения (табл. 45, 46) в рассматриваемой нами сети. Точка 0, являющаяся общей вершиной всех треугольников, образующих замкнутую фигуру, называется «п о л ю с о м».

В геодезическом четырехугольнике за полюс принимают точку пересечения диагоналей и вычисляют свободный член, как в центральной системе. За полюс в геодезическом четырехугольнике можно принимать и любую из четырех его вершин.

§ 72. ВЫЧИСЛЕНИЕ РАБОЧИХ КООРДИНАТ ПУНКТОВ ТРИАНГУЛЯЦИИ

Часто съемочные работы производят до окончания триангуляции, в результате которого пункты ее получают окончательные координаты. В таких случаях возникает необходимость вычислить приближенные, так называемые «рабочие координаты», точность которых позволяет на их основе поставить съемочные работы. Так, для съемок масштаба $1 : 10\,000$ достаточно знать координаты пунктов триангуляции с погрешностью до 1 м, для съемок масштаба $1 : 5000$ — с погрешностью до 0,5 м. Рабочие координаты вычисляют с точностью 0,1 м по плоским углам, округленным до $0,1''$, исправленным за невязки условий фигур треугольников, с использованием шестизначных таблиц.

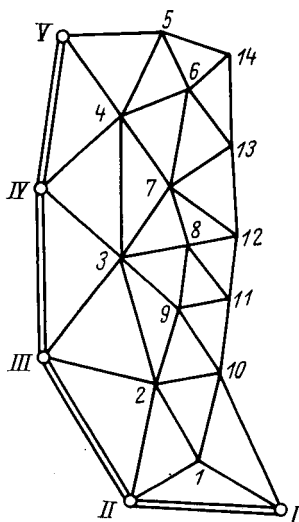


Рис. 90

Координаты можно вычислить различными способами. В настоящее время их вычисляют по формулам котангенсов углов треугольников последовательно. Сначала определяют координаты пунктов, непосредственно связанных с пунктами триангуляции высшего класса, с известными координатами, затем последовательно переходят к вычислению координат остальных

пунктов, передвигаясь к середине сети. При этом если координаты каких-либо пунктов можно получить из нескольких треугольников, то вычисляют координаты из всех треугольников и берут среднее арифметическое из полученных значений.

Так, в сети, изображенной на рис. 90, сначала вычисляют координаты пункта 1 из треугольника *IIII*; затем координаты пункта 2 из треугольников *IIII*2 и *IIII*2; координаты пункта 3

из треугольников *IIIV3* и *III23*; координаты пункта 4 из треугольников *IV34* и *IVV4*; координаты пункта 5 из треугольника *V45*; координаты пункта 6 из треугольника *456* и т. д.

Для сетей 3 и 4 классов, которые строятся путем вставки отдельных пунктов или систем так, что пункты их бывают недалеко удалены от пунктов высшего класса, такое вычисление рабочих координат дает результаты, удовлетворяющие требуемой точности.

В сетях 2 класса, заполняющих полигоны триангуляции 1 класса, пункты, находящиеся близ середины сети, оказываются удаленными от рядов 1 класса на большое число треугольников. Если координаты таких пунктов вычислить указанным методом, то из-за значительного числа треугольников, через которые придется делать вычисления, эти координаты будут содержать ощутимую погрешность. В результате координаты одного и того же пункта, полученные из различных треугольников, будут различаться между собой на величину до 1,5 м и более.

В таком случае окончательные координаты пункта вычисляют методом «последовательной вставки», последовательными приближениями и берут как среднее арифметическое из ряда неравноточных определений из всех треугольников, в которые входит данный пункт. Например, окончательные координаты пункта 6 нужно вычислить по результатам, полученным для них из треугольников *456*; *5146*; *13146*; *7136*; *476*, учитывая веса каждого определения.

Веса координат вычисляют по формуле

$$p = \frac{\sin^2 \beta \cdot 10^6}{s_1^2 s_2^2},$$

в которой β — угол в треугольнике, из которого вычисляют координаты пункта при вершине, являющейся этим пунктом; s_1 и s_2 — длины сторон треугольника, образующих этот угол, выраженные в километрах. Стороны берут из предварительного решения треугольников.

Если на пункте вес его координат, определяемых из какого-либо треугольника, оказался меньше $1/10$ суммы весов, полученных в других треугольниках, определяющих этот же пункт, то такой треугольник исключается из дальнейших вычислений. Веса нужно складывать в порядке их убывания, начиная с наибольшего.

Для вычисления весов имеются специальные таблицы, помещенные в «Практическом руководстве по вычислению триангуляции».

§ 73. ПОРЯДОК ВЫЧИСЛЕНИЯ РАБОЧИХ КООРДИНАТ ПУНКТОВ СЕТИ ТРИАНГУЛЯЦИИ МЕТОДОМ ПОСЛЕДОВАТЕЛЬНОЙ ВСТАВКИ

Порядок вычисления рабочих координат пунктов методом последовательной вставки рассмотрим на примере сети 2 класса, изображенной на рис. 88.

Напомним формулы котангенсов углов треугольника:

$$x_3 = \frac{x_1 \operatorname{ctg} 2 + x_2 \operatorname{ctg} 1 + y_1 + y_2}{\operatorname{ctg} 2 + \operatorname{ctg} 1},$$

$$y_3 = \frac{y_1 \operatorname{ctg} 2 + y_2 \operatorname{ctg} 1 + x_1 - x_2}{\operatorname{ctg} 2 + \operatorname{ctg} 1}.$$

Применяя эти формулы, нужно обязательно нумеровать вершины треугольников против хода часовой стрелки, и пункту, координаты которого вычисляют из данного треугольника, придавать номер 3.

Порядок вычисления окончательных координат такой (табл. 47, 48, 49).

Т а б л и ц а 47

Вычисление весов координат пунктов

Пункт 1

Обозначения	Треугольники		Обозначения	Треугольники	
	4	5		4	5
s_1	13,0	16,3	$s_1^2 s_2^2$	44 902	91 918
s_2	16,3	18,6	β	66° 18'	40° 25'
s_1^2	169,00	265,69	$\sin^2 \beta \cdot 10^5$	83 844	42 035
s_2^2	265,69	345,96	ρ	1,9	0,5

Т а б л и ц а 48

Таблица весов координат пунктов

Пункты	№ треуголь- ников	Вес	№ пунктов	№ треуголь- ников	Вес	Суммирова- ние весов Пункт 2
1	4	1,9	2	1	1,8	2,6
	5	0,5		2	1,4	2,4
3	2	2,4		3	2,6	1,8
	3	1,4		4	0,8	1,4
	4	0,4		5	2,4	
4	4	1,9				$\Sigma 8,2$

1. Вычисляют веса ρ координат всех определяемых пунктов по каждому треугольнику, из которых получают координаты. Так, для координат пункта 2 нужно вычислить веса по треугольникам 1, 2, 3, 4 и 5 (см. рис. 88). Наименьший вес 0,8 координат пункта 2, полученный в треугольнике 4, меньше чем 0,1 суммы весов 8,2, полученных из остальных треугольников, с большими весами, определяющими этот пункт. Поэтому из вычислений координат пункта 2 этот треугольник исключается.

**Вычисление координат пунктов триангуляции методом
последовательной вставки**

Пункты	Исправленные углы	x	Котангенсы	y	p'
1	2	3	4	5	6
II	32° 44' 06,1"	6 413 112,1	1,555568	71 293,6	0,22
1	58 29 52,0	6 391 387,5	0,612854	64 965,8	
2	88 46 01,9	6 394 609,3	0,021520	76 772,8	
	180 00 00,0				
3	82 23 33,2	6 403 238,6	0,133561	84 952,7	0,17
II	37 38 35,3	6 413 112,1	1,296506	71 293,6	
2	59 57 51,5	6 394 609,3	0,578181	76 772,8	
	180 00 00,0				
4	37 57 53,5	6 384 548,4	1,281561	89 548,8	0,32
3	57 17 01,7	6 403 238,6	0,642387	84 952,7	
2	84 45 04,8	6 394 609,3	0,091863	76 772,8	
	180 00 00,0				
1	59 54 15,4	6 391 387,5	0,579580	64 965,8	0,29
1	40 25 00,7	6 378 338,2	1,174296	78 179,7	
2	79 40 43,9	6 394 609,4	0,182111	76 772,7	
	180 00 00,0				
Весовое среднее		6 394 609,3		76 772,8	
II	37 38 35,3	6 413 112,1	1,296506	71 293,6	0,63
2	59 57 51,5	6 394 609,3	0,578181	76 772,8	
3	82 23 33,2	6 403 238,6	0,133561	84 952,7	
	180 00 00,0				
2	84° 45' 04,8"	6 394 609,3	0,091863	76 772,8	0,37
4	37 57 53,5	6 384 548,4	1,281561	89 548,8	
3	57 17 01,7	6 403 238,6	0,642387	84 952,7	
	180 00 00,0				
Весовое среднее		6 403 238,6		84 952,7	
3	57 17 01,7	6 403 238,6	0,642387	84 952,7	0,17
2	84 45 04,8	6 394 609,3	0,091863	76 772,8	
4	37 57 53,5	6 384 548,4	1,281561	89 548,8	
	180 00 00,0				
2	46 50 17,7	6 394 609,3	0,937807	76 772,8	0,83
1	66 17 50,6	6 378 338,2	0,439024	78 179,7	
4	66 51 51,7	6 384 548,4	0,427271	89 548,8	
	180 00 00,0				
Весовое среднее		6 384 548,4		89 548,8	
4	66 51 51,7	6 384 548,4	0,427271	89 548,8	0,79
2	46 50 17,7	6 394 609,3	0,937807	76 772,8	
1	66 17 50,6	6 378 338,3	0,439024	78 179,7	
	180 00 00,0				
2	79 40 43,9	6 394 609,3	0,182111	76 772,8	0,21
1	59 54 15,4	6 391 387,5	0,579580	64 965,8	
1	40 25 00,7	6 378 337,9	1,174296	78 179,7	
	180 00 00,0				
Весовое среднее		6 378 338,2		78 179,7	

Для удобства вычислений на каждом пункте от весов p переходят к весам p' , как объяснено в § 75 (формула 7).

2. В первый столбец ведомости вычислений вносят названия вершин треугольников, располагая их соответственно пунктам, координаты которых из этих треугольников вычисляют. Так, по порядку следует внести сначала треугольники, из которых определяют координаты пункта 2, затем треугольники, из которых определяют координаты пункта 3, и, наконец, треугольники, из которых определяют координаты пунктов 4 и 1.

3. По редуцированным на плоскость направлениям вычисляют редуцированные на плоскость углы треугольников, исправляя при этом каждый угол треугольника поправкой, равной $1/3$ невязки треугольника с обратным знаком. Такие углы, вычисленные с точностью до $0,1''$, вносят во второй столбец ведомости.

4. В последний столбец ведомости вписывают для каждого треугольника веса p' .

5. В соответствующие столбцы вписывают котангенсы углов и с точностью до $0,1$ м координаты x и y исходных пунктов.

6. По формулам котангенсов углов треугольника вычисляют первичные координаты всех определяемых пунктов, начиная с тех, которые непосредственно связаны с исходными — в нашем примере с координат пункта 2. Первичные координаты вычисляют по всем треугольникам, по которым они могут быть вычислены, из полученных значений берут среднее арифметическое. Первичные координаты подчеркивают.

7. Используя первичные координаты, вычисляют координаты определяемых пунктов из остальных треугольников. Так, координаты пункта 2 вычисляют из треугольников 2, 3 и 5. Из всех полученных для данного пункта значений координат образуют весовое среднее по формулам $x_{\text{ср}} = [p'x]$; $y_{\text{ср}} = [p'y]$. Если весовое среднее координат любого пункта сети отличается от первичных координат не более чем на $0,2$ м, как в нашем примере, приведенном в табл. 49, то вычисление заканчивают и полученные весовые средние принимают за окончательные рабочие координаты.

Если весовые средние координаты пунктов отличаются от первичных более чем на $0,2$ м, то для получения окончательных рабочих координат вычисляют второе приближение, используя за исходные координаты, полученные из первого приближения. Приближения прекращают тогда, когда два последовательных значения координат всех пунктов не отличаются одно от другого более чем на $0,1$ м.

Получив рабочие координаты, вычисляют на каждом пункте по координатам концов направлений расстояния от него до смежных с ним пунктов и дирекционные углы направлений. Кроме того, прибавляя к дирекционному углу нулевого направления редуцированные направления, получают еще раз дирекционные

углы направлений, называемые ориентирными направлениями.

Эти вычисления можно оформить, например, в схеме, как показано в табл. 50.

Т а б л и ц а 50

Вычисление дирекционных углов направлений и длин сторон
Пункт Пески

Пункты	$y_2 - y_1$ $x_2 - x_1$	$\text{tg } \alpha$ α	Редуцированные направления. Ориентирные направления	$\sin \alpha$ $\cos \alpha$	Длины сторон в м
Васино	-13 213,9 +13 049,3	-1,012614 314° 38' 27"	0° 0' 0" 314 38 27	-0,711525 +0,702661	18 571 18 571
Ивы	-1 406,9 +16 271,1	-0,086466 355° 3' 29"	40 25 1 355 3 28	-0,086146 +0,996283	16 332 16 332
Каменка	+11 369,1 +6 210,2	+1,830714 61° 21' 18"	106 42 52 61 21 19	+0,877606 +0,479381	12 955 12 955

Дирекционные углы направлений на ориентирные пункты вычисляют от дирекционных углов обоих направлений сети, измерявшихся с ними в одной группе. Из двух полученных значений образуют среднее.

§ 74. ВЫЧИСЛЕНИЕ ПРЕВЫШЕНИЙ, ОПРЕДЕЛЕННЫХ
ТРИГОНОМЕТРИЧЕСКИМ НИВЕЛИРОВАНИЕМ

В главе IV получена формула, по которой вычисляют превышения между двумя пунктами, определенные тригонометрическим нивелированием (табл. 51). Именно [для превышения $h_{1,2}$ с пункта 1 на пункт 2

$$h_{1,2} = S_{1,2} \text{ ctg } z_{1,2} + i_1 - l_2 + \frac{1-k}{2R} S_{1,2}^2.$$

Т а б л и ц а 51

Вычисление превышений тригонометрического нивелирования

Наблюдаемые пункты	l_2	$z_{1,2}$	$s_{1,2}$	$s_{1,2} \text{ ctg } z_{1,2}$	$cs_{1,2}$	$i_1 - l_2$	Превышение $h_{1,2}$
Кузьминки сл. сигнал $i_1 = 12,50$ м							
Родник	22,40	89° 56' 25"	13 413	+13,99	+12,12	-9,90	+16,21
Зори	15,25	89 51 24	7 601	+19,01	+3,89	-2,75	+20,15
Санино	20,55	89 56 17	11 550	+12,49	+8,99	-8,05	+13,43
		Широта 58°		$R = 6\,387\,612$ м			

Обратные превышения

Родник — Кузьминки — 15,41 м; Зори — Кузьминки — 20,65 м.
Санино — Кузьминки — 14,15 м.

С обозначением

$$c = \frac{1 - k}{2R}$$

$$h_{1,2} = S_{1,2} \operatorname{ctg} z_{1,2} + i_1 - l_2 + c S_{1,2}^2. \quad (6)$$

Коэффициент земного преломления k обычно принимают равным 0,14. Вычислив превышения по всем измеренным зенитным расстояниям, сравнивают прямые и обратные превышения по каждому направлению. Абсолютные величины таких превышений должны различаться не более чем на 1 м при сторонах длиной до 10 км и не более чем на 0,1 м при более длинных сторонах (табл. 52). Длина стороны S здесь выражена в километрах.

Т а б л и ц а 52

Длины сторон, определенные при предварительном
решении треугольников

Стороны	Длины сторон в м	Стороны	Длины сторон в м
Кузьминки — Родник	13 413	Родник — Зори	9210
Кузьминки — Зори	7 601	Ельник — Сенино	9144
Кузьминки — Сенино	11 550	Ельник — Зори	7981
Родник — Ельник	12 748	Сенино — Зори	8506

Из прямых и обратных превышений, удовлетворяющих этим требованиям, образуют средние превышения и делают контроль их по замкнутым фигурам и по превышениям между пунктами, имеющими исходные высоты. Невязки не должны быть более величины

$$w = \pm 0,5 \sqrt{[S^2] + n}, \text{ м.}$$

Здесь $[S^2]$ — сумма квадратов длин сторон (выраженных в десятках километров), имеющих длину более 10 км; n — число сторон короче 10 км. При подсчете величины $[S^2]$, а также числа n принимают только те стороны, превышения по которым участвовали при определении невязки.

Средние превышения, удовлетворяющие этим допускам, принимают для уравнивания высот сети.

Расстояния S надо знать с погрешностью, не превышающей ± 5 м, а для районов с абсолютными высотами более 1000 м — ± 2 м.

§ 75. УРАВНИВАНИЕ ВЫСОТ ПУНКТОВ СЕТИ ТРИАНГУЛЯЦИИ

Высоты пунктов сети триангуляции уравнивают методом общей арифметической середины.

Пусть требуется уравнивать высоты пунктов сети триангуляции, изображенной на рис. 89.

Обозначим высоты пунктов через H_A, H_B, H_C и т. д., превышения по направлениям AB, AO через $h_{ab}, h_{ao}, \dots$, веса превышений через $p_{ab}, p_{ao} \dots$.

Высота каждого пункта сети может быть получена от высот всех смежных с ним пунктов и, следовательно,

$$H_B = \frac{(H_A + h_{ab}) p_{ab} + (H_O + h_{ob}) p_{ob} + (H_C + h_{cb}) p_{cb}}{p_{ab} + p_{ob} + p_{cb}},$$

$$H_C = \frac{(H_B + h_{bc}) p_{bc} + (H_O + h_{oc}) p_{oc} + (H_D + h_{dc}) p_{dc}}{p_{bc} + p_{oc} + p_{dc}}.$$

Когда приступают к уравниванию, обыкновенно известны высоты только нескольких пунктов, поэтому получить высоты всех определяемых пунктов по полной формуле невозможно и задача решается способом приближений.

Пусть известна высота только одного пункта, например высота H_A пункта A . Будем последовательно определять высоты всех пунктов в первом приближении, начав с пункта, связанного измеренным превышением с пунктом A . В данном случае лучше начать с определения в первом приближении высоты H_O центрального пункта O . Очевидно, эта высота H'_O может быть вычислена только так

$$H'_O = H_A + h_{ao}.$$

Определим теперь в первом приближении высоту H'_B . Эта высота может быть получена уже от высот H_A и H'_O точек A и O , т. е.

$$H'_B = \frac{(H_A + h_{ab}) p_{ab} + (H'_O + h_{ob}) p_{ob}}{p_{ab} + p_{ob}}.$$

Высоту H'_C следующей точки C получим уже от высот H'_O и H'_B точек O и B

$$H'_C = \frac{(H'_O + h_{oc}) p_{oc} + (H'_B + h_{bc}) p_{bc}}{p_{oc} + p_{bc}}$$

и т. д.

Практически первое приближение делают без учета весов превышений. Во всех последующих приближениях вычисления делают с весами.

По окончании первого приближения переходят ко второму приближению. Так как теперь известны (хотя и приближенно) высоты всех пунктов сети, то во втором приближении высоту каждого пункта сети вычисляют по полной формуле, т. е. от высот всех смежных пунктов. Второе приближение делают также, переходя последовательно от одного пункта к другому. При этом, определяя высоту каждого последующего пункта, нужно для высот предыдущих пунктов, уже получивших высоту в этом приближении, брать значения, полученные во втором приближении.

нии. Приближения продолжают до тех пор, пока значения высот каждого пункта в двух последовательных приближениях будут различаться не более чем на 0,1 м.

Веса превышений вычисляют по формуле

$$p = \frac{100}{S^2},$$

в которой длина стороны S выражена в километрах.

Чтобы избежать деления на сумму весов, от весов, вычисленных по этой формуле, переходят к приведенным весам p' , сумма которых на каждом пункте

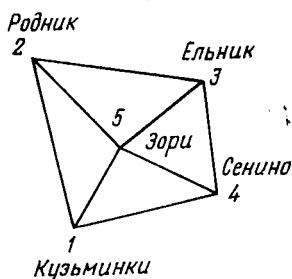


Рис. 91

Т а б л и ц а 53

Уравнивание высот сети триангуляции

Пункты	Превышения (средние) в м	Веса		Приближения			Уравненные превышения
		p	p'	1	2	3	
1	2	3	4	5	6	7	8

З о р и

Кузьминки	+20,4	1,73	0,29	115,4	115,4	115,4	+20,4
Родник	+5,4	1,18	0,20		115,8	115,7	+5,0
Ельник	-4,7	1,56	0,27		115,3	115,5	-4,8
Сенино	+6,2	1,38	0,24		115,0	115,1	+6,5
	Σ	5,85	Σ 1,00	115,4	115,4	115,4	

Р о д н и к

Кузьминки	+15,8	0,56	0,24	110,8	110,8	110,8	+15,4
Зори	-5,4	1,18	0,50	110,0	110,0	110,0	-5,0
Ельник	-9,5	0,62	0,26		110,5	110,7	-9,5
	Σ	2,36	Σ 1,00	110,4	110,3	110,4	

Е л ь н и к

Родник	+9,5	0,62	0,18	119,9	119,8	119,9	+9,5
Зори	+4,7	1,56	0,46	120,1	120,1	120,1	+4,8
Сенино	+11,6	1,20	0,36		120,4	120,5	+11,3
	Σ	3,38	Σ 1,00	120,0	120,2	120,2	

С е н и н о

Ельник	-11,6	1,20	0,36	108,4	108,6	108,6	-11,3
Зори	-6,2	1,38	0,41	109,2	109,2	109,2	-6,5
Кузьминки	+13,8	0,75	0,23	108,8	108,8	108,8	+13,9
	Σ	3,33	Σ 1,00	108,8	108,9	108,9	

$$m_{\text{Зори}} = \pm \sqrt{0,0188} = \pm 0,14 \text{ м}; \quad m_{\text{Родник}} = \pm \sqrt{0,0592} = \pm 0,24 \text{ м};$$

$$m_{\text{Ельник}} = \pm \sqrt{0,0185} = \pm 0,14 \text{ м}; \quad m_{\text{Сенино}} = \pm \sqrt{0,0358} = \pm 0,19 \text{ м};$$

$$M = \pm 0,18 \text{ м}$$

равна 1. Вычислив на каждом пункте $\sum p$, веса p' получают так:

$$p' = \frac{p}{\sum p}. \quad (7)$$

Среднюю квадратическую погрешность определения высоты пункта относительно окружающих вычисляют по формуле

$$m = \pm \sqrt{\frac{\sum p' \delta^2}{n-1}}.$$

Здесь $\delta = h_{\text{ур}} - h_{\text{ср}}$; n — число пунктов, с которых определена высота данного пункта.

Средняя квадратическая погрешность определения высоты пункта для всего района

$$M = \pm \sqrt{\frac{\sum m^2}{r}},$$

в которой r — число определяемых пунктов.

Уравнивание высот пунктов показано в табл. 53.

Из геометрического нивелирования известна высота пункта Кузьминки $H_1 = 95,0$ (рис. 91).

§ 76. ИТОВОГЫЕ ДОКУМЕНТЫ ПРЕДВАРИТЕЛЬНОЙ ОБРАБОТКИ ТРИАНГУЛЯЦИИ

По окончании предварительных вычислений составляют по объекту итоговые документы, которыми являются: 1) контрольные документы; 2) карточный каталог координат и высот пунктов; 3) информация для уравнивания.

В контрольных документах дают общие сведения по объекту, сведения о полученных невязках в треугольниках, о свободных членах полюсных, базисных и азимутальных условных уравнений, о высотных невязках и на каждый пункт контрольную карточку.

Контрольная карточка аналогична карточке предварительной обработки, рассмотренной нами в § 68, только поправки к измеренным направлениям вносят в нее сразу в окончательном виде и никаких вычислений в самой карточке не делают.

Образцы оформления контрольных документов помещены в «Инструкции по предварительным вычислениям в триангуляции и полигонометрии» в прил. 3.

Карточный каталог состоит из отдельных карточек, составляемых на каждый пункт, как показано в табл. 54. Эти карточки систематизируют и собирают в каталог по листам карты масштаба 1 : 200 000. К каталогу дают пояснения о видах выполненных работ, об оценке их точности, о количестве пунктов каталога, об особенностях выполненных вычислений и прилагают схему

Объектовый каталог

Карточка каталога предварительных рабочих координат
и высот пунктов

№ по каталогу	Название пункта, № по схеме, тип знака, высота знака, тип центра, № марки	Класс	Координаты x y в м	Высота над уровнем моря в м	Дирекционные углы	На пункт		Длина стороны в м
						название	№	
	Пески по схеме № 1	2	6 378 338,2 9 578 179,7	180,4	314° 38' 27" 355 03 29	Васино Ивы	1 2	18 571 16 332
	Сл. сигн. Высота знака 25,50 м Тип центра 3 Марка б/№				61 21 12	Каменка	4	12 955

П р и м е ч а н и е. Высота знака — высота верха визирной цели над верхней маркой центра.

геодезической сети в масштабе 1 : 200 000. На этой схеме показывают пункты, все измеренные направления и длины сторон.

При оформлении материалов по всему объекту составляют схему объекта, чертежи типов центров и объяснительную записку, содержащую все основные сведения об объекте: название работы и организации, выполнившей ее, сведения о системе координат и высот, в которых были сделаны вычисления, замечания, характерные для выполненной работы, например точность отдельных элементов сети, погрешность слабой стороны и т. п. Кроме этого, в объяснительной записке помещают буквенно-цифровую информацию для ЭВМ.

Образец оформления объяснительной записки приведен в упомянутой выше Инструкции в прил. 5.

Содержание информации для уравнивания зависит от выбранного метода предстоящего уравнивания сети. Информация оформляется на перфокартах для ЭВМ.

Образец оформления информации для уравнивания дан в Инструкции в прил. 4.

ДЕЙСТВИЕ ПОГРЕШНОСТЕЙ В ТРИАНГУЛЯЦИИ

§ 77. ПОГРЕШНОСТЬ СВЯЗУЮЩЕЙ СТОРОНЫ РЯДА ТРИАНГУЛЯЦИИ

Измерение углов и базисных сторон делают с большой аккуратностью, однако, как и всякие измерения, они не могут быть абсолютно безошибочными и сопровождаются теми или иными погрешностями. Поэтому длины сторон треугольников, дирекционные углы сторон и координаты пунктов, получаемые вычислением по данным полевых измерений, также содержат некоторые погрешности. Причем, эти погрешности зависят еще от формы треугольников (от величины их углов) и от количества треугольников, отделяющих определяемые пункты от исходных сторон. Поэтому для получения после уравнивания длин сторон треугольников, дирекционных углов сторон и координат пунктов с требуемой точностью необходимо заранее при проектировании триангуляции подсчитать, какие погрешности можно ожидать и в соответствии с этим составить наилучший вариант проекта.

Рассмотрим погрешность, с которой получается связующая сторона ряда триангуляции.

В простом ряде треугольников (рис. 92) различают связующие $a_1, a_2, a_3, \dots, a_n$ и промежуточные $c_1, c_2, c_3, \dots, c_n$ стороны. Связующие стороны одновременно являются сторонами двух смежных треугольников и, таким образом, каждая из них служит исходной при решении последующего треугольника.

Как видно из рис. 92,

$$a_2 = a_1 \frac{\sin A_2}{\sin B_2}; \quad c_2 = a_1 \frac{\sin C_2}{\sin B_2}; \quad a_3 = a_2 \frac{\sin A_3}{\sin B_3}; \quad c_3 = a_2 \frac{\sin C_3}{\sin B_3}$$

и т. д.

Промежуточными сторонами называются стороны, лежащие против углов, находящихся между связующими сторонами. Соответственно сторонам и углы $A_1, A_2, A_3, \dots, B_1, B_2, B_3, \dots$ называются связующими, а углы $C_1, C_2, C_3, \dots$ промежуточными.

Будем рассматривать все углы как измеренные непосредственно, равноточно и независимо один от другого.

Длина исходной стороны ряда известна или из непосредственного измерения, или из базисной сети, или из триангуляции высшего класса. Длины остальных сторон определяют из последовательного решения треугольников по формуле синусов.

Следовательно, погрешности сторон ряда зависят от погрешности исходной стороны и погрешности углов, участвующих в вычислении.

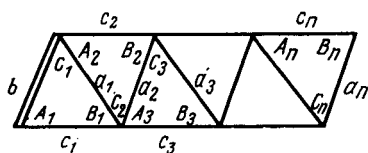


Рис. 92

Определить относительную среднюю квадратическую погрешность связующей стороны a_n ряда легко, вычислив сначала среднюю квадратическую погрешность $m_{\lg a_n}$ логарифма этой стороны. Поэтому получим сначала формулу для $m_{\lg a_n}$.

На рис. 92 показан ряд простых треугольников, имеющий исходную сторону b только на одном конце.

Обозначим уравнированные углы через $A'_1, B'_1, C'_1, A'_2, B'_2, C'_2, A'_n, B'_n, C'_n$. Тогда

$$a_n = \frac{\sin A'_1 \sin A'_2 \dots \sin A'_n}{\sin B'_1 \sin B'_2 \dots \sin B'_n} \cdot b,$$

$$\lg a_n = \lg b + (\lg \sin A'_1 - \lg \sin B'_1) + (\lg \sin A'_2 - \lg \sin B'_2) + \dots + (\lg \sin A'_n - \lg \sin B'_n).$$

Обозначим для краткости

$$\lg \sin A'_i - \lg \sin B'_i = f_i.$$

Здесь $i = 1, 2, 3, \dots$. Тогда можно написать

$$\lg a_n = \lg b + f_1 + f_2 + \dots + f_n.$$

В этом равенстве $\lg b, f_1, f_2, \dots, f_n$ — независимые одна от другой величины, поэтому средняя квадратическая погрешность $m_{\lg a_n}$ логарифма стороны a_n определяется формулой

$$m_{\lg a_n}^2 = m_{\lg b}^2 + m_{f_1}^2 + m_{f_2}^2 + \dots + m_{f_n}^2. \quad (8)$$

Здесь $m_{\lg b}, m_{f_1}, m_{f_2}, \dots$, средние квадратические погрешности логарифма исходной стороны b и функций $f_1, f_2, \dots, f_n$. Погрешность $m_{\lg b}$ обычно известна одновременно с длиной стороны b , следовательно, задача заключается в определении погрешностей $m_{f_1}, m_{f_2}, \dots, m_{f_n}$.

Так как углы измерены с одинаковой точностью, то уравнивание углов ряда, имеющего одну исходную сторону, сводится к распределению невязки в каждом треугольнике поровну на каждый угол, т. е. к соблюдению условия, чтобы сумма углов в каждом треугольнике была равна теоретической.

Заметим, что подобные условия называются условиями уравнениями фигур.

Обозначим измеренные углы через $A_1^\circ, B_1^\circ, C_1^\circ, A_2^\circ, B_2^\circ, C_2^\circ$ и т. д. и невязки треугольников через ω_1, ω_2 и т. д. Тогда

$$A'_1 = A_1^\circ - \frac{\omega_1}{3}; \quad B'_1 = B_1^\circ - \frac{\omega_1}{3}; \quad C'_1 = C_1^\circ - \frac{\omega_1}{3},$$

$$A'_2 = A_2^\circ - \frac{\omega_2}{3}; \quad B'_2 = B_2^\circ - \frac{\omega_2}{3}; \quad C'_2 = C_2^\circ - \frac{\omega_2}{3}$$

и т. д.

Все функции $f_1, f_2, \dots, f_n$ единообразны, поэтому достаточно найти m_k для какого-либо одного треугольника, например номер k , для которого

$$f_k = \lg \sin A'_k - \lg \sin B'_k, \quad (9)$$

$$\omega_k = A_k^\circ + B_k^\circ + C_k^\circ - 180^\circ,$$

$$\left. \begin{aligned} A'_k &= \frac{2}{3} A_k^\circ - \frac{1}{3} B_k^\circ - \frac{1}{3} C_k^\circ + \frac{180^\circ}{3}, \\ B'_k &= \frac{2}{3} B_k^\circ - \frac{1}{3} A_k^\circ - \frac{1}{3} C_k^\circ + \frac{180^\circ}{3}, \\ C'_k &= \frac{2}{3} C_k^\circ - \frac{1}{3} A_k^\circ - \frac{1}{3} B_k^\circ + \frac{180^\circ}{3}. \end{aligned} \right\} \quad (10)$$

Продифференцируем выражение (9)

$$df_k = d \lg \sin A'_k - d \lg \sin B'_k.$$

Вспомним, что

$$d \lg x = \frac{M}{x} dx,$$

где M — модуль натуральных логарифмов, и что $d \sin x = \cos x$, и напомним, выражая изменение угла в секундах

$$df_k = \frac{M}{\rho''} \operatorname{ctg} A'_k dA'_k - \frac{M}{\rho''} \operatorname{ctg} B'_k dB'_k.$$

Выражения

$$\frac{M}{\rho''} \operatorname{ctg} A'_k \quad \text{и} \quad \frac{M}{\rho''} \operatorname{ctg} B'_k$$

представляют собой изменения логарифмов синусов углов A'_k и B'_k при изменении этих углов на $1''$. Обозначая их соответственно δ_{A_k} и δ_{B_k} , получим

$$df_k = \delta_{A_k} dA'_k - \delta_{B_k} dB'_k.$$

Перейдем от дифференциалов к погрешностям

$$\Delta f_k = \delta_{A_k} \Delta A'_k - \delta_{B_k} \Delta B'_k. \quad (11)$$

Погрешности уравненных углов можно получить из формул (10)

$$\Delta A'_k = \frac{2}{3} \Delta A_k^\circ - \frac{1}{3} \Delta B_k^\circ - \frac{1}{3} \Delta C_k^\circ,$$

$$\Delta B'_k = \frac{2}{3} \Delta B_k^\circ - \frac{1}{3} \Delta A_k^\circ - \frac{1}{3} \Delta C_k^\circ.$$

Подставляя эти значения погрешностей в формулу (11), после перемножения и приведения подобных членов, учитывая, что $\Delta A_k^\circ = \Delta B_k^\circ = \Delta C_k^\circ = m''$, и переходя к средним квадратическим погрешностям, получим

$$m_{f_k}^2 = \frac{2}{3} m''^2 (\delta_{A_k}^2 + \delta_{B_k}^2 + \delta_{A_k} \delta_{B_k}).$$

Применяя согласно (8) последнюю формулу к каждому треугольнику и обозначая $\delta_{A_k}^2 + \delta_{B_k}^2 + \delta_{A_k} \delta_{B_k} = R_k$, получим среднюю квадратическую погрешность логарифма связующей стороны n -го треугольника ряда

$$m_{\lg a_n}^2 = m_{\lg b}^2 + \frac{2}{3} m''^2 R_1 + \frac{2}{3} m''^2 R_2 + \dots + \frac{2}{3} m''^2 R_n$$

или окончательно

$$m_{\lg a_n} = \sqrt{m_{\lg b}^2 + \frac{2}{3} m''^2 \sum_1^n R}. \quad (12)$$

Если пренебречь погрешностью исходной стороны $m_{\lg b}$ (при оценке качества геометрического построения ряда погрешность в исходной стороне не имеет значения) и рассматривать ряд, состоящий из треугольников одинаковой формы, например равно-сторонних ($R_1 = R_2 = R_3 = \dots = R_n$), то формула (12) примет вид

$$m_{\lg a_n} = \sqrt{\frac{2}{3} m''^2 n R} = m'' \sqrt{n} \sqrt{\frac{2}{3} R}.$$

Это равенство показывает, что в ряде треугольников погрешность определения связующих сторон возрастает прямо пропорционально квадратному корню из числа треугольников, отделяющих данную сторону от исходной.

Получим теперь формулу для вычисления относительной погрешности связующей стороны.

Дифференцируя функцию $y = \lg x$, имеем

$$dy = M \frac{1}{x} dx.$$

Считая аргумент x длиной стороны и переходя от дифференциалов к средним квадратическим погрешностям, напомним

$$m_{\lg x}^2 = M^2 \left(\frac{m_x}{x} \right)^2; \quad \frac{m_x}{x} = \pm \frac{m_{\lg x}}{M}.$$

Здесь M — модуль десятичных логарифмов, равный 0,434294.
Частное

$$\frac{m_x}{x}$$

есть относительная погрешность величины x . Считая величиной x связующую сторону a_n , получаем формулу для вычисления ее относительной погрешности

$$\frac{m_{a_n}}{a_n} = \frac{m_{lg a_n}}{0,434294}.$$

Если выразим, как принято, $m_{lg a_n}$ в единицах шестого знака логарифма, то получим окончательно

$$\frac{m_{a_n}}{a_n} = \frac{m_{lg a_n}}{434294}. \quad (13)$$

Для ускорения вычислений по формуле (12), величину

$$R = \delta_{A_k}^2 + \delta_{B_k}^2 + \delta_{A_k} \delta_{B_k},$$

выраженную в единицах шестого знака логарифма, выбирают из специальной таблицы, помещенной в «Инструкции о построении государственной геодезической сети СССР».

Для примера подсчитаем ожидаемую относительную погрешность связующей стороны шестого треугольника ($n = 6$), ряда триангуляции, принимая $m = \pm 0,7\%$, погрешностью исходной стороны пренебрегаем.

По связующим углам в табл. 55 находим величины R для каждого треугольника и получаем $\sum R$.

$$\sum R = 4,0 + 6,7 + 4,6 + 10,0 + 7,6 + 11,4 = 44,3$$

единицы 6-го знака логарифма.

Связующие углы треугольников

Т а б л и ц а 55

$A_1 = 60^\circ$	$A_3 = 70^\circ$	$A_5 = 54^\circ$
$B_1 = 65$	$B_3 = 52$	$B_5 = 53$
$A_2 = 48$	$A_4 = 44$	$A_6 = 49$
$B_2 = 64$	$B_4 = 57$	$B_6 = 45$

Следовательно,

$$m_{lg a_n} = \sqrt{\frac{2}{3} (0,7)^2 \cdot 44,3} = 3,8$$

единиц 6-го знака логарифма. Относительная погрешность стороны a_6 равна

$$\frac{3,8}{434294} = \frac{1}{114288}.$$

**§ 78. ПОГРЕШНОСТЬ АЗИМУТА (ДИРЕКЦИОННОГО УГЛА)
СВЯЗУЮЩЕЙ СТОРОНЫ. ПРОДОЛЬНЫЙ И ПОПЕРЕЧНЫЙ
СДВИГИ РЯДА**

Погрешности измерения углов вносят погрешность в азимуты сторон треугольников, и средняя квадратическая погрешность азимута (дирекционного угла) связующей стороны n -го треугольника ряда определяется формулой

$$m_{A_n}^2 = m_{A_0}^2 + \frac{2}{3} nm^2. \quad (14)$$

Здесь $m_{A_0}^2$ — средняя квадратическая погрешность азимута исходной стороны ряда.

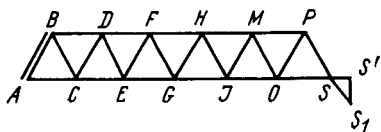


Рис. 93

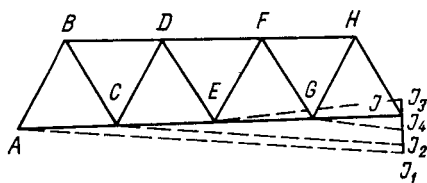


Рис. 94

На рис. 93 показан ряд триангуляции, состоящий из равно-сторонних треугольников, проложенный от базисной стороны AB до пункта S .

Погрешность измерения углов в треугольниках и погрешность в длине и азимуте исходной стороны приводят к тому, что соответственно полученным координатам конечная точка S смещается в положение S_1 . Можно представить себе, что это смещение конечной точки произошло вдоль диагонали AS ряда на величину SS' и перпендикулярно диагонали на величину $S'S_1$. Смещение SS' называется продольным сдвигом конечной точки ряда, а смещение $S'S_1$ — поперечным сдвигом этой точки.

Продольный сдвиг представляет собой погрешность в длине L диагонали ряда. Так как длина диагонали ряда равна сумме длин промежуточных сторон $AC, CB, \dots, OS$, то, следовательно, продольный сдвиг зависит от погрешностей, с которыми получены эти стороны. Для характеристики продольного сдвига вычисляют среднее квадратическое его значение m_L .

Погрешности в измерении углов на пунктах $A, C, E, \dots, O$ приводят конечную точку ряда к поперечным смещениям, величины которых зависят от погрешности в углах и от удаления того или иного пункта от конечного. Рис. 94 поясняет схематически поперечное смещение в виде отрезков JJ_1, JJ_2, JJ_3, JJ_4 .

Погрешности измерения углов случайные, поэтому и эти смещения также случайные и конечная точка ряда смещается по перпендикуляру в обе стороны от направления диагонали.

Для характеристики поперечного сдвига вычисляют его среднее квадратическое значение m_q .

Понятно, что если ряд проложен вдоль меридиана, то его продольный сдвиг равен погрешности в абсциссе, а поперечный — погрешности в ординате конечного пункта ряда.

Ниже приводим формулы для вычисления величин m_L и m_q в окончательном виде, как они даны Ф. Н. Красовским. («Избр. соч.», т. III, с. 112—113).

Для ряда, составленного из равносторонних треугольников,

$$m_L^2 = L^2 \left[\frac{m_b^2}{b^2} + \frac{4k^2 \mp 3k + 5}{9k} \cdot \frac{m''^2}{\rho''^2} \right]. \quad (15)$$

Знак минус перед величиной $3k$ следует брать, если подсчитывают сдвиг вершины нечетного треугольника ряда, и знак плюс для вершины четного треугольника

$$m_q = \frac{L}{\rho''} \sqrt{m_{A_0}^2 + \frac{2m''^2}{15} \cdot \frac{k^2 + k + 3}{k}} \quad (16)$$

для ряда с нечетным числом треугольников,

$$m_q = \frac{L}{\rho''} \sqrt{m_{A_0}^2 + \frac{m''^2}{15} \cdot \frac{2k^2 + 5k + 5}{k}} \quad (17)$$

для ряда с четным числом треугольников.

В формулах (15—17):

b и m_b — длина исходной стороны ряда и ее средняя квадратическая погрешность;

m_{A_0} — средняя квадратическая погрешность азимута исходной стороны;

m'' — средняя квадратическая погрешность измерения углов;

k — число промежуточных сторон в диагонали L ряда.

Формулы (12) и (14—17) справедливы для рядов, имеющих исходную сторону с заранее известными и не подлежащими изменению при уравнивании длиной и азимутом (дирекционным углом) только на одном конце.

Уравнивание такого ряда состоит лишь в распределении невязки в каждом треугольнике поровну на все три угла. В этом случае говорят, что ряд уравнивается только за условные уравнения фигур.

Однако в практике геодезических работ, как правило, ряд прокладывают между двумя исходными сторонами на обоих его концах. А если в сети триангуляции имеется две, как в ряде треугольников, или более исходных сторон, то кроме условий фигур, необходимо выполнить еще условия базисное и азимутное (дирекционных углов).

Базисное условие выражает требование, чтобы любая исходная сторона, длина которой заранее известна, будучи вычислена

через треугольники от другой исходной стороны, получала значение, равное ее известной длине (базисное условное уравнение).

Условие азимутов (дирекционных углов) выражает требование, чтобы известный заранее азимут (дирекционный угол) любой исходной стороны, будучи вычислен от азимута (дирекционного угла) какой-либо из исходных сторон, получал значение, равное его известному значению (азимутальное условное уравнение).

Заметим, что при одновременном учете условий фигур, базисного и азимутов (дирекционных углов), невязки в треугольниках распределятся уже не поровну на каждый угол, что подробно будет объяснено при разборе уравнивания триангуляции.

Для определения влияния погрешностей измерения углов в рядах, составленных из равносторонних треугольников и уравненных за условные уравнения фигур, базисные и азимутальные, служат такие формулы (Ф. Н. Красовский «Избр. соч., т. III, с. 113)

$$m_{lg a_n}^2 = \frac{m_{lg b}^2}{2} + 2,96 m''^2 \frac{(N-n)n}{N}, \quad (18)$$

$$m_L^2 = \frac{L^2}{2} \left[\frac{m_b^2}{b^2} + \frac{2k^2 - 3k + 10}{9k} \cdot \frac{m''^2}{\rho''^2} \right], \quad (19)$$

$$m_q = \frac{L}{\rho'' \sqrt{2}} \sqrt{m_{A_0}''^2 + \frac{k^2 + 2k + 12}{15k} m''^2}, \quad (20)$$

$$m_{A_n}''^2 = \frac{m_{A_0}''^2}{2} + \frac{m''^2}{25} \left[(5n + 12) - \frac{(5n + 6)^2}{5n + 12} \right]. \quad (21)$$

В этих формулах дополнительно к прежним обозначениям: A_n — азимут (дирекционный угол) n -й стороны ряда; N — общее число треугольников ряда.

Ч и с л о в ы е п р и м е р ы. Чтобы иметь представление о влиянии погрешностей измерения углов и исходных данных на элементы ряда с исходными сторонами на одном и на обоих концах, сделаем расчеты по приведенным формулам для ряда 1 класса, состоящего из 11 треугольников. Средняя длина стороны треугольника — 22 км. Примем для средней квадратической погрешности m измерения угла, относительной погрешности $\frac{m_b}{b}$ исходной стороны и погрешности m_{A_0} дирекционного угла исходной стороны наибольшие допускаемые величины.

Тогда

$$N = 11; \quad k = 6; \quad L = 132 \text{ км}; \quad m = 0,7''; \quad m_{A_0} = 0,5'';$$

$$\frac{m_b}{b} = \frac{1}{400\,000}.$$

В ряде, имеющем стороны с заранее известными длинами и дирекционными углами на обоих концах, наиболее слабо опреде-

ляется средняя сторона. (К такому выводу легко прийти, найдя максимум функции $y = (N - n) n$.) Поэтому для сопоставления результатов нужно принять $n = 6$. Наконец, для упрощения вычислений будем считать все треугольники равносторонними, так что для каждого из них $\delta_A^2 + \delta_B^2 + \delta_{AB}^2 = 4,5$ единицы шестого знака логарифма.

$$\frac{m_{lg b}}{434\,294} = \frac{1}{400\,000},$$

следовательно, $m_{lg b} = \pm 1,1$ единицы шестого знака логарифма.

По (12) $m_{lg a_6} = 3,17$; по (18) $m_{lg a_6} = 2,14$ единицы шестого знака логарифма. Соответственно

$$\frac{m_{a_6}}{a_6} = \frac{1}{137\,000} \text{ и } \frac{m_{a_6}}{a_6} = \frac{1}{202\,941}.$$

По (15) $m_L = \pm 0,77$ м; по (19) $m_L = \pm 0,41$ м;

По (16) $m_q = \pm 0,55$ м; по (20) $m_q = \pm 0,34$ м;

По (14) $m_{A_6} = \pm 1,49''$; по (21) $m_{A_6} = \pm 0,58''$.

Полученные средние квадратические погрешности показывают, что в ряде, уравненном за условные уравнения фигур, базисных и дирекционных углов, длина и дирекционный угол наиболее слабо определяемой стороны имеют средние квадратические погрешности соответственно в $1^{1/2}$ и $2^{1/2}$ раза меньше тех, которые получила бы эта сторона, если бы ряд был уравнен только за условные уравнения фигур.

Продольный сдвиг почти в 2 раза, а поперечный сдвиг в $1^{1/2}$ раза меньше в ряде, уравненном за условные уравнения фигур, базисных и дирекционных углов, нежели в ряде такой же длины, но уравненном только за условные уравнения фигур.

Следовательно, для увеличения точности триангуляции необходимо через определенное число треугольников измерять базисные стороны и определять азимуты Лапласа. Это число треугольников должно быть заранее рассчитано, исходя из предельной погрешности, которую можно допустить для наиболее слабо определяемой стороны. Так, в триангуляции I класса при допустимой предельной относительной погрешности наиболее слабо определяемой стороны

$$\frac{1}{150\,000}$$

базисные стороны с определением пунктов Лапласа должны располагаться не реже, чем через 18—19 треугольников.

Формулы (12) и (14—21) учитывают только случайные погрешности измерения углов. В действительности, наряду со случайными погрешностями имеют место систематические погрешности, поэтому погрешности, подсчитанные по этим формулам, меньше действи-

тельных. Систематические погрешности измерения углов складываются из инструментальных погрешностей (главным образом из погрешностей делений лимба), влияния азимутального смещения лимба из-за вращения столика сигнала, смещения самого инструмента и т. п. Строго учесть систематическое влияние невозможно и его стараются свести до минимума продуманной и научно обоснованной организацией и методикой работ при проектировании, рекогносцировке и наблюдениях на пунктах триангуляции.

Пользуясь формулами погрешностей сторон, погрешностей их дирекционных углов и формулами продольного и поперечного сдвигов ряда, можно подсчитать ожидаемую погрешность координат любой вершины треугольников ряда.

§ 79. ОБЩЕЕ ПОНЯТИЕ О ПУНКТАХ ЛАПЛАСА

Исходная и конечная базисные стороны ряда (отдельного звена в полигоне 1 класса) имеют азимуты, определяемые при помощи астрономических наблюдений, в которые входят также определения широт и долгот конечных пунктов обеих сторон.

Пусть в ряде треугольников, изображенном на рис. 93, такими сторонами являются стороны AB и PS с конечными пунктами A, B, P, S . На пунктах A и S получены астрономические широты φ_A и φ_S , астрономические долготы λ_A и λ_S и астрономические азимуты A'_{AB} и A'_{SP} сторон AB и SP .

Астрономические азимуты сторон, как непосредственно измеренные, связаны с отвесными линиями, в то время как геодезические азимуты тех же сторон связаны с нормальями к поверхности эллипсоида.

Уклонение отвесных линий приводит к тому, что астрономические азимуты сторон не равны их геодезическим азимутам.

Переход от астрономического азимута к геодезическому совершается путем введения в астрономический азимут поправки Лапласа за влияние уклонения отвесной линии. Эта поправка равна разности астрономической и геодезической долгот пункта, умноженной на синус широты пункта.

Обозначая геодезические азимуты сторон AB и SP через A_{AB} и A_{SP} , напишем

$$\left. \begin{aligned} A_{AB} &= A'_{AB} - (\lambda_A - L_A) \sin \varphi_A \\ A_{SP} &= A'_{SP} - (\lambda_S - L_S) \sin \varphi_S \end{aligned} \right\}. \quad (22)$$

Здесь L_A и L_S геодезические долготы пунктов A и S .

Геодезический азимут, выведенный из соответствующего астрономического азимута, путем исправления его за влияние отклонения отвесной линии называется а з и м у т о м Л а п л а с а. Долгота начального пункта ряда обычно известна из результатов ранее уравниваемых рядов, а долготу L_S конечного пункта получают из предварительного вычисления ряда.

Уравнения (22) называют у р а в н е н и я м и Л а п л а с а, а пункты, на которых выполнялись астрономические определения, — п у н к т а м и Л а п л а с а.

Погрешности в измерении углов треугольников ряда могут внести в долготу L_S конечного пункта ряда погрешность, которая в азимут дает погрешность всего в сотых долях секунды. Поэтому азимуты Лапласа можно считать независимыми от угловых измерений в триангуляции.

Азимуты Лапласа имеют очень большое значение в триангуляции.

1. Двустороннее определение азимутов Лапласа дает возможность судить, насколько одностороннее определение такого азимута искажено действием боковой рефракции и уменьшает искажение из-за боковой рефракции в эти азимуты.

2. Азимуты Лапласа дают независимую ориентировку каждого отдельного звена с одинаковой точностью в любой части территории государства.

3. Азимуты Лапласа принимают как исходные, не подлежащие изменению при уравнивании как отдельного звена, так и полигонов триангуляции. Поэтому они дают возможность контролировать измерение углов и делать уравнивание их за условие азимутов.

4. Азимуты Лапласа в значительной мере исключают систематические погрешности измерения углов.

§ 80. ОБРАТНЫЙ ВЕС ЛОГАРИФМА СТОРОНЫ

Величина погрешности $m_{lg b}$ исходной стороны на точность определения длин сторон треугольников мала в сравнении с влиянием погрешностей измерения углов. Поэтому, не учитывая погрешность $m_{lg b}$, формулу (12) напомним в виде

$$m_{lg a_n}^2 = m''^2 \frac{2}{3} \sum_1^n (\delta_A^2 + \delta_B^2 + \delta_A \delta_B). \quad (23)$$

Выражение $\frac{2}{3} \sum_1^n (\delta_A^2 + \delta_B^2 + \delta_A \delta_B)$ есть о б р а т н ы й вес л о г а р и ф м а стороны a_n и обозначается $\frac{1}{p_{a_n}}$. Численное значение обратного веса зависит только от формы треугольников и не зависит от точности измерения углов. Чем острее связующие углы треугольников, и, следовательно, чем больше величины δ ,

тем больше значение $\frac{1}{p}$, а также $m_{lg a_n}^2$. Таким образом, величина

$$\frac{1}{p_{a_n}} = \frac{2}{3} \sum_1^n (\delta_A^2 + \delta_B^2 + \delta_A \delta_B) \quad (24)$$

характеризует качество или геометрическое достоинство формы ряда от первого до n -го треугольника. Вычисляя для рядов триангуляции, состоящих из треугольников различной формы, значения $\frac{1}{p_{a_n}}$, можно судить об их сравнительных достоинствах с точки зрения их геометрической формы, а соблюдение условия, чтобы величина $\frac{1}{p_{a_n}}$ не превышала определенного предела, обеспечивает допустимость данной формы ряда.

Вычисление обратного веса делают при проектировании триангуляции и рекогносцировки.

Согласно (23) и (24)

$$m_{lg a_n}^2 = m''^2 \frac{1}{p_{a_n}}. \quad (25)$$

Здесь $\frac{1}{p_{a_n}}$ равно сумме величин $\frac{1}{p}$, вычисленных для каждого треугольника по формуле

$$\frac{1}{p} = \frac{2}{3} (\delta_A^2 + \delta_B^2 + \delta_A \delta_B).$$

Если известна средняя квадратическая погрешность направления, то зная, что средняя квадратическая погрешность m_y угла и средняя квадратическая погрешность m_n направления связаны равенством

$$m_y^2 = 2m_n^2,$$

для погрешности в логарифме стороны получим

$$m_{lg a_n} = \sqrt{2} m_n'' \sqrt{\frac{1}{p_{a_n}}} = m_n'' \sqrt{2 \frac{1}{p_{a_n}}}. \quad (26)$$

Если вес угла принять равным 1, то вес направления равен 2. Поэтому выражению (26) можно придать вид формулы (25)

$$m_{lg a_n} = m_n'' \sqrt{\frac{1}{p_{a_n}}}, \quad (27)$$

считая, что вес 1 имеет направление, а величины $\frac{1}{p}$ вычисляют по равенству

$$\frac{1}{p} = \frac{4}{3} (\delta_A^2 + \delta_B^2 + \delta_A \delta_B). \quad (28)$$

§ 81. ВЫГОДНЕЙШАЯ ФОРМА ТРЕУГОЛЬНИКА

При решении вопроса о наиболее выгодной форме треугольника необходимо одновременно и совместно учитывать следующие условия: 1) любая сторона треугольника высшего класса может послужить исходной стороной триангуляции низшего класса, поэтому точность определения связующей и промежуточной сторон должна быть одинаковой; 2) величина $\frac{1}{p}$ треугольника должна быть наименьшей; 3) надо стремиться к наиболее точному определению положения пунктов на всей территории, покрываемой триангуляцией, для чего необходимо, по возможности, уменьшать число треугольников; 4) форма треугольника должна способствовать нормальному развитию ряда (сети) в различных физико-географических условиях, в частности при различных формах рельефа местности.

Рассмотрим эти условия. Первые два условия объединим и будем рассуждать так. Для того чтобы связующая и промежуточная стороны n -го треугольника определились с одинаковой точностью, необходимо равенство

$$m_{lg} a_n = m_{lg} c_n.$$

Промежуточную сторону n -го треугольника вычисляют по формуле синусов, так же как и связующие, только в n -м треугольнике (см. рис. 92) нужно угол A_n заменить углом C_n . Поэтому написанное выше равенство возможно только, если

$$A_n = C_n.$$

Любой треугольник ряда может быть n -м, следовательно, треугольники ряда должны быть равнобедренными с равными углами при вершинах A и C . В таком случае углы B должны удовлетворять равенству

$$B = 180^\circ - 2A.$$

Найдя зависимость между углами треугольника, можно определить их величины, пользуясь формулой обратного веса. Именно, можем написать для такого треугольника

$$\frac{1}{p} = \frac{2}{3} \frac{M^2}{p'^2} (\operatorname{ctg}^2 A - \operatorname{ctg} A \operatorname{ctg} 2A + \operatorname{ctg}^2 2A). \quad (29)$$

Наилучшим треугольником будет такой, для которого величина $\frac{1}{p}$ имеет наименьшее значение. Поэтому теперь вопрос сводится к нахождению такого угла A , при котором функция $\frac{1}{p}$ минимальна.

Решив эту задачу по правилам дифференциального исчисления, найдем для угла A значение $52^\circ 46'$. Следовательно, если треугольники ряда имеют углы $A = 52^\circ 46'$ и $B = 74^\circ 28'$, то все их

стороны определяются с одинаковой точностью. Величина $\frac{1}{\rho}$ такого треугольника равна 2,5 единицы шестого знака логарифма.

Третье условие возможного уменьшения общего числа треугольников лучше всего выполняется при равносторонних треугольниках, имеющих при одинаковом периметре наибольшую площадь в сравнении с треугольниками любой другой формы. Обратный вес равностороннего треугольника равен 2,9 единицы шестого знака логарифма.

Рассмотрим теперь последнее условие. Рельеф местности часто создает трудности для нормального продолжения триангуляции в требуемом направлении. Для лучшего использования высот и обхода препятствий бывает необходимо строить треугольники с различными связующими углами. Конечно, эти треугольники не будут полностью удовлетворять указанным выше условиям, но зато в совокупности несколько целесообразно подобранных (в смысле величин связующих углов) треугольников могут позволить развить сеть в данном месте с небольшим увеличением обратного веса и большим преимуществом в отношении местоположения пунктов, высоты сигналов и сохранения общего направления триангуляции.

Сделаем теперь некоторые выводы.

Если исходить из условия, чтобы все стороны треугольников были определены с одинаковой точностью, то размеры треугольников будут убывать и, кроме того, ряд не будет иметь прямолинейного направления (см. рис. 95). При равносторонних треугольниках площадь их сохраняется и хорошо выдерживается прямолинейное направление ряда. Разница в величинах обратных весов для того и другого треугольников незначительна, поэтому следует признать, что если не учитывать особенностей рельефа, наиболее выгодным является равносторонний треугольник.

Однако в конкретных условиях производственного задания это надо решать, принимая во внимание не один, а группу смежных треугольников.

§ 82. ПОНЯТИЕ ОБ ОЦЕНКЕ ТОЧНОСТИ ЭЛЕМЕНТОВ В СПЛОШНОЙ СЕТИ ТРИАНГУЛЯЦИИ

При оценке точности длины и дирекционного угла стороны в сплошной сети триангуляции поступают так.

Выбирают ряд треугольников между какими-либо двумя базисными сторонами и делают оценку точности стороны одного треугольника ряда. Понятно, что какой бы ряд треугольников мы ни взяли, он всегда взаимно связан со смежными, а через них и с дальнейшими треугольниками сети. Эта взаимосвязь приводит к тому, что при уравнивании сети должны быть выполнены не только условные уравнения фигур, базисных и дирекционных

углов, но еще условные уравнения горизонта и полюсное. (Условное уравнение горизонта требует, чтобы сумма всех углов, расположенных вокруг одной точки, равнялась 360° .)

Поэтому, как показывают теоретический вывод, подтвержденный вычислениями, на точность определения длины и дирекционного угла стороны влияют погрешности измерения углов в треугольниках, находящихся в четырех рядах по обе стороны от выбранного ряда. Дальнейшие ряды треугольников почти никакого влияния не оказывают.

На рис. 96 показаны выделенный в сплошной сети ряд треугольников между базисными сторонами AB и CD в сети и ряды, влияющие на точность определения длины и дирекционного угла стороны, например стороны KL этого ряда. За базисными сторонами на точность влияют только два ряда треугольников, как показано на рис. 96.

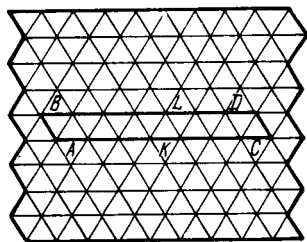


Рис. 96

В работе «О точности сплошных сетей триангуляции» К. Л. Проворов показал, что если в сплошной сети триангуляции имеются равномерно расположенные базисные стороны,

Таблица 56
Средние квадратические погрешности m''_{A_s} и $m_{lg a_s}$

Цепь	Погрешность после уравнения	
	$\pm m''_A$	$\pm m_{lg a}$ в шестом знаке логарифма
Простая	1,5	3,1
Двойная	1,1	2,4
Тройная	0,8	1,8
Пятикратная	0,7	1,4
Семикратная	0,6	1,2
Девятикратная	0,6	1,2
Сплошная сеть	0,5	1,0

причем между каждыми двумя смежными сторонами находится не менее 12 и не более 24 треугольников, то в такой сети, уравненной за условия фигур, горизонтов, полюсные, базисные и дирекционных углов, точность определения длин сторон и их дирекционных углов в различных частях сети одинакова. Исключение представляют только стороны треугольников, непосредственно примыкающих к базисным сторонам, и стороны треугольников, расположенных в четвер-

тых рядах от ряда с базисными сторонами. На рис. 96 показаны крайние ряды сети.

Это имеет большое значение при размещении в сети базисных сторон. Поэтому в «Инструкции о построении государственной геодезической сети СССР» предусмотрено, что базисные стороны в сплошных сетях триангуляции 2 класса должны располагаться не реже чем через 25 треугольников; при этом (в не зависимости от числа треугольников) одна базисная

сторона должна быть расположена примерно в середине полигона.

В своей работе К. Л. Проворов произвел подсчет средних квадратических погрешностей азимута и логарифма связующей стороны восьмого треугольника из различных построений (при $m'' = \pm 0,9''$). Этот подсчет приведен в табл. 56.

Из приведенной таблицы видно, что точность передачи азимутов и длин сторон в сплошной сети повышается приблизительно в три раза по сравнению с простой цепью, уравненной только за условия фигур.

§ 83. КРАТКИЕ СВЕДЕНИЯ О ТОЧНОСТИ ТРИЛАТЕРАЦИИ

В рядах и сетях треугольников, проложенных методом трилатерации, погрешности дирекционных углов (азимутов) сторон, погрешности уравненных углов, продольный и поперечный сдвиг рядов зависят от точности измерения сторон треугольников.

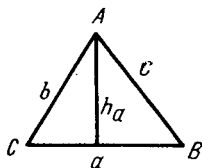


Рис. 97

Рассмотрим предложенную и выведенную С. А. Бутлером формулу зависимости средней квадратической погрешности угла треугольника от средней квадратической погрешности измерения его сторон.

Если треугольник равносторонний (рис. 97), т. е. углы $A = B = C = 60^\circ$, а стороны $a = b = c = S$, и при равноточном измерении сторон, т. е. при $m_a = m_b = m_c = m_s$, формула С. А. Бутлера принимает вид

$$m''^2 = \frac{2\rho''^2}{S^2} m_s^2.$$

На основании этой формулы можно определить необходимую точность измерения сторон в трилатерации

$$\frac{m_s}{S} = \frac{m''}{\rho'' \sqrt{2}}.$$

В 1 классе триангуляции углы измеряют $m'' = \pm 0,7''$. Тогда в 1 классе стороны надо измерять с точностью

$$\frac{m_s}{S} = \frac{0,7''}{206\,265 \sqrt{2}} = \frac{1}{413\,000}.$$

Во 2 классе триангуляции углы измеряют $m'' = \pm 1,0''$. Тогда во 2 классе стороны надо измерять с точностью

$$\frac{m_s}{S} = \frac{1}{206\,265 \sqrt{2}} = \frac{1}{291\,000}.$$

Не приводя расчетов, укажем, что поперечный сдвиг в ряде трилатерации в шесть с лишним раз больше продольного сдвига (резкое различие в величинах продольных и поперечных сдвигов — недостаток трилатерации) и более чем в два раза превосходит величину поперечного сдвига в аналогичном ряде триангуляции. Для того чтобы поперечный сдвиг ряда трилатерации сравнялся с аналогичным сдвигом в ряде триангуляции, нужно обеспечить в трилатерации измерение сторон с точностью порядка 1 : 500 000.

СОСТАВЛЕНИЕ ПРОЕКТА ТРИАНГУЛЯЦИОННЫХ СЕТЕЙ И РЕКОГНОСЦИРОВКА ПУНКТОВ

§ 84. ПРОЕКТИРОВАНИЕ ТРИАНГУЛЯЦИОННЫХ СЕТЕЙ

Триангуляционные сети создают так же, как и любые топографо-геодезические работы, по заранее разработанным проектам, составленным в соответствии с действующей Инструкцией [20]. Проект должен решать все технические вопросы построения сети, организацию работ и определять стоимость запроектированных работ. Технические проекты состояются на определенные объекты (участки) работ.

Проекты согласуются с отделами государственного геодезического надзора (по территориальной принадлежности) и утверждаются Главным управлением геодезии и картографии или руководителем предприятия (при стоимости работ до 500 тыс. руб.).

Утвержденный технический проект является основным документом как для составления текущих производственно-финансовых планов, так и для выполнения всех полевых и камеральных работ.

Составлению технического проекта предшествует ряд подготовительных работ.

1. Изучение производственного задания на проектирование сети, получаемого от вышестоящей организации.

В задании указывают: целевое назначение проектируемых сетей, географические границы объекта и его площадь, плотность пунктов триангуляционной сети, основные технические требования и сроки выполнения работ. В производственном задании могут быть изложены особые требования для данного объекта, которые должны быть учтены при проектировании и выполнении работ.

2. Сбор и изучение необходимых материалов.

От полноты собранных материалов и от тщательности их изучения во многом зависят качество и экономичность технического проекта.

Должны быть собраны и изучены:

а) имеющиеся карты данного района: топографические масштаба от 1 : 10 000 до 1 : 1 000 000 и специальные (административные, геологические, лесные и др.);

- б) аэроснимки, если был произведен залет;
- в) сведения и материалы о выполненных в данном районе геодезических работах по триангуляции, полигонометрии, нивелированию (схемы, каталоги, технические отчеты, кроки);
- г) заключения отделов госгеонадзора по ведомственным работам;
- д) литературные источники, освещающие геоморфологию, географию, климатологию и экономику района работ.

3. Выбор технико-экономически выгодной средней длины стороны триангуляции 2 класса. Стороны сети триангуляции 2 класса могут быть по длине в пределах 7—20 км. Предположим, площадь объекта занимает 20 000 км². Производственным заданием установлена плотность обоснования — один пункт на 60 км². Могут быть разные варианты построения сети. На объекте должно быть пунктов 2 и 3 классов:

$$\frac{20\,000}{60} = 333.$$

Сколько из них будет 2 класса и сколько 3 класса? Площадь P , обеспечиваемая одним пунктом сети, если сеть построена из равно-сторонних треугольников, может быть выражена приближенной формулой, предложенной В. Ф. Павловым

$$P = 0,87S^2,$$

где S — средняя длина стороны сети.

Используя эту формулу, можно подсчитать количество пунктов 2 класса, которое будет на проектируемом объекте в зависимости от принятой средней стороны сети.

Если принять среднюю длину стороны триангуляции 2 класса равной 8 км, то один пункт такой сети будет обеспечивать площадь $P = 0,87 \cdot 8^2 = 56$ км². В этом случае проектируемая сеть будет состоять только из пунктов 2 класса, которых будет примерно 333.

Если принять среднюю длину стороны триангуляции 2 класса равной 15 км, то один пункт будет обеспечивать площадь $P = 0,87 \times 15^2 = 196$ км². В этом случае пунктов 2 класса и сети будет

$$\frac{20\,000}{196} = 102.$$

Остальные 231 будут пунктами 3 класса.

Средняя длина стороны триангуляции 2 класса должна для каждого объекта дать экономически целесообразный вариант сети.

В равнинной местности дальность видимого горизонта ограничивается кривизной Земли. Поправка за кривизну Земли с учетом

влияния вертикальной рефракции определяется с достаточной точностью по формуле

$$f_m = \frac{S_{км}^2}{15}.$$

Нетрудно подсчитать, что в равнинной открытой местности при длинах сторон 8—10 км подъем в двух точках для взаимной видимости надо осуществить на 2—3 м (с учетом нормального прохождения визирного луча). При длине сторон 18—20 км в открытой местности подъем в двух точках для взаимной видимости между ними следует осуществлять уже на 11—14 м.

В средних и северных районах СССР при равнинном характере территории обычно много болот. Это создает неблагоприятные условия видимости, вызванные избытком влаги в нижних слоях атмосферы. Еще хуже дело обстоит в южных равнинных районах СССР. Значительное нагревание воздуха днем и резкое остывание воздуха и почвы ночью сопровождается сильными перемещениями слоев воздуха. Удовлетворительная видимость из-за этого удаленных земных предметов бывает не всегда, и эти видимости очень короткие (менее одного часа за сутки).

Отсюда можно сделать следующие выводы. В равнинных и особенно безлесных районах сеть триангуляции 2 класса выгоднее разбивать небольшими треугольниками, увеличивая их размеры при подходе к сторонам 1 класса. Построению сплошной сети в этих районах ничего не мешает (нет препятствий ни по характеру рельефа, ни из-за растительного покрова), высота знаков будет максимально снижена (она определяется только совместным влиянием кривизны Земли и рефракции), что особенно существенно в безлесных районах. Трудоемкость наблюдений при небольших расстояниях также будет снижена (в равнинных районах это дает больший экономический эффект).

В районах с сильно выраженным рельефом и, особенно в залесенных, сеть триангуляции 2 класса целесообразнее развивать крупными треугольниками, дополняя ее пунктами 3 класса. Пункты 3 класса, определяясь вставками, позволяют исключить некоторые связи и широко варьировать форму треугольников. Отсутствие обязательной сплошной сети, в данном случае сети 3 класса, сильно облегчает ее развитие. А постройка знака в лесу требует высот знаков выше высоты леса (она определяется высотой леса).

На одном объекте могут быть применены обе схемы. Все зависит от характера рельефа, условий видимости, наличия леса. Нередко для окончательного решения вопроса нужно сравнить стоимости построения сетей различными схемами. Технический проект с экономическим, техническим и организационным оптимальным вариантом и должен быть принят как окончательный.

4. Геодезическое обследование района предстоящих работ. Для лучшего изучения района

предстоящих работ перед составлением технических проектов проводят геодезическое обследование, предусматривающее выезд специалистов в район будущих работ с целью выявления и уточнения ряда физико-географических, метеорологических, экономических, организационных и других условий и данных, которые были в недостаточном количестве и качестве получены из литературы, справочных источников и карт. Геодезическое обследование особенно важно в отдаленных и труднодоступных районах. При проведении работ в обжитых и хорошо изученных районах, особенно на объектах, по соседству с которыми недавно выполнялись аналогичные работы, обследование можно исключить. Обследование осуществляется объездом по специально разработанным маршрутам. В ходе обследования, кроме того, посещают отделы госгеонадзора, местные административные, дорожные и другие организации, метеорологические станции и лесхозы. Во всех этих организациях проверяют и дополняют сведения, необходимые для составления проекта: о населении, путях сообщения, наличии нефтебаз, возможности найма транспорта и рабочей силы, глубине промерзания грунта или оттаивания (в районах вечной мерзлоты), высотах леса и др.

При объезде участка наносят на карту замеченные изменения.

Особое внимание при объезде уделяется обследованию старых триангуляционных, полигонометрических пунктов и знаков нивелирования. Обследование производится выборочно. Поэтому для установления закономерности сохранности геодезических пунктов обследовать следует пункты, находящиеся в разных условиях (расположенные на пашне, в лесу, среди болот и т. д.).

В результате геодезического обследования представляется объяснительная записка, составляемая по установленной программе. В записке приводятся все собранные сведения и даются рекомендации по следующим вопросам: о расположении баз экспедиций и партий, организации транспорта, о снабжении продовольствием, горючим, о необходимости найма проводников, инструкторов-альпинистов, лоцманов, о возможности местной лесозаготовки, общие рекомендации по организации работ. В записке дается обоснование категорий трудности по характерным участкам и по видам работ.

К объяснительной записке прилагаются карты масштаба 1 : 300 000 со всеми данными и характеристиками, собранными и полученными в результате обследования.

§ 85. СОБСТВЕННО ПРОЕКТИРОВАНИЕ

Географические границы объекта указываются в производственном задании. Необходимо установить геодезические границы объекта. Сеть триангуляции проектируется до примыкания ее к ряду триангуляции I класса или к ранее исполненной сети. Затем приступают к тщательному изучению рельефа района создания сети.

Умелое использование рельефа и выбор наиболее выгодных мест для пунктов сети позволяет максимально снижать высоты знаков, достигая этим экономичности проекта.

Пункты триангуляции должны располагаться на водоразделах и господствующих высотах этих водоразделов. Отдельные возвышения рельефа не должны быть препятствием, а длины сторон должны согласоваться с рельефом местности.

Водоразделы можно разделить на несколько порядков: главные водоразделы, расположенные между значительными реками,

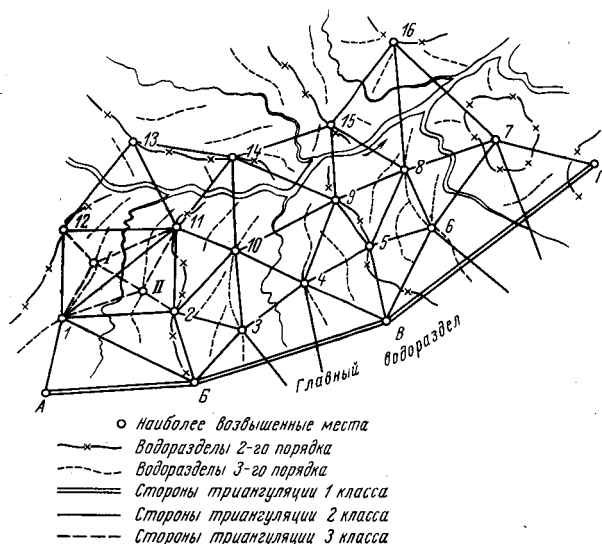


Рис. 98

водоразделы 2-го порядка, расположенные между притоками значительных рек, и водоразделы 3-го порядка, расположенные между водоразделами 2-го порядка.

Высоты водоразделов далеко не одинаковы. Кроме того, высоты водоразделов 3-го порядка немногим меньше высот водоразделов 2-го порядка.

Очевидно, одни стороны треугольников сети должны пересекать долины. Это наиболее легкие направления. При отсутствии леса видимость по таким направлениям открыта с земли одного пункта до земли другого, например между пунктами 3 и 4, 9 и 15, 7 и 8 (рис. 98). Другие стороны треугольников сети будут идти вдоль водоразделов. Это уже более трудные направления. По ним нельзя утверждать видимость с земли одного пункта до земли другого даже при отсутствии леса. Такими направлениями будут направления между пунктами 2 и 11, 13 и 14, 6 и 8. И, наконец, будут стороны сети (их желательно избегать), которые

пересекают водоразделы. Это наиболее трудные направления. В случаях, когда такие направления неизбежны, надо использовать разрывы и седловины, имеющиеся в водоразделах. Такими трудными направлениями на нашем рисунке будут направления между пунктами 10—11, 4 и 5, 8 и 9.

Проектирование сетей начинают с ранее исполненных триангуляций.

При проектировании для ослабления влияния боковой рефракции необходимо избегать направлений вдоль крупных рек или озер, вдоль склонов, а также над городами и заводами. Если направления пересекают значительные водные поверхности, то необходимо стремиться реки пересекать под прямым углом, а поверхности озер и больших болот — симметрично.

Диагональные направления при заметном увеличении объема работ дают слишком небольшой выигрыш в точности уравненных элементов (на 10%). Поэтому диагональные направления в сетях 2 и 3 классов не рекомендуются.

При проектировании надо учитывать обеспечение дальнейшего сгущения сети. Пункты сети должны быть видимы на возможно большей площади, а не только по направлениям сети.

Пользуясь рельефом, изображенным на картах, а также сведениями, полученными в результате сбора материалов и геодезического обследования (высоты знаков прежних триангуляций, высоты леса и т. д.) составитель технического проекта рассчитывает высоты знаков (методы расчета изложены ниже). Эти высоты знаков будут иметь приближенный характер, но они дают возможность достаточно верно определить среднюю высоту знаков, а значит правильно установить затраты на постройку.

Рельеф на картах изображается обобщенно. Погрешность в изображении рельефа зависит от высоты сечения. На картах масштаба 1 : 100 000 высота сечения рельефа 20 м, на картах масштаба 1 : 50 000 — 10 м. Погрешность в плановом положении горизонталей может достигать соответственно 7 и 4 м. Кроме того, высоты леса на картах показаны средние. Фактическая высота отдельных деревьев может быть на 6—10 м выше этой средней. Высоты зданий и древонасаждений в населенных пунктах вообще не показываются на картах. Необходимо учитывать, что деревья растут (особенно молодые) довольно быстро — до 0,4—1 м в год.

В зависимости от условий района работ необходимо выбрать соответствующий тип геодезических знаков. В безлесных районах предпочтительнее металлические или деревянные разборные знаки. В залесенных или полузакрытых районах с наличием местного строительного леса выгодней строить деревянные знаки. В зависимости от климатических условий и характера грунта (глубина промерзания, наличие вечной мерзлоты) выбирают типы центров, подлежащие закладке. Устанавливают, какие типы центров на старых пунктах не отвечают требованиям долговременной сохранности и подлежат перезакладке.

§ 86. СОДЕРЖАНИЕ ТЕХНИЧЕСКИХ ПРОЕКТОВ

Технический проект состоит из следующих разделов.

1. Целевое назначение проектируемых работ. Излагается целевое назначение проектируемых работ, сведения о границах объекта (географических и геодезических), номенклатуре трапеций, входящих в объект, площади объекта, сроках выполнения работ на объекте.

2. Физико-географическая и экономическая характеристика района работ. В этом разделе подробно даются сведения о путях сообщения и связи, характере рельефа, гидрографии, климатических условиях, степени залесенности и высотах леса, характеристики грунтов. Приводятся данные по установлению районного коэффициента и надбавок к зарплате в связи с высокогорностью или безводностью района работ.

3. Обзор, анализ и оценка ранее произведенных работ. Дается обзор и анализ ранее выполненных на участке триангуляционных и полигонометрических работ. Приводится их оценка и указывается возможное использование. Раздел иллюстрируется таблицами и картограммами.

4. Проектируемые работы, технико-экономическое обоснование. Обосновывается принятая методика работ. Даются сведения о наибольшей, наименьшей и средней сторонах триангуляции по классам, наибольших и наименьших углах треугольников, плотности пунктов. Обосновываются высоты знаков, дается средняя высота знака на объекте отдельно по классам, типы знаков и центров. Указывается необходимость геодезического нивелирования. Устанавливаются объемы работ в натуральных выражениях. Обосновываются принятые категории трудностей и нормы выработки.

Прилагаются следующие документы:

1) схема геодезической изученности в масштабе 1 : 300 000; на нее наносят голубым цветом ранее исполненные сети, а красным (1 и 2 классы) и зеленым (3 класс) проектируемую сеть;

2) схемы запроектированных сетей на картах масштабов 1 : 300 000 и 1 : 100 000. Пункты ранее исполненных работ наносят без связей (сторон треугольников).

На всех схемах подписывают высоты знаков как вновь запроектированных, так и старых.

5. Организация работ. Указывают намеченные места расположения экспедиций, партий, баз снабжения, места производства вычислительных работ, организации связи. Приводят расчеты завоза на места работ оборудования, снаряжения, материалов, продовольствия, фуража, указания и расчеты по транспортировке грузов и персонала экспедиции к месту работ и обратно. Дают расчеты в потребности материалов, рабочих, ИТР и транспорта. Намечаются все мероприятия, которые должны

быть выполнены для обеспечения охраны труда и безопасности работ.

6. Сметная часть проекта. Эта часть технического проекта разрабатывается и составляется в соответствии с «Инструкцией о порядке составления смет на производство общегосударственных топографо-геодезических работ». Сметная часть состоит из ряда расчетных вспомогательных смет и завершающей «Сводной сметы на производство топографо-геодезических работ». В этой сводной смете подсчитывается сметная стоимость всех работ на объекте, каждого отдельного процесса (постройки, наблюдения и др.) и каждой единицы работ по процессам (рекогносцировки одного пункта, постройки одного пункта и т. д.) как без организационно-ликвидационных расходов, так и совместно с ними.

§ 87. РЕКОГНОСЦИРОВКА ПУНКТОВ ТРИАНГУЛЯЦИИ

Назначение процесса рекогносцировки заключается не в простом перенесении камерального проекта в натуру и уточнении высот пунктов, а в изыскании на местности наивыгоднейшего варианта запроектированной сети. В задачу рекогносцировки входит: безусловное выполнение технических требований технического проекта, окончательный выбор местоположения пункта и установление его высоты для постройки, выбор мест для ориентирных пунктов, установление типа центра и глубины его закладки, решение вопроса о материале для постройки и наиболее удобном способе его доставки (маршрут доставки и транспорт), определение содержания и объема дополнительных работ на пункте (расчистка площадки, прорубка просек на ориентирные пункты и т. п.).

С целью улучшения формы фигур сети, лучших условий для прохождения визирных лучей, обеспечения сохранности центров и снижения высот знаков рекогносцировщик не только может, но и должен изменять расположение отдельных пунктов и даже заново проектировать отдельные участки сети (без коренной ломки технического проекта).

Получив задание, рекогносцировщику перед выездом на участок нужно выполнить ряд подготовительных работ:

- 1) выписать данные геодезической изученности района;
- 2) получить и проверить приборы, снаряжение и оборудование;
- 3) подобрать картографические материалы;
- 4) тщательно изучить технический проект и его графическую часть.

От тщательности подготовки зависит и качество рекогносцировки и быстрота ее выполнения.

Для общих соображений и для ведения схемы отрекогносцированной сети рекогносцировщику нужна карта масштаба

1 : 300 000. Основной картой для рекогносцировки является карта масштаба 1 : 100 000. Если на район работ имеются карты масштаба 1 : 50 000 или 1 : 25 000, то их также следует получить. По ним уточняются отдельные направления и расчеты высот. Все карты должны быть самых последних изданий.

Рабочую карту масштаба 1 : 100 000 надо подготовить так, чтобы на ней наглядней читалось основное строение рельефа, резко выделялись водостоки и водоразделы. Для этого реки обозначают на карте синим карандашом, а водоразделы и командные высоты — красным. Для удобства работы в поле карты желательно наклеивать на холст.

Графический проект, корректируя его и уточняя, переносят на рабочие карты. Намечают и продумывают различные варианты сети. Отмечают трудные направления (см. § 85), по которым должна быть проверена видимость.

Пункты триангуляции обычно выбирают на командных высотах. Это нетрудно выполнить на картах. Значительно трудней найти самое высокое место в природе, особенно на участках залесенных, со слабо выраженным рельефом. В этих случаях во избежание возможных и часто встречающихся погрешностей рекомендуется обращаться за помощью к лесникам, объездчикам, старожилам. Но даже при этом условии осмотр местности на залесенных участках должен быть произведен на месте, намеченном для знака, с наиболее высоких деревьев. Вопрос ставится не о проверке видимости по проектируемым направлениям (это обычно трудно осуществить при подъеме на деревья), а о просмотре горизонта в пределах расположения гряды, водораздела, плато на ближайшее расстояние 1—2 км. Эта задача вполне выполнима.

Пункты должны намечаться на твердом грунте, обеспечивающем долговременную сохранность центра и знака. Следует избегать для пунктов мест, заливаемых в половодье подверженных обвалам (вблизи обрывов, карьеров и пр.), расположенных над карстовыми пустотами, заболоченных, на движущихся песках. Не следует намечать пункты на сельскохозяйственных угодьях.

Места пунктов должны намечаться не ближе, чем на двойной высоте знака от железных и автогужевых дорог, строений, телеграфных, телефонных линий и линий электропередач. От линий тока высокого напряжения места пунктов должны быть удалены не менее чем на 120 м. Установка пунктов вблизи аэродромов согласуется с органами Министерства гражданской авиации.

При выборе места для пункта рекогносцировщик обязан предусмотреть удобство подъезда к нему, доставки материалов для его постройки и минимальную дальность подвозки леса (для деревянных знаков).

Рекогносцировку, как и составление проекта, начинают обычно с ранее исполненных триангуляций. С этих пунктов рекогносцировщик начинает изучение местности по ориентированной карте; оно заключается в основном в зарисовке видимых горизонтов

и установлении секторов видимости. Зарисовку горизонта и установление секторов видимости по возможности надо производить с высоты, равной высоте наметенного знака. Секторами и видимости называют пространства с достаточно дальней видимостью, ограниченные направлениями. Пусть A и B (рис. 99) — пункты ранее исполненной триангуляции. При осмотре местности с пункта A наносят на карте направления Aa_1 — Aa_2 , Aa_3 — Aa_4 и Aa_5 — Aa_6 , между которыми горизонт виден далеко. Для этих направлений берут магнитные азимуты и устанавливают дальность видимости.

Намечают места будущих пунктов C и D_1 . Устанавливают, с какой высоты открывается видимость на намеряемые пункты C и D_1 и на какой фон они будут проектироваться. Эти данные, как и данные магнитных азимутов и расстояний, заносят в таблицу направлений рекогносцировочного журнала (образец таблицы приведен в § 88). Затем рекогносцировщик выполняет такую же работу по изучению местности на пункте B и на месте будущего

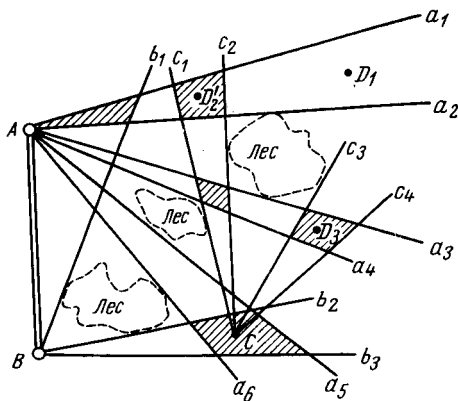


Рис. 99

пункта C . Правильность опознавания места будущего пункта C проверяется обратными магнитными азимутами на пункты A и B . Расхождение между прямыми и обратными магнитными азимутами, как правило, при отсутствии магнитной аномалии не должны превышать 1° . В нашем примере осмотром с места пункта C установлено, что сектора видимости на наметенный пункт D_1 нет. Между C и D_1 препятствие — лес. Но сектора видимости позволяют наметить положение пункта D_1 в местах D_2 и D_3 . Положение D_3 неблагоприятно в силу малого угла D_3AC на пункте A . Предпочтительней место D_2 , если оно благоприятно для дальнейшего развития сети. В противном случае приходится оставлять наметенное ранее место D_1 (командная высота). Значит необходимо рассчитать высоты знаков в пунктах C и D_1 для перекрытия препятствия. Для такого расчета лучше всего измерить на препятствие угол наклона как из точки C , так и из точки D_1 .

При рекогносцировке с неярко выраженных вершин (плато) с крутыми или пологими выпуклыми склонами нужно быть особенно осторожным в изучении направлений. В этих случаях обычно четко видны дальние горизонты, а ближние закрыты. Погрешность рекогносцировщика в определении (опознавании) горизонтов — одна из причин, которая приводит к невидимостям.

Установление дальности видимости представляет собой трудную задачу, требующую значительного навыка и опыта. Определение на глаз расстояний зависит от целого ряда факторов: атмосферных условий, освещенности предметов, фона, на который проектируются предметы, и т. д. Чтобы проверить и уточнить дальность видимости, надо пользоваться картой, расспросами проводников, охотников и местных жителей. Для пользования картой нужно хорошо ориентироваться на местности и безошибочно определять свое местоположение и местоположение препятствий.

При наличии местного леса места пунктов необходимо намечать так, чтобы лес для постройки знака находился на месте, особенно в залесенной, заболоченной местности, так как вывозка леса в таких районах невозможна.

Каждому отрекогносцированному пункту присваивается название. Если пункт совмещен со старым пунктом, то за ним сохраняется название, указанное в каталоге. Пункту, отрекогносцированному на новом месте, дают название ближайших населенных пунктов, урочищ, гор, рек и т. п., помещенных на картах последних изданий. На объекте не должно быть пунктов с одинаковыми названиями. В необжитых районах в виде исключения разрешается давать названия новым пунктам по названиям урочищ, гор, речек и т. п., если их названия и не помещены на картах. В сетях 1 и 2 разрядов, наряду с названиями, рекомендуется применять порядковую нумерацию пунктов арабскими цифрами.

Все отрекогносцированные пункты обозначают на местности. Обозначениями пользуются при вывозке леса на пунктах и строителях.

В залесенной местности обозначают местоположение пункта затесом на ближайшем дереве; на нем подписывают название организации, выполняющей работу, год производства рекогносцировки, название пункта и его класс. Кроме того, делают затесы на деревьях, сопровождая их стрелками по пути от хорошо опознаваемого ориентира, имеющегося на карте, до намеченного места пункта. Такие затесы необходимо делать со взаимной видимостью с одного затеса — последующего, а также в местах поворотов, перекрестков, развилок и т. д.

В открытой местности положение намеченного пункта обозначают курганом высотой не менее 0,75 м, с вехой 3—4 м или столбом 1,5 м. Надписи названия пункта делают в этом случае на вехе или столбе. При отсутствии материалов для вех и столбов ограничиваются курганами высотой 1,5 м. Название пункта пишут в этом случае на бумаге в виде записки, которую вкладывают в курган. Если вблизи намеченного пункта имеются хорошо опознаваемые местные предметы или ориентиры (телеграфный столб, перекресток дорог, межевой столб и т. д.), то вместо кургана можно дать от этих предметов или ориентиров направления и расстояния до места намеченного пункта.

Если рекогносцируемый пункт совмещается со старым пунктом, то, кроме сохранности центра, рекогносцировщик проверяет соответствие его типу, указанному в каталоге, и решает вопрос, оставить его или перезаложить. Дополнительно обозначать такой пункт на местности не следует. Подъезд к пункту обозначают, как принято.

Если центр ранее исполненной триангуляции или полигонометрии сохранился, но совместить с ним пункт новой сети по каким-либо причинам нельзя (сохранившийся центр находится вблизи строения, линии высокого напряжения и т. д.), то пункт новой сети желательно располагать от него возможно дальше. В этом случае пункт ранее исполненных работ служит дополнительным обоснованием. Если же место нового пункта располагается ближе 250 м от центра старого пункта, то последний подлежит уничтожению.

В качестве знаков на пунктах триангуляции следует использовать местные сооружения: высокие здания, элеваторы, колокольни, пожарные вышки, водонапорные башни и т. п.

Устройство приспособлений на местных сооружениях рекогносцировщик должен подробно изложить с приложением соответствующих чертежей и расчетов. Кроме того, должно быть намечено место для центра и ориентирных пунктов и учтены все требования, предъявляемые к снесению центра и определению элементов приведения.

Основным полевым документом рекогносцировщика является рекогносцировочный журнал. В журнале со всей необходимой полнотой должны быть изложены следующие данные:

1. Название пункта.
2. Название района и сельсовета, на территории которого отрекогносцирован пункт, или наименование лесхоза и лесничества, если пункт намечен в лесах Гослесфонда.
3. Название ближайших к намеченному пункту железнодорожной станции и пристани. Указываются расстояния и состояние дорог до них.
4. На каком месте намечен пункт: на новом или совмещен с ранее существующим пунктом триангуляции или полигонометрии. Если пункт совмещает с ранее исполненным, то о старом пункте даются сведения: ведомство, год производства работ, название, класс, данные о центре. Указывают, остается ли старый центр или требуется его перезакладка.
5. Тип намеченного к постройке знака и его высота до столлика и до верхнего среза визирного цилиндра.
6. Места закладки ОРП.
7. Перечисление дополнительных строительных работ на пункте (расчистка площадки, прорубка просек на ОРП и т. д.).
8. О материалах и способе их доставки к месту постройки.
9. Подробное описание местоположения пункта и подъезда к нему от ближайшего населенного пункта (адрес).

10. Зарисовку горизонтов, секторов видимостей, местных предметов и чертеж направлений. Образец такой зарисовки приведен в § 88 (рис. 101).

11. Таблицу направлений на пункты, ОРП и местные предметы. Образец такой таблицы приведен в § 88 (табл. 57).

12. Определение высот препятствий между пунктами и расчет высот знаков.

Кроме журналов рекогносцировки, к сдаче по окончании рекогносцировки предъявляются:

- 1) схема отрекогносцированной сети в условных знаках;
- 2) список отрекогносцированных пунктов;
- 3) объяснительная записка.

§ 88. ОСОБЕННОСТИ РЕКОГНОСЦИРОВКИ В РАЗЛИЧНЫХ ФИЗИКО-ГЕОГРАФИЧЕСКИХ УСЛОВИЯХ

В § 87 подробно изложены основные правила и методы рекогносцировки пунктов триангуляции. Однако в различных районах, с различными физико-географическими условиями рекогносцировка имеет свои особенности. Рассмотрим особенности рекогносцировки в наиболее характерных районах.

1. Рекогносцировка в открытых и полужакрытых районах

Если местность всхолмлена, то рекогносцировка не вызывает технических трудностей. Всхолмленные полукрытые районы расположены главным образом в европейской части СССР. В районах этого типа чаще всего можно наблюдать достаточно удаленные горизонты с поверхности земли. Вехи и курганы, сооруженные на уже отрекогносцированных пунктах, хорошо видны в бинокль и теодолит. Возможны, конечно, случаи, когда между пунктами выявится препятствие, как между пунктами C и D_1 (см. рис. 99). Однако такое препятствие четко выражено на местности и на карте и видно с земли с обеих сторон. В таких случаях превышения для расчета высот знаков определяют из геодезического нивелирования. Расстояние от пунктов до препятствия можно с достаточной точностью определить по карте или вычислить при помощи короткого базиса. Углы наклона измеряют теодолитом (для контроля двумя приемами).

Для вычисления расстояния берут короткий базис. Один угол при базисе для быстроты вычислений берут равным 90° (рис. 100). Измеряют базис и один прибазисный угол, не равный $90'$,

$$S = \frac{b}{\sin \alpha} = \frac{b}{\alpha' \sin 1'} = \frac{b3438}{\alpha'} \approx \frac{3400 \cdot b}{\alpha'}, \quad (30)$$

где S — искомое расстояние, b — длина базиса, α — угол в минутах (должен быть порядка 2°).

Если намеченное место пункта залесено, то в стороне от линии будущей сети выбирают точку D_3 (рис. 99), с которой видны места обоих пунктов и препятствие. С этой точки измеряют углы наклона на места намеченных пунктов и на препятствия. По формулам геодезического нивелирования вычисляют интересующие нас превышения. При выборе с рекогносцируемого пункта последующих пунктов на основании видимого горизонта местности требуется его тщательное изучение. Удержать в памяти картину горизонта невозможно, поэтому его зарисовывают в рекогносцировочном журнале. Зарисовку горизонта надо выполнять настолько подробно, чтобы не возникло необходимости возвращения на уже отрекогносцированные пункты для дополнительного изучения местности. Образец такой зарисовки приведен на рис. 101. Кроме того, в рекогносцировочном журнале заполняется таблица направлений, образец которой приведен в табл. 57.

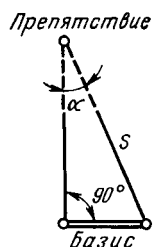


Рис. 100

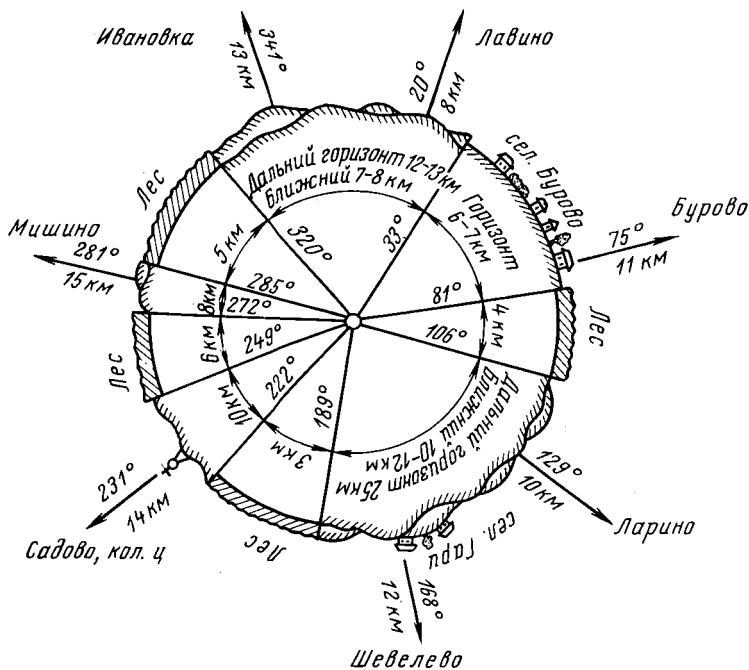


Рис. 101

В равнинной полувалесенной местности обойти перелески, рощи, колки становится трудней. Между намеченными пунктами может появиться не одно, а два-три препятствия. Изучать горизонты в этих условиях рекомендуется с местных предметов:

Таблица направлений

№ п/п	Название пунктов или местных предметов	Класс	Направления (магнитные азимуты) в градусах	Расстояние в км	На какой фон проектируется	Необходимая высота по направлению в м	Способ определения высоты знака	Примечание
1	Лавино	3	20	8	На дальний горизонт	2	Видимость с автомашины	Запись и расчеты, см. журнал, стр. 52—53
2	Бурово	2	75	11	На небо	4	Видимость с кабины автомашины	
3	Ларино	3	129	10	На дальний горизонт	3	То же	
4	Шевелево	2	168	12	То же	4	»	
5	Садово, кол. п.	2	231	14	На небо	2	С земли	
6	Мишино	2	281	15	»	8	Геологическое нивелирование	
7	Ивановка	2	341	13	»	7	То же	
8	ОРП № 1	—	87	0,9	На лес	1,2		
9	ОРП № 2	—	196	0,7	»	1,2		

зданий, колоколен, вышек, деревьев. На пунктах приходится устанавливать высокие вехи 10—12 м. Если нет местных предметов, то для изучения горизонта и установления непосредственной видимости между пунктами ставят разборные мачты, разборные рекогносцировочные лестницы, легко разбираемые и легко перевозимые с пункта на пункт, или используют телескопические вышки, установленные на автомашине или вездеходе.

2. Рекогносцировка в открытых равнинных районах

Равнинные открытые районы обычно бедны контурами; горизонт открывается с земли обычно на меньшем расстоянии длины стороны проектируемой триангуляции (поправка на кривизну Земли и рефракцию на 10 км равна 6,7 м). При этом определить дальность видимого горизонта, когда отсутствуют ориентиры местности, достаточно затруднительно.

Равнинные районы характерны весьма малыми, почти незаметными колебаниями рельефа. Однако всегда имеются и повышения, и понижения, иногда не изображаемые горизонталями на картах. Правильное использование повышений в этих районах — главная задача рекогносцировщика.

В этих районах рекомендуется вместо теодолита применять мензулу с кипрегелем. Карту укрепляют на мензульном планшете. При помощи кипрегеля засекают места последующих пунктов и все видимые местные предметы — копцы, курганы, отдельные кусты и измеряют на них вертикальные углы. На намечаемых пунктах следует ставить вехи высотой 7—10 м. Местность осматривают в зависимости от условий: с земли, автомашины или разборной мачты.

Отсутствие ориентиров на местности часто вызывает необходимость устройства искусственных ориентиров (земляных копцов, шалашей из веток кустарника и пр.). Зарисовка горизонта и секторов видимости ведется обычным путем.

3. Рекогносцировка в горных и горно-таежных районах

Рекогносцировка в горных и горно-таежных районах технических трудностей не представляет. Обычно видимость с рекогносцируемого пункта на смежные пункты открывается или непосредственно с земли, если вершина, на которой намечен пункт, голая, или с дерева, если вершина залесена. Главную трудность при рекогносцировке в указанных районах вызывают условия передвижения. На горы приходится обычно подниматься пешком.

В этих районах необходимо особенно тщательно и полно изучать и зарисовывать горизонт, чтобы с уверенностью опознавать вершины, намеченные для последующих пунктов.

Зарисовку горизонта поэтому производят не в виде круга, как обычно, а в виде развернутой полосы отдельно на каждые 90° горизонта в произвольном масштабе (рис. 102).

Если по какой-либо причине с одной точки изобразить горизонт нельзя, то его зарисовывают по частям с нескольких близких точек.

Для каждого контура горизонта записывают в километрах его дальность, определяемую по карте или глазомерно. На все харак-

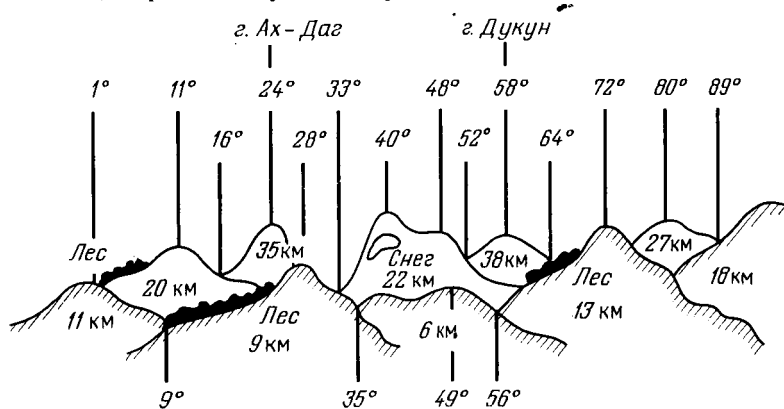


Рис. 102

терные точки горизонта измеряют буссолью магнитные азимуты. При зарисовках гор и возвышенностей надо подчеркивать несколько утрируя их характерные черты.

Такая тщательность зарисовок горизонта нужна, чтобы намеченные для последующих пунктов возвышенности можно было заменить другими, не возвращаясь на уже отрекогносцированный пункт. Кроме того, возвышенности, расположенные в створе или вблизи створа намеченных сторон сети, используются как вспомогательные ориентиры. При работе в этих районах необходимо иметь опытного проводника.

4. Рекогносцировка в лесных районах

В залесенных районах, особенно равнинных при рекогносцировке сталкиваются с трудностями передвижения, так как дорог мало, а в необжитых районах их совсем нет. Видимость с земли для изучения горизонта и проверки ее по запроектируемым направлениям отсутствует. Затруднена ориентировка и определение точек стояния, так как в залесенных местах мало местных предметов и контуров. Рельеф таких мест на картах изображен менее точно, чем в открытых районах. Высоты на картах могут иметь погрешности в 10—15 м. Задача рекогносцировки заключается главным образом в уточнении места расположения пунктов и

сооружении на местах пунктов мачт для проверки с них рассчитанных по карте высот пунктов.

Для избежания погрешностей в определении местоположений пунктов рекомендуется привлекать к работе местных жителей. Для отыскания в районе намеченного знака наивысшей точки местности рекогносцировщику необходимо влезать на деревья для осмотра ближайших горизонтов.

Изучив профиль запроектированных направлений по карте и измерив высоты леса на препятствиях, производят расчет высот знаков. Эти высоты знаков подлежат уточнению и проверке с сооружаемых мачт.

Установление непосредственной видимости между намечаемыми пунктами с поднятых мачт и измерение на них прямых и обратных магнитных азимутов устраняют не только возможность невидимости между ними, но и погрешности в определениях местоположения пунктов.

В этих районах особо тщательно нужно составлять абрисы пункта и подъезда к нему на весь маршрут следования к пункту от какого-либо вполне определенного и известного ориентира.

§ 89. РАСЧЕТ ВЫСОТ ЗНАКОВ

Одна из важных задач рекогносцировки — определение высот знаков для последующей их постройки. Высоты знаков должны быть наименьшими и в то же время обеспечивать видимость по запроектированным направлениям сети и прохождение визирного луча на должной высоте над препятствием.

Самое надежное определение высот знаков — установление непосредственной видимости между местами, выбранными для пунктов сети. Если видимость по намеченным направлениям с земли установить нельзя, что бывает чаще всего, то нужно подыматься на соответствующую высоту, используя для этого кабину автомашины, деревья, местные сооружения, мачты, лестницы, телескопические вышки.

Однако в ряде случаев необходимо рассчитывать высоты намеченных знаков. Расчет высот нужен уже при составлении технических проектов (см. § 85). Рекогносцировщик может ограничиться расчетами высот знаков без проверки непосредственной видимости, когда получит превышения препятствия над запроектированными местами пунктов из геодезического нивелирования по формуле

$$h = S \operatorname{ctg} \alpha + i - l + f. \quad (31)$$

В таких случаях все измерения производятся рекогносцировщиками, как, например, в разобранный примере с пунктами S и D_1 (см. § 87 и рис. 99). В лесных районах отметки намеченных мест пунктов и препятствия берут с карты, высоту леса на препятствиях измеряют и высоты знаков предварительно рассчитывают

для сооружения на местах пунктов мачт, с которых проверяют рассчитанные высоты. На окружающих пунктах поднимают на деревья вехи. Высота вех должна быть такой, чтобы опознавательные знаки, укрепленные на вехах, были на 5—7 м выше окружающего леса.

Для расчета высот знаков предложено много формул; приведем, из них самые простые и удобные, предложенные В. Н. Шишкиным,

$$L_1 = h_1 + f_1 + a, \quad L_2 = h_2 + f_2 + a,$$

где L_1 и L_2 — высоты знаков, обеспечивающие взаимную видимость; h_1 и h_2 — превышения верха препятствия над основаниями первого и второго знаков; f_1 и f_2 — поправки за кривизну Земли и рефракцию, рассчитанные на расстояние от пункта до препятствия; a — заданная высота луча над препятствием.

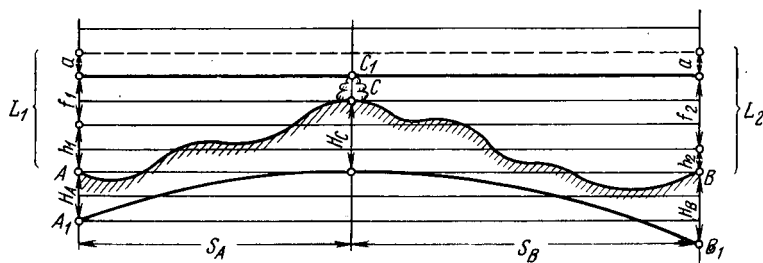


Рис. 103

На рис. 103 ACB — физическая поверхность земли; точки A и B — намеченные места пунктов; точка C — место препятствия; точка C_1 — наивысшая точка препятствия; A_1B_1 — уровенная поверхность геоида; S_A и S_B — расстояния от препятствия C до пунктов A и B (вертикальный масштаб рисунка утрирован); h_1 и h_2 или вычисляют по данным геодезического нивелирования, или определяют по карте. Если на препятствии имеется лес или строения, а рекогносцировщик располагает только отметкой Земли, то необходимо аналитически или непосредственно измерить высоту леса или строений. Превышения h_1 и h_2 — превышения наивысшей точки препятствия C_1 над основаниями знаков в точках A и B

$$h_1 = H_{C_1} - H_A \quad \text{и} \quad h_2 = H_{C_1} - H_B,$$

где H_{C_1} , H_A и H_B — отметки точек C_1 , A и B . Величины f_1 и f_2 в метрах выбирают из специальных таблиц по аргументу S (расстояния от пункта до препятствия) в километрах. При отсутствии таблиц величины f (в м) можно вычислять по приближенной формуле

$$f_m = \frac{S_{\text{км}}^2}{15}.$$

Согласно действующей Инструкции [20] визирный луч должен проходить выше препятствия в триангуляции 1 класса в южных и степных районах не менее 4—6 м, а в северных и восточных районах — не менее 2—3 м. В сетях 2—4 классов должна обеспечиваться взаимная видимость между пунктами. В сетях 2—4 классов величина a , таким образом, равна нулю. Формулы расчета высот знаков примут вид

$$L_1 = h_1 + f_1, \quad L_2 = h_2 + f_2.$$

Если в створе между намечаемыми пунктами расположено не одно, а несколько препятствий, то расчет высот знаков производят для каждого препятствия. Понятно, что высоты знаков принимают максимальные, полученные из расчетов.

В утренние и вечерние часы сильно действует вертикальная рефракция, особенно в южных районах с резкими колебаниями температур воздуха в течение суток. В дневные часы по условиям видимости часто в этих районах производить геодезическое нивелирование невозможно. В таких районах можно рекомендовать метод, предложенный инж. В. С. Иванчиновым. Вертикальные углы измеряют в неблагоприятные по действию вертикальной рефракции часы (утром и вечером), но благоприятные по условиям видимости. Вертикальные углы измеряют на запроектированные места обоих пунктов и препятствие с какой-то определенной точки в стороне от створа между пунктами (с этой точки, конечно, должны быть видны места пунктов и препятствие). Действие рефракции в этом случае будет примерно одинаковым по всем трем направлениям. В результате будут получены мало искаженные превышения h_1 и h_2 .

Но расчет высот знаков по предложенным выше формулам — только часть работы по определению их высоты. Рассчитанные высоты не будут окончательными, так как они не наивыгоднейшие. Они обеспечивают взаимную видимость горизонтальным лучом. Для каждой пары пунктов надо еще подобрать выгоднейшую комбинацию высот. Без учета стоимости лесовозвозки экономически выгоднейшая высота для пары пунктов, связанных направлением, — пара с наименьшей суммой высот. *Всегда целесообразно снижать высоту более удаленного от препятствия знака и соответственно, но на меньшую величину увеличить высоту знака, расположенного ближе к препятствию, пользуясь так называемым «правилом коромысла» (рис. 104).*

Из рис. 104 можно написать пропорцию

$$\frac{\Delta L_1}{\Delta L_2} = \frac{S_A}{S_B},$$

где ΔL_1 и ΔL_2 — изменение в высотах знаков на пунктах A и B , а S_A и S_B — расстояния от пунктов A и B до препятствия. Отсюда

$$\Delta L_1 = \Delta L_2 \cdot \frac{S_A}{S_B}. \quad (32)$$

Из последнего равенства видно, что увеличение высоты знака на пункте $A = \Delta L_1$ не равно уменьшению высоты знака на пункте $B = \Delta L_2$ (при обязательном сохранении взаимной видимости). Увеличение высоты знака на пункте A меньше уменьшения высоты знака на пункте B во столько раз, во сколько расстояние S_A от пункта A до препятствия меньше расстояния S_B от пункта B до того же препятствия.

Например, если расстояние от пункта A до препятствия 2 км, а расстояние от пункта B до препятствия 8 км, то при уменьшении высоты знака B на 16 м высоту знака A надо увеличить только на 4 м ($\Delta L_1 = 16 \cdot \frac{2}{8} = 4$ м). Если $S_A = S_B$, то $\Delta L_1 = \Delta L_2$.

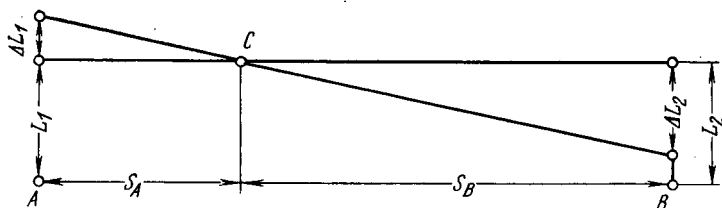


Рис. 104

В том случае, когда леса для постройки на месте будущего знака нет, при расчете высот необходимо учитывать дальность вывозки леса. Вывозка леса вызывает большие дополнительные затраты. Для подбора окончательного варианта высот в этом случае пользуются таблицей, составленной инж. В. С. Шишкиным (табл. 58 приведена в сокращенном виде). Таблица содержит показатели затрат в виде коэффициентов, пропорциональных общей стоимости постройки для различных высот знаков и различных расстояний лесовывозки.

Т а б л и ц а 58

Таблица показателей затрат

Высота знака до столба в м	Расстояние лесовывозки в км							
	1	5	10	12	15	20	25	30
5	0,6	0,7	0,7	0,7	0,8	0,8	0,9	1,0
10	1,2	1,4	1,5	1,6	1,8	1,8	2,0	2,1
15	1,8	2,0	2,2	2,3	2,4	2,6	2,8	3,1
20	2,6	2,9	3,2	3,4	3,6	3,9	4,3	4,9
25	3,3	3,7	4,3	4,5	4,8	5,4	5,9	6,4
30	4,6	5,2	6,1	6,4	6,9	7,8	8,6	9,4
35	7,4	8,4	9,6	10,0	10,8	12,0	13,2	14,4
40	9,6	10,0	12,8	18,5	14,6	16,4	18,2	20,0

Расчет высот знаков

Пункты	Расстояние до препятствия	Высота в м	h	f	Высота пункта в м	Выгоднейшие высоты пунктов в м	Расстояние лесовывозки в км	Окончательные высоты в м
<i>A</i>		200			9,0	21,0	30	15,0
<i>C</i>	5,4	190+17	+7	+2,0				
<i>B</i>	12,4	188	+19	+10,4	29,4	1,8	1	15,6
Сумма высот					38,4	22,8		30,6

По величинам h и f (табл. 59), первоначально вычисленным по формуле $L = h + f$, высоты знаков будут соответственно 9,0 и 29,4 м. Используя «правило коромысла», высоты знаков получатся соответственно 21,0 и 1,8 м. С учетом расстояний лесовывозки (30 и 1 км) окончательными для нашего примера высоты получатся 15,0 и 15,6 м.

Действительно, по табл. 58 сумма показателей затрат будет:

по первому варианту высот . . . $1,8 + 4,5 = 6,3$,
 по второму варианту высот . . . $5,1 + 0,2 = 5,3$,
 по третьему варианту высот . . . $3,1 + 1,9 = 5,0$,

т. е. высоты 15,0 и 15,6 м по показателям затрат при данных условиях дальности лесовывозки наиболее экономичны.

Высота леса на препятствии принята равной 17 м. Превышения могут быть получены из геодезического нивелирования. При этом необходимо учесть, что окончательные высоты пунктов должны обеспечивать видимость по всем другим направлениям сети как с пункта *A*, так и с пункта *B*.

Высоты знаков можно определить графически или построением упрощенного профиля местности между пунктами, или при помощи палеток. В ряде случаев графическими определениями контролируют аналитически рассчитанные высоты.

Профиль желательно строить на миллиметровой бумаге, а при отсутствии таковой можно использовать клетчатую или другую бумагу. При графическом построении высот знаков проводят прямую линию A_1B_1 и примерно в середине намечают точку, условно принимая ее за вершину препятствия *C* (рис. 105). Затем в масштабе 1 : 100 000 в обе стороны от точки *C* по прямой откладывают расстояния от препятствия до пунктов *A* и *B*, получая точки A_1 и B_1 . От точек A_1 и B_1 по вертикали вниз откладывают величины h_1 , h_2 , f_1 и f_2 , получая точки *A* и *B*. По вертикали удобно брать

масштаб 1 : 1000 (или крупнее). Прикладывая обычную линейку к вершине препятствия — точке C и вращая ее вокруг этой точки, можно подобрать наиболее выгодные, минимальные высоты для знаков, намеченных в точках A и B .

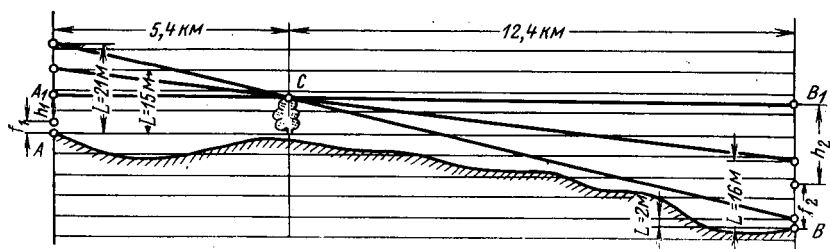


Рис. 105

Для графического определения высот знаков удобно пользоваться специальной линейкой инженеров Т. П. Старцева и А. М. Ледового (рис. 106). Один край такой линейки прямой,

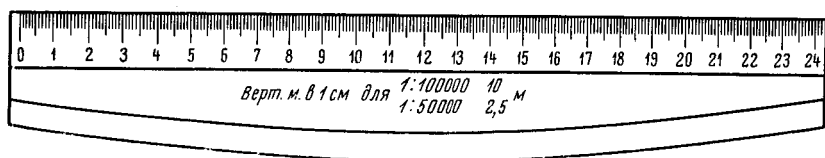


Рис. 106

другой представляет собой кривую. Расчеты кривой приведены в работе [14].

На миллиметровке от выборной точки препятствия C_1 в обе стороны откладывают расстояние от препятствия до пунктов A

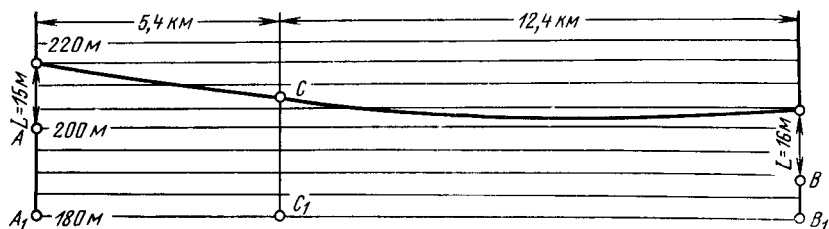


Рис. 107

и B , получая точки A_1 и B_1 (рис. 107). От точек A_1 , B_1 и C_1 по вертикали вверх откладывают высоты точек A и B и верха препятствия C .

В результате этого получают точки A , C и B . Прикладывая выпуклый край линейки к вершине препятствия C и поворачивая

ее вокруг этой точки, можно подобрать наиболее выгодные, минимальные высоты для знаков в точках *A* и *B*.

Для рис. 105 и 107 взяты те же исходные данные, что и для расчетов по табл. 59.

§ 90. РЕКОГНОСЦИРОВКА БАЗИСНЫХ СТОРОН, БАЗИСОВ И БАЗИСНЫХ СЕТЕЙ

Базисные стороны, как правило, измеряют светодальномерами. Задача рекогносцировщика в этом случае заключается в том, чтобы по выбранной базисной стороне были наиболее благоприятные условия прохождения луча. Концы базисной стороны следует выбирать на точках с небольшой разностью высот. В случае построения сети триангуляции с удлинненными сторонами, превышающими оптимальное расстояние для применяемых светодальномеров, разрешается в базисной стороне иметь одну точку излома (промежуточную). Точка излома не должна уклоняться от створа более чем на 2 км. Рекогносцировщик должен предусмотреть высотную привязку к государственной нивелирной сети обоих концов базисной стороны (обычно методом геометрического нивелирования IV класса).

В отдельных случаях разрешается измерения длин базисных сторон производить прибором Едерина; если такое измерение по условиям местности невозможно, можно определять выходные стороны из базисных сетей (простой ромбической сети), в которых базисы измеряются прибором Едерина.

Измерение базисов выполняют с погрешностью не более 1 : 1 000 000.

Базисные стороны и базисы для измерения прибором Едерина следует выбирать на ровной открытой местности или, в крайнем случае, на местности, на которой требуется выполнить минимальное количество работ по подготовке линии к измерению.

В сложных условиях местности разрешается измерять базисную сторону и базис по ломаной линии. Точек излома должно быть не больше 3 для базиса и 6 для базисных сторон. Точки излома базиса и базисной стороны могут уклоняться от створа под определенным условием. Это условие определяется коэффициентом изломанности, который подсчитывают по формуле, указанной в § 99. Коэффициент изломанности не должен превышать $\frac{1}{10}$ для базисной стороны и $\frac{1}{15}$ для базиса.

Должна быть предусмотрена высотная привязка одного конца базисной стороны и базиса к государственной нивелирной сети.

Астрономический азимут, как правило, определяют по базисной или выходной стороне базисной сети со столиков сигналов. Широту и долготу определяют с астрономических столбов. Рекогносцировщик должен наметить места их постановки. Столбы намечают в стороне от знака на расстоянии, примерно равном его высоте, но не далее 50—60 м от пункта. Местность между астрономическим столбом и пунктом должна быть благоприятна и

удобна для линейных измерений. При выборе мест для астрономических столбов необходимо учитывать, что с него должна открываться видимость на небесный свод по всей окружности до зенитных расстояний, равных 50° (для наблюдения звезд).

§ 91. ОРГАНИЗАЦИЯ РАБОТ ПРИ РЕКОГНОСЦИРОВКЕ

Существуют два основных метода организации рекогносцировки: рекогносцировка заблаговременно и рекогносцировка совместно с постройкой.

Рекогносцировку заблаговременно проводят до начала постройки. В этом случае составленный технический проект можно считать предварительным. По результатам рекогносцировки он может быть уточнен и пересоставлен. Проверка назначенных рекогносцировщиком высот вменяется в обязанность строителей.

Такой метод организации имеет ряд серьезных недостатков. Прежде всего он, как правило, на целый год удлинит цикл работ на объекте. Для сокращения цикла работ приходится выполнять рекогносцировку в наиболее неблагоприятные для работы месяцы — в зимнее время, когда трудно ставить мачты и подниматься на деревья. Но, работая даже в благоприятные летние месяцы, рекогносцировщик со своей малочисленной бригадой не может поднимать мачты и высокие вежи для непосредственной проверки видимости. В состав рекогносцировочной бригады входят инженер и один или два рабочих (количество рабочих зависит от категории трудности рекогносцируемого объекта).

Даже установка вех на деревьях для проверки видимостей по запроектированным направлениям в залесенных районах является сложной операцией, требующей и навыка, и специального оборудования (блоки, трос, сверло и пр.) и не менее трех рабочих.

Таким образом, рекогносцировщик по многим направлениям ограничивается только расчетами высот знаков, по отметкам пунктов и препятствий, взятым с карт без проверки этих направлений непосредственно. Это приводит к невидимости — наиболее тяжелому недостатку триангуляционных работ, требующему большой затраты труда и средств на их ликвидации, или к излишним высотам знаков.

В настоящее время, когда знаки собирают полностью на земле, а затем поднимают целиком, строитель не имеет возможности откорректировать высоты, назначенные рекогносцировщиком. Нетрудно сделать вывод, что рекогносцировку заблаговременно, особенно в закрытой местности, можно применять только в случае, когда будет признана необходимость производить предварительную заготовку строительного материала и его вывозку к местам постройки, например, в зимнее время.

При рекогносцировке совместно с постройкой рекогносцировщику придают 1—3 строительных

бригады (количество бригад зависит от особенностей участка и опытности исполнителя). Рекогносцировщик начинает работу раньше строителей и к их приезду должен уже познакомиться с участком работ и иметь необходимый задел. Так, должны быть найдены места для постройки первых пунктов, определены их высоты, рассчитанные с использованием карты и с учетом ближайших препятствий. Высоты эти даются с запасом в 3—5 м. Дальнейшая работа проходит совместно. Пока бригады строят первые пункты, рекогносцировщик поднимает вехи на окружающих пунктах (вехи должны быть на 5—7 м выше окружающего леса). К завершению постройки на первом пункте рекогносцировщик возвращается в строительную бригаду. Здесь он с отстроенного знака проверяет видимости по заданным направлениям и определяет превышения для расчета высот окружающих знаков. Для подъема вех используются силы и оборудование строительных бригад. Рекогносцировщик, обеспечивая строителей соответствующими данными рекогносцировки, одновременно контролирует их работу. Погрешности в высоте одного знака можно исправить корректировкой высоты второго знака. Нетрудно видеть, что такой метод организации обладает большими преимуществами.

Кроме того, в труднодоступных районах, в условиях бездорожья многие знаки при рекогносцировке, проводимой заблаговременно, практически оставались не принятыми начальниками строительных партий в натуре. При совмещении рекогносцировки с постройкой этот крупный недостаток работ исключается. Рекогносцировщик является одновременно приемщиком отстроенных знаков.

Таким образом, при рекогносцировке, проводимой совместно с постройкой, улучшается качество рекогносцировки, имеется полная возможность для непосредственной проверки всех направлений, улучшается качество отстроенных знаков.

Рекогносцировка совместно с постройкой является основным методом, применяемым на производстве.

ПОЛИГОНОМЕТРИЯ

I. ПОЛИГОНОМЕТРИЯ ГЛАВНОГО
ГЕОДЕЗИЧЕСКОГО ОБОСНОВАНИЯ§ 92. СУЩНОСТЬ И НАЗНАЧЕНИЕ ПОЛИГОНОМЕТРИИ
ДЛЯ СОЗДАНИЯ ГЛАВНОГО ГЕОДЕЗИЧЕСКОГО ОБОСНОВАНИЯ

Полигонометрия *, как и триангуляция, — один из основных методов построения опорной геодезической сети. Этот метод, как и известный нам метод теодолитных ходов, заключается в проложении на местности ломаных линий, называемых ходами, с измерением всех углов поворота и длин линий. Геодезическими пунктами, как их в этом случае называют пунктами полигонометрии, являются вершины ломаных линий. Сторонами полигонометрического хода называют отрезки ломаной линии, а углом поворота — горизонтальный угол между сторонами хода.

Полигонометрические ходы отличаются от обычных теодолитных ходов назначением и значительно более высокой точностью измерений углов и линий. Полигонометрической сетью называют систему полигонометрических ходов, образующих в пересечении одну или несколько узловых точек.

При создании геодезического обоснования в равнинных залесенных районах, в закрытых поймах рек, в долинах, при создании геодезических сетей для обеспечения боевых действий войск полигонометрический метод порой незаменим.

Полигонометрические работы необходимы для обоснования крупномасштабных съемок городов и населенных пунктов, для всевозможных геодезических разбивок большой точности при строительстве крупных инженерных сооружений — высотных зданий, заводских корпусов, плотин, гидроэлектростанций, тоннелей, метро и т. д.

В последнее время в связи с внедрением в производство радио- и светодальномеров преодолена основная трудность в выборе трассы и в измерении линий местности с высокой точностью, полигонометрия получила широкое применение.

Методы триангуляции и полигонометрии по точности равноценны и при их выборе руководствуются только соображениями экономического и организационного порядка. В основном это зависит от физико-географических особенностей района работ

* Слово «полигонометрия» происходит от греческих слов: «поли» — много, «гони» — угол, «метрия» — измеряют.

и схемы расположения пунктов геодезической сети, соображений, связанных с необходимостью постройки высоких геодезических знаков, и т. д.

В зависимости от способа измерения линий различают следующие виды полигонометрии главного геодезического обоснования: с непосредственным измерением длин линий, светодальномерная и радиодальномерная.

§ 93. КЛАССИФИКАЦИЯ И СХЕМЫ ПОСТРОЕНИЯ ПОЛИГОНОМЕТРИЧЕСКИХ ХОДОВ И СЕТЕЙ

В соответствии с утвержденной в 1962 г. классификацией геодезическая сеть СССР подразделяется на государственную геодезическую сеть — главное геодезическое обоснование, сети сгущения и съемочное обоснование.

Главное геодезическое обоснование СССР, как известно из предыдущего, состоит из триангуляции, полигонометрии и трилатерации 1, 2, 3 и 4 классов и нивелирования I, II, III и IV классов.

Геодезическая сеть сгущения создается для обоснования съемок крупного масштаба, съемки городов и населенных пунктов, инженерных работ, проводимых на земной поверхности, и в маркшейдерском деле. Геодезические сети сгущения подразделяются на триангуляционные 1 и 2 разрядов и полигонометрические 4 класса и 1 и 2 разрядов и техническое нивелирование (табл. 60).

Рассмотрим полигонометрические сети 1, 2, 3 и 4 классов. Линейные измерения в полигонометрии 1, 2, 3 и 4 классов, так же как и измерения базисных сторон триангуляции и сторон в трилатерации, выполняются в настоящее время в подавляющем большинстве случаев свето- и радиодальномерами, в редких, но в необходимых случаях эти измерения производятся подвесными инвариантными проволоками (базисный прибор Едерина).

Устройство и работа со свето- и радиодальномерами описаны в специальном курсе.

Классификация полигонометрии основана на принципе последовательного перехода. Пункты полигонометрии и триангуляции, определенные с большей точностью, служат опорой для полигонометрических ходов меньшей точности. Инструкцией [23] предусмотрены следующая классификация, основные характеристики и схемы построения полигонометрии 1, 2, 3 и 4 классов (табл. 61).

Полигонометрические ходы 1 класса прокладывают взамен рядов триангуляции 1 класса, располагая их по возможности вдоль меридианов и параллелей, с длиной хода (звена) не более 200 км. В углах образованных полигонов, как и в триангуляции, на обоих концах крайних линий одного из ходов определяют пункты Лапласа. Схема построения государственной сети СССР звеньями полигонометрии 1 класса изображена на рис. 108, а.

Геодезическая сеть СССР

Государственная геодезическая сеть — главное геодезическое обоснование	Сети триангуляции, полигонометрии и трилатерации 1, 2, 3 и 4 классов
	Сети геометрического нивелирования I, II, III и IV классов
Геодезические сети сгущения	Сети триангуляции и трилатерации 1 и 2 разрядов. Сети полигонометрии 4 класса и 1 и 2 разрядов
	Техническое нивелирование
Геодезическое съемочное обоснование	Мензульные и теодолитные ходы, геодезические засечки
	Высотные ходы

Современные свето- и радиодальномеры дают возможность измерять длины линий 20—60 км с относительной погрешностью порядка 1 : 300 000—1 : 400 000 по данным обработки результатов измерений на станции. Средняя квадратическая погрешность измерения угла должна быть не более $\pm 0,4''$ по оценке на станции, что приводит к общей погрешности $\pm 0,7''$. Звено полигонометрии 1 класса должно быть вытянутым. В отдельных районах взамен полигонов, образованных звеньями триангуляции или полигонометрии 1 класса, может строиться сплошная сеть полигонометрии 1 класса. Точность измерения длин линий и углов в этом случае должна быть такой же, как и в ходах 1 класса.

Полигонометрия 2 класса развивается внутри полигонов триангуляции или полигонометрии 1 класса в виде сети замкнутых полигонов, обеспечивающих дальнейшее сгущение сети полигонометрии 3 класса. Полигонометрия 2 класса развивается по особо разработанной программе в виде треугольных или четырехугольных полигонов, как это показано на рис. 108, б, где: 1 — триангу-

Основные характеристики полигонометрии 1, 2, 3 и 4 классов

Элементы полигонометрии	Значение			
	Классы			
	1	2	3	4
Периметр полигона	700—800 км	150—180 км		
Периметр изолированного полигона на малых участках			60 км	35 км
Длина диагонали (замыкающей) полигонометрического звена или хода	200 км	60 км	30 км	11—15 км
Длина стороны в звене или в ходе	8—30 км	5—18 км	3—10 км	Не менее 0,25 км
Число сторон в звене или в ходе	12	6	6	10—20
Средняя квадратическая погрешность измерения угла в пункте	$\pm 0,4''$	$\pm 1,0''$	$\pm 1,5''$	$\pm 2,0''$
Средняя квадратическая погрешность измерения длины стороны	по внутренней сходимости 1 : 400 000			
	свыше 8 км	1 : 200 000		
	» 5 »		1 : 100 000	
	» 1 »			1 : 40 000
Относительная погрешность полигонометрического хода				1 : 25 000

ляция 1 класса; 2 — базисные стороны и пункты Лапласа; 3 — полигонометрия 1 класса; 4 — полигонометрия 2 класса.

Полигонометрические ходы 3 класса должны сгущать сеть внутри полигонов 2 класса, доводя ее до плотности 1 пункт на 50—60 км².

Полигонометрия 4 класса развивается в основном на объектах крупномасштабных съемок по специальным требованиям. Пункты полигонометрии 4 класса определяются относительно пунктов сети высших классов проложением одиночных ходов или системы ходов, образующих узловые пункты.

Схема сгущения сети триангуляции 2 класса ходами полигонометрии 3 и 4 классов изображена на рис. 109, где: 1 — пункт триангуляции 2 класса; 2—3 — пункты полигонометрии 3 и 4 классов; 4 — сторона триангуляции 2 класса; 5—6 — стороны полигонометрии 3 и 4 классов.

Полигонометрические ходы различают не только по классам, рассмотренным выше, но и по геометрической форме, которую они имеют.

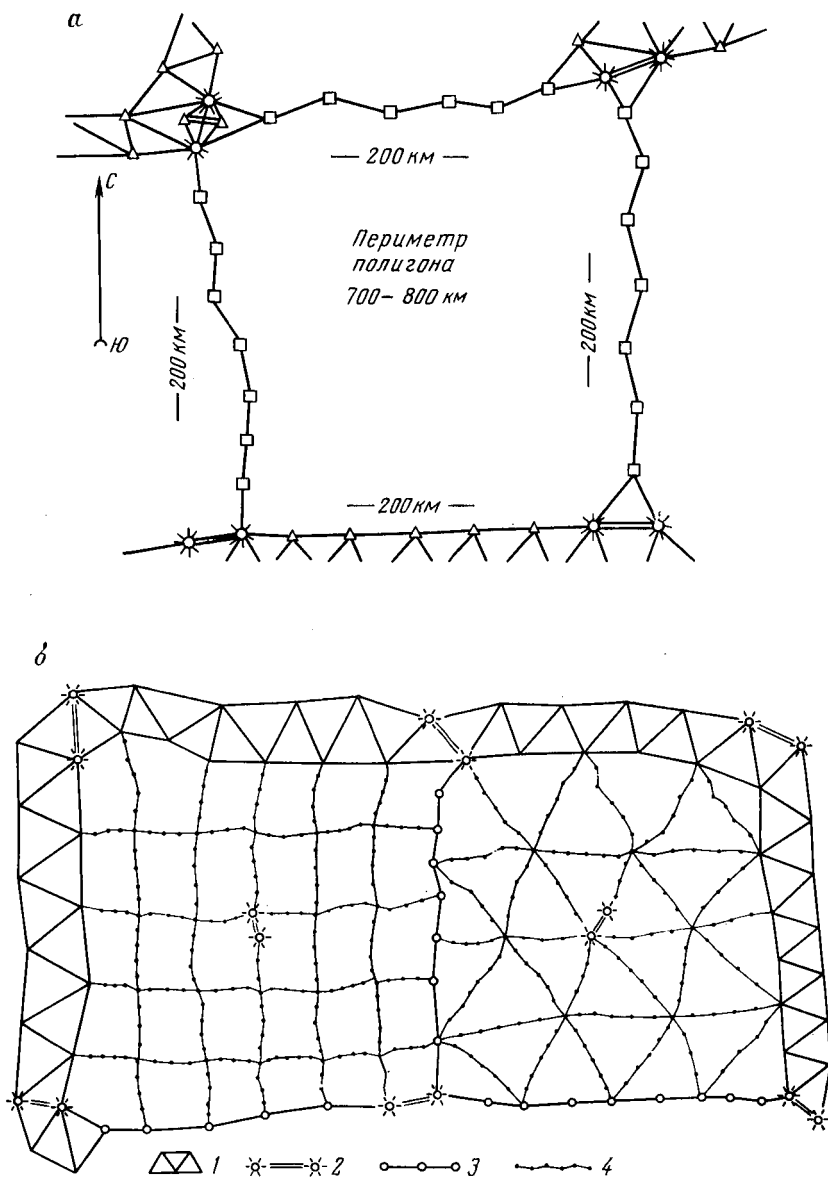


Рис. 108

Вытянутый разомкнутый полигонометрический ход $P_1, P_2, P_3, \dots, P_n$ (рис. 110) с примерно равными сторонами, проложенный между пунктами триангуляции или полигонометрии высшего класса, близкий по форме к прямой, соединяющей конечные пункты A и B , является лучшей формой полигонометрического хода.

Для контроля и более точного вычисления дирекционных углов по ходу нужно на каждом исходном пункте примыкать не к одной, а к двум исходным сторонам.

Ломаный (изогнутый) разомкнутый полигонометрический ход прокладывают в том случае, если для непосредственных линейных измерений, а иногда и для измерения углов встречаются на местности серьезные препятствия. От вытянутого хода, проложенного между теми же опорными пунктами, ломаный ход отличается большей протяженностью и большим числом углов по-

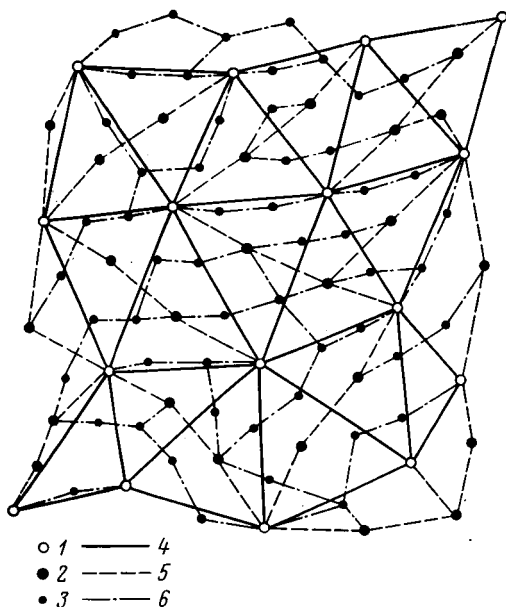


Рис. 109

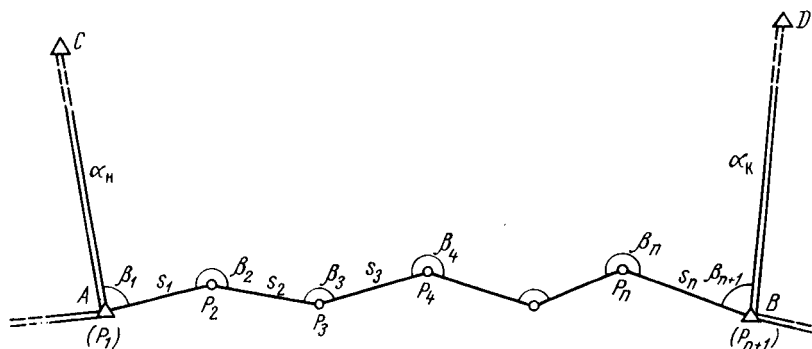


Рис. 110

ворота, что в результате приводит к менее точному определению координат пунктов полигонометрии и к увеличению объема полевых и вычислительных работ.

§ 94. ПОСЛЕДОВАТЕЛЬНОСТЬ РАБОТ В ПОЛИГОНОМЕТРИИ

Полигонометрические работы выполняют в следующей последовательности.

1. Составление проекта.
2. Рекогносцировка.
3. Постройка геодезических знаков, закладка центров и ОРП.
4. Поверка и испытания угломерных приборов.
5. Испытания и компарирование линейных измерительных приборов.
6. Угловые и линейные измерения. Определение элементов приведения и высоты знака.
7. Предварительные вычисления. Обработка полевых измерений и оценка их точности.
8. Уравнительные вычисления и оценка точности по данным уравнивания.
9. Вычисление окончательных значений длин линий, дирекционных углов и координат.
10. Составление каталогов координат и альбомов привязок полигонометрических пунктов.
11. Составление технического отчета.

§ 95. УГЛОВЫЕ ИЗМЕРЕНИЯ. ПРИБОРЫ. ОСНОВНЫЕ ИСТОЧНИКИ ПОГРЕШНОСТЕЙ ИЗМЕРЕНИЙ

Горизонтальные углы в полигонометрии 1, 2, 3 и 4 классов измеряют способами: во всех комбинациях и круговыми приемами. На пунктах полигонометрических ходов 1 класса, где имеются два направления, измеряют поочередно левые и правые по ходу лежащие углы, каждый 12 приемами. На пунктах полигонометрических ходов 2, 3 и 4 классов, где имеется по два направления, измеряют на всем протяжении хода левые или правые по ходу лежащие углы.

Способы измерения углов, применяемые приборы, число приемов и технические допуски для каждого класса полигонометрии приведены в табл. 62 и 63.

Теодолиты Т05, Т1, Т2 и ОТ-02М описаны в главе III. Внешний вид теодолита Theo-010 показан на рис. 111. Теодолит Т5 описан в курсе «Геодезия» [13].

Оценку точности угловых измерений в полигонометрических сетях 2, 3 и 4 классов производят по невязкам замкнутых фигур. Угловые невязки в замкнутых фигурах не должны превышать значения $\omega = \pm 2,5m\sqrt{n+1}$, где m в полигонометрии 2 класса равен 1,0"; 3 класса 1,5" и 4 класса 2,0", n — количество сторон.

При измерении вертикальных углов в полигонометрических ходах 1, 2, 3 и 4 классов колебания зенитных расстояний и место зенита, выведенного из отдельных приемов, не должны быть более 15".

Количество приемов в зависимости от способа измерения,
класса полигонометрии и инструментов

Полигонометрия	Приборы	Способ измерений	
		во всех комбинациях	круговые приемы
		<i>мл</i>	число приемов
1 класс	T05, T1, OT-02M	24×2	—
2 класс	T05, T1, OT-02M	24 24	—
3 класс	T1, OT-02M T2, TB-1, Theo-010	18 при $n < 4$	9
		24 » $n < 4$	12
4 класс	T1, OT-02M T2, TB-1, Theo-010	12 при $n < 3$	6
		18 » $n < 3$	9

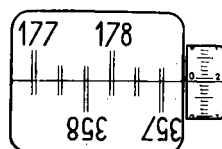
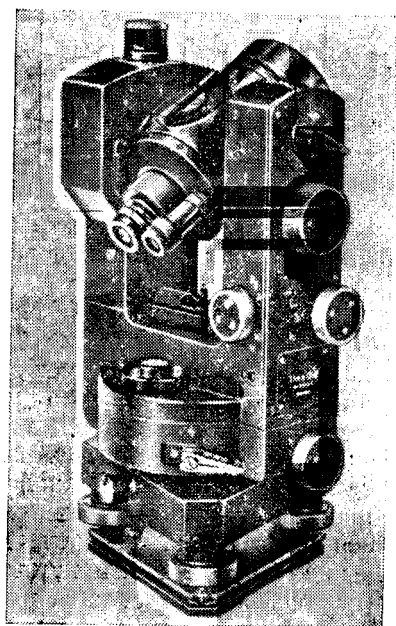
n — число направлений

Рис. 111

Допуски при измерении углов и направлений

Основные элементы угловых измерений	Допуски для приборов		
	T05	T1, OT-02M	TБ-1, T2, Theo-010
1. Расхождение значения угла в полуприемах	6"	6" и 8"	12"
2. Расхождение значения угла в приемах	3"	4"	6"
3. Колебания значений 2С в приеме	6"	8"	12"
4. Отклонения суммы среднего значения левого и правого углов на пункте полигонометрии 1 класса от 360°	2"	2"	—
5. Колебания между повторными наблюдениями начального направления в начале и в конце полуприема в способе круговых приемов	5"	6"	8"
6. Колебания направлений в отдельных приемах, приведенных к общему нулю в способе круговых приемов	5"	6"	8"
7. Разность отсчетов по шкалам оптических микрометров при двух совмещениях изображений противоположных штрихов лимба не должна быть более 1" для теодолитов T05, T1, OT-02M и 2" для теодолитов T2, TБ-1, Theo-010			
8. Колебание средних значений одного и того же угла, полученных по результатам его непосредственного измерения и по вычислению его как суммы и разности двух других, не должно быть более 2" при трех направлениях, 3" при четырех направлениях и 4" при числе направлений больше четырех			

Каждый теодолит перед выполнением работ тщательно проверяют и юстируют. Поверки и юстировки приборов изложены в § 33.

После поверок и юстировок производят испытание теодолитов, в результате которых дается заключение о пригодности прибора к работе с точностью, необходимой для данного класса полигонометрии. Программа испытаний и сами испытания изложены в § 34—40.

Как бы не были совершенны теодолиты и как бы тщательно не производились сами измерения, они неизбежно сопровождаются погрешностями. Источников погрешностей три: личные, приборов и вызванные влиянием внешней среды. Чтобы обеспечить измерениям необходимую точность, надо хорошо знать источники погрешностей и методику по их исключению или ослаблению. Источники погрешностей при угловых измерениях в полигонометрии

те же, что и в триангуляции. Меры по исключению или ослаблению их влияния на измерения те же. Погрешности угловых измерений и меры по их исключению или ослаблению изложены в § 42—44.

§ 96. ЛИНЕЙНЫЕ ИЗМЕРЕНИЯ. ПОНЯТИЕ О НОРМАЛЬНЫХ МЕРАХ ДЛИНЫ И УСТРОЙСТВЕ КОМПАРАТОРОВ

Как в триангуляции, так и в полигонометрии измерение длин линий является одним из основных процессов создания геодезической опорной сети в единой системе мер на всей территории государства.

Нормальными называют меры — эталоны, физически реализованные в прочном материале — металле, хорошо сохраняющем свои размеры в течение продолжительного времени и слабо реагирующем на изменение температуры. Такими металлами являются платина и сплав инвара. Приведем краткие исторические сведения о нормальных мерах.

В 1791 г. было дано первое определение метра, как одной десятиллионной части четверти парижского меридиана, определенного весьма неточно Деламбром.

В 1799 г. был изготовлен эталон метра, получивший название «метр Архива».

В 1872 г. Международная комиссия рекомендовала «метр Архива» в качестве исходной меры длины и был изготовлен 31 эталон метра для различных государств.

На долю России достались два жезла № 28 и 11. Первый из них хранится во Всесоюзном научно-исследовательском институте метрологии им. Д. И. Менделеева в Ленинграде, второй — в Академии наук СССР в Москве.

Эти жезлы являются мерой высшей точности — меры-прототипы. Следующими по классу нормальными мерами являются образцовые меры, обслуживающие компараторы. Они изготавливаются из инвара в виде стержней в 1, 3 и 4 м.

В практике геодезических работ Главного управления геодезии и картографии для определения длин рабочих мер служит трехметровый жезл № 541, находящийся в компараторе Московского института геодезии, аэрофотосъемки и картографии. Этот жезл сравнивают ежедневно с подобным ему жезлом Н₁₅, находящимся в ВИМС, а последний сличают с основным эталоном № 28.

Декретом Совнаркома от 14/IX 1918 г. у нас в стране была введена метрическая система мер и жезл № 28 был признан основным прототипом метра в СССР.

По мере развития науки и техники классический эталон метра старел и уже не мог обеспечить необходимую точность работ. В 1960 г. XI Генеральная конференция по мерам и весам вынесла решение об отказе от ранее существовавшего определения прототипа метра. Согласно новому определению метр — есть длина, равная $1/650\,763,73$ длины волны в вакууме излучения атома

криптона-86. Всесоюзный научно-исследовательский институт метрологии им. Менделеева создал эталонную интерференционную установку для воспроизведения единицы длины — метр.

С 1 января 1963 г. в СССР осуществлен переход к новому прототипу метра и принята международная система единиц СИ ГОСТ 9867—61.

Переход к новому прототипу метра не исключает ранее существовавший метод непосредственного сличения между собой жезловых мер в тех случаях, когда по точности это удовлетворяет запросам производства. Новое определение государственного эталона метра повышает точность примерно в 100 раз и позволяет контролировать его неизменность независимо от международного прототипа метра.

Устройство компараторов

Компараторы бывают лабораторные и полевые. Лабораторные компараторы подразделяются на оптико-механические (рельсовые) и интерференционные.

В Советском Союзе имеется несколько оптико-механических — рельсовых компараторов производственного значения. Наиболее

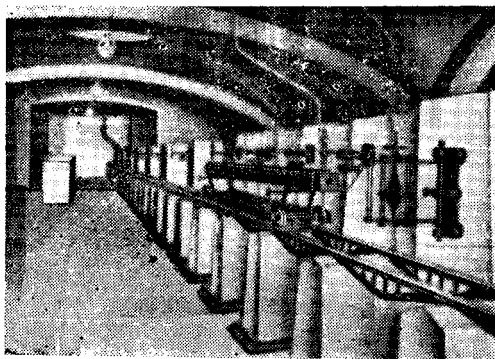


Рис. 112

совершенным считается компаратор, созданный в 1928 г. в МИИГАиК. Этот компаратор — лаборатория, в которой определяют длины и температурные коэффициенты 24 метровых проволоч.

С 1975 г. в предприятиях ГУГК начал широко применяться компаратор МК-1, предназначенный для эталонирования метровых интервалов инварных реек и контрольных

линеек со средней случайной квадратической погрешностью 0,01 мм.

Интерференционный компаратор переносного типа предназначен для компарирования проволок в процессе самих измерений при особо точных измерениях длин линий в инженерной геодезии.

Полевой компаратор высокой точности предназначен для эталонирования свето- и радиодальномеров и рабочих проволок в полевых условиях.

Полевой компаратор средней точности может быть приспособлен для эталонирования оптических дальномеров и рабочих лент.

Компаратор МИИГАиК расположен в полуподвальном помещении. Вдоль одной из стен на расстоянии 3 м один от другого расставлено 9 бетонных столбов, покоящихся на глубоких фундаментах, изолированных один от другого и от пола. На каждом столбе на кронштейне укреплено по одному микроскопу с микрометром. Расстояние между соседними микроскопами близко к 3 м, а между крайними микроскопами — к 24 м. Оси микроскопов расположены в одной отвесной плоскости.

Под микроскопами также на бетонных столбах уложены два рельса, по которым на специальной тележке передвигается трехметровый жезл № 541. Вблизи крайних столбов компаратора в створе микроскопов установлены рамы с блоками для подвешивания проволок (рис. 112).

Эталонирование инварных проволок

Точность измерения длин линий в триангуляции, трилатерации и в полигонометрии во многом зависит от точности эталонирования мерных приборов. Существуют разные способы эталонирования мерных приборов в зависимости от устройства компаратора и желаемой точности компарирования.

Наиболее точное компарирование достигается на оптико-механическом рельсовом компараторе.

За сутки до начала эталонирования проволоки вносят в помещение лаборатории и подвешивают на специальных кронштейнах. Процесс компарирования заключается в следующем.

Вначале измеряют длину компаратора в прямом и обратном направлениях при помощи трехметрового жезла. Затем сравнивают длину проволоки с длиной компаратора в прямом и обратном направлениях. Заканчивается один прием повторным измерением длины компаратора при помощи трехметрового жезла в прямом и обратном направлениях.

Инварные проволоки, предназначенные для высокоточных измерений, компарируют шестью приемами в течение трех дней. Причем используют те же блоки, которые применялись при измерении длин линий в полевых условиях. Средняя квадратическая погрешность эталонирования проволок на компараторе МИИГАиК $\pm 0,010$ — $0,015$ мм, относительная погрешность порядка $1 : 2\,200\,000$.

Компаратор МК-1 предназначен для эталонирования метровых интервалов инварных реек длиной до 3 м и контрольных линеек со средней квадратической случайной погрешностью $\pm 0,01$ мм.

Компаратор МК-1 (рис. 113) устанавливают в подвальном или полуподвальном помещении вдоль одной из капитальных стен. На расстоянии 300 мм от стены устанавливают в створе по одной прямой 5 бетонных столбов 1, углубленных в грунт на 1 м. На верхней поверхности столбов на одном уровне при помощи опор крепятся два рельса 2. Расстояние между центрами столбов

1000 мм. Длина рельсового пути 4 м (четыре пролета по 1 м). По рельсам передвигается тележка 3, на которой помещается в специальном ящике инварная контрольная линейка 4. Эта линейка является эталоном длины при компарировании. Длина инварной контрольной линейки ежегодно определяется на компараторе МИИГАНК путем сравнения ее длины с метровым интервалом жезла № 541 или 613.

Два микроскопа-микрометра 5 устанавливают при помощи кронштейнов на капитальной стене или на двух каменных столбах, на расстоянии 1000 мм один от другого и 300 мм от рельсового

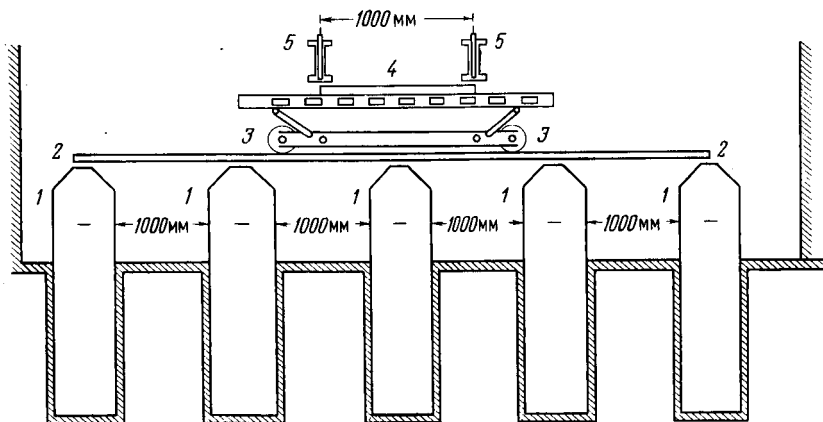


Рис. 113

пути. Микроскопы-микрометры предназначены для сравнения длины метровых интервалов реек с длиной контрольной инварной линейки.

Рельсы для тележки устанавливают на одной высоте при помощи нивелира и рейки с точностью 1 мм и по створу при помощи металлических струн с точностью 0,2 мм.

В комплект компаратора МК-1 входят: метровые инварные контрольные линейки в ящике 2 шт., микроскопы-микрометры 2 шт.; рельсовый путь длиной 4 м; тележка для передвижения контрольных линейек и реек; неподвижные кронштейны для микроскопов-микрометров; приспособление для юстировки рельсового пути; приспособление для установки визирных осей микроскопов-микрометров в вертикальном положении; ртутные термометры и накладной уровень с ценой деления 20".

Эталонирование инварных нивелирных реек

За сутки до начала эталонирования инварных нивелирных реек устанавливают на тележке ящик с инварной контрольной линейкой и рядом на стол укладывают инварную нивелирную рейку, которую предстоит эталонировать.

Эталонирование инварных нивелирных реек заключается в определении длин метровых интервалов 10—30 и 30—50 основной шкалы и 70—90 и 90—110 дополнительной шкалы. Каждый интервал эталонируют тремя приемами.

Вначале измеряют длину компаратора в прямом и обратном направлениях. Затем эталонируют комплект реек тремя приемами. Заканчивают эталонирование комплекта реек повторным измерением длины компаратора.

На компараторе МК-1 эталонируют подобно предыдущему и контрольные латунные линейки. Вначале определяют длину компаратора. Затем эталонируют 4—5 латунных контрольных линеек, каждую сторону которых поверяют тремя приемами. Заканчивают эталонирование повторным определением длины компаратора.

Интерференционный компаратор может быть установлен на открытой местности вблизи основной базы (при высокоточных измерениях). Точность компарирования инварных проволок на интерференционном компараторе порядка $1 : 2\,000\,000$, т. е. $\pm 0,013$ мм.

Полевой компаратор для компарирования рабочих проволок может быть построен в полевых условиях. На ровной местности на расстоянии, кратном 24 м, в пределах 120—240 м, в особых случаях 720—840 м, закладывают монолиты с центрами в прочный грунт. Расстояния между центрами измеряют проволоками — эталонами, длины которых были определены на одном из лабораторных стационарных компараторах. Затем измеряют длину компаратора рабочими мерными проволоками два раза в прямом и два раза в обратном направлениях.

На полевом компараторе может быть проверена постоянная поправка к свето- и радиодальномерам «К»; средняя квадратическая погрешность этого определения должна быть менее ± 5 мм. Расхождения между двумя смежными компарированиями рабочих проволок должны быть в зависимости от класса полигонометрии не более: 4 класса $\pm 0,1$ мм; 1 разряда $\pm 0,3$ мм; 2 разряда $\pm 0,5$ мм.

Для определения постоянной поправки светодальномера «К» устанавливают на полевом компараторе базисы разной длины от 0,1 до 20 км, определенных с разной точностью в соответствии с ГОСТ 19223—73.

В качестве полевого компаратора может быть использована и сторона полигонометрического хода высшего класса, закрепленная в натуре прочными центрами, расположенная на местности, удобной для линейных измерений.

Для решения широкого круга задач, поставленных современной наукой и техникой, связанных с точными измерениями больших длин, как-то: построением опорных геодезических сетей, геофизическими исследованиями, космонавтикой, военной техникой, сложными инженерными сооружениями, возникла

необходимость установить строгую схему эталонирования мерных приборов.

В 1976 г. ГУГК утвердил поверочную схему для компарирования геодезических дальномеров, предназначенных для измерения длин линий в диапазоне от 20 м до 40 км (РТМ 68—8, 1—76) (РТМ — Руководящие технические материалы).

В основу РТМ положен рабочий эталон — трехметровая штриховая мера из инвара, при помощи которой воспроизводится единица длины метра с суммарной погрешностью не более 0,001 мм. Установлены рабочие эталоны образцовой меры 1, 2 и 3 разрядов, рабочие средства измерений и порядок передачи единицы длины рабочим средствам измерений.

Образцовая мера 1 разряда создается при помощи базисного прибора с комплектом 24-метровых инварных проволок (БП-1). Длина линии в диапазоне до 10 км должна быть определена с суммарной погрешностью не более

$$\Delta_D = \frac{1}{1\,000\,000} L,$$

где L в км.

Образцовая мера 2 разряда может быть создана при помощи фазового дальномера методом прямых измерений или путем использования базиса 1 класса. Длина линии в диапазоне до 10 км должна быть определена с суммарной погрешностью не более

$$\Delta_D = \frac{1}{500\,000} L.$$

Образцовая мера 3 разряда может быть определена при помощи фазового дальномера или путем использования базиса 2 класса. Длина линии в диапазоне до 10 км должна быть определена с суммарной погрешностью, не превышающей

$$\Delta_D = \frac{1}{250\,000} L.$$

Метрологическая аттестация фазового дальномера устанавливается Госстандартом СССР.

Соотношение допускаемых погрешностей образцовых мер и рабочих средств измерений не должно быть более:

1 : 2 — для электромагнитных дальномеров,

1 : 3 — для дальномеров других типов.

§ 97. ПОНЯТИЕ О НЕПОСРЕДСТВЕННОМ ИЗМЕРЕНИИ ДЛИН ЛИНИЙ В ПОЛИГОНОМЕТРИИ. БАЗИСНЫЙ ПРИБОР ЕДЕРИНА

Для непосредственного измерения длин линий, в зависимости от требуемой точности, используют разные измерительные приборы и разную технологию измерений.

Непосредственные линейные измерения по точности можно условно подразделить на три группы: технические, средней точности и высокоточные.

Технические линейные измерения выполняют обычно штриховыми или шкаловыми 20 метровыми, иногда 24 метровыми стальными лентами или рулетками. Эти приборы и работа с ними рассмотрены в курсе «Геодезия» [13].

Непосредственное измерение длин линий в течение долгого времени было единственным способом различных высокоточных измерений длин базисов, базисных сторон и длин линий полигонометрии. До настоящего времени наивысшая точность линейных

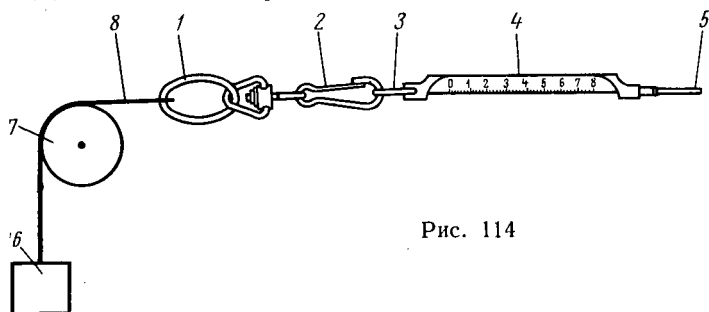


Рис. 114

измерений в геодезии, характеризующаяся относительной погрешностью порядка $1 : 1\,000\,000$, достигается только при помощи базисного прибора с инварными проволоками.

Появление принципиально нового метода измерения длин линий, осуществляемого при помощи свето- и радиодальномеров с точностью до $1 : 400\,000$, значительно облегчило процесс измерения расстояний и ограничило применение базисных приборов с инварными проволоками. Теперь они используются для измерения длин линий полевого компаратора и в отдельных случаях для измерения базисов в триангуляции и в полигонометрии.

Базисный прибор Едерина предназначен для измерения базисов и длин линий полигонометрии. В зависимости от требуемой точности линейных измерений базисный прибор укомплектовывают разным количеством проволок. Базисный прибор Едерина выпускается под марками БП-1, БП-2 и БП-3.

Мерные проволоки изготавливают из инвара — сплава, состоящего из 36% никеля и 64% железа с очень малым коэффициентом линейного расширения, в среднем около $0,5 \cdot 10^{-6}$ и изменением длины не более 2 мкм на 1 м длины в год.

К каждому концу проволоки 5 (рис. 114) прикреплен шкала 4 длиной 8 см, разделенная на миллиметры. На обеих шкалах подписаны сантиметровые деления в одном направлении от 0 до 8 см. На другом конце шкалы укреплено колечко 3, к которому пристегнут так называемый карабин 2 с кольцом 1. В рабочем состоянии мерную проволоку подвешивают на карабинах, к которым

прикреплены стальные проволоки 8. Концы этой проволоки пропускают через блоки 7, висющие на блочных станках (рис. 115), с прикрепленными к ним гириями 6 (рис. 116) по 10 кг каждая.

Блочный станок прикрепляют к блочному штативу. Блок 5, свободно подвешенный на крючке к каретке станка 3, может плавно перемещаться вверх и вниз, скользя по стержням 4, при вращении головки 1, вправо и влево относительно линии базиса при вращении головки 2.

Теоретические основы применения базисного прибора с проволоками заключаются в следующем. Если

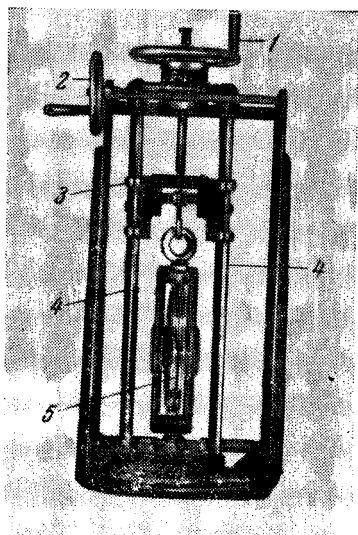


Рис. 115

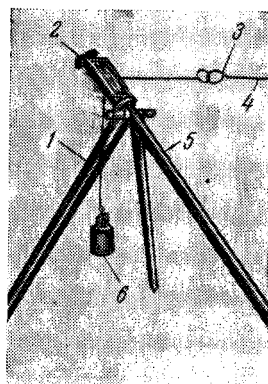


Рис. 116

проволоку подвесить концами на блоках, расположенных на одной высоте, и на обоих ее концах укрепить одинаковый груз, то под влиянием собственного веса проволока провиснет и примет вид кривой, называемой *цепной линией*.

Длиной проволоки называется длина хорды l_0 между нулями шкал. Эталонирование проволоки заключается в том, что ее длину, т. е. расстояние между нулевыми делениями шкал, находящихся на одном уровне, когда проволока растянута двумя гирями по 10 кг каждая, при определенной температуре, сравнивают с длиной компаратора.

Если измерить расстояние подвесными мерными приборами, то длина пролета — расстояние между двумя целиками (рис. 117) — может быть определена отсчетами по шкалам, расположенным по концам проволоки и подписанным по формуле $l = l_0 + (n - 3)$.

Эта формула верна только в том случае, если условия измерения базиса в натуре строго соответствуют лабораторным условиям, при которых эталонировали проволоку, но никогда при

измерении базиса или длин линий полигонометрии не сохраняются те условия, при которых эталонировали проволоку.

В связи с не строго одинаковой установкой высоты штативов шкалы проволоки не будут расположены на одной высоте, температура воздуха может колебаться в больших пределах от -10

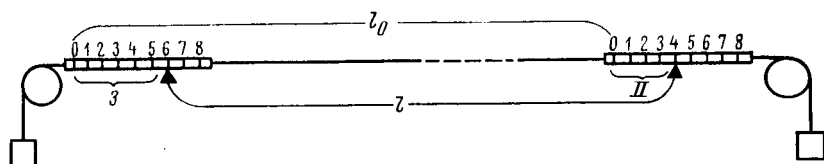


Рис. 117

до $+30^\circ$ и не будет соответствовать температуре компарирования проволоки, полевые измерения производят в разных географических пунктах, широта которых не соответствует широте места нахождения компаратора и т. д.

Непосредственное измерение длин линий базисным прибором Едерина выполняет бригада в составе: начальник партии, 2 техника-наблюдателя, 2 старших рабочих у блочных штативов,

Т а б л и ц а 64

Журнал измерения базиса

Дата 18.VIII.1972 г.

Начало измерения 14^h

Секция 2

Наблюдатели: Хохлов
Петров

Конец измерения 19^h

$t = 18,5^\circ$

Записывающий: Иванов

Погода: пасмурно, тихо

№ пролета	№ 637			№ 638		
	П	З	П—З	П	З	П—З
1	2	3	4	5	6	7
0—1	32,3	35,1	—2,8	10,4	13,8	—3,4
	39,5	42,4	—2,9	20,6	24,1	—3,5
	48,8	51,6	—2,8	30,1	33,5	—3,4
			—2,83			—3,43
1—2	48,5	26,3	+22,2	55,3	32,4	+22,9
	53,9	31,8	+22,1	62,3	39,6	+22,7
	63,6	41,4	+22,2	71,0	48,1	+22,9
			+22,17			+22,83
2—3	23,8	19,2	+4,6	33,2	28,4	+4,8
	33,0	28,5	+4,5	45,4	40,6	+4,8
	41,9	37,4	+4,5	55,9	51,2	+4,7
			+4,53			+4,77

2 рабочих для подвешивания гирь и рабочих для переноски проволок в количестве по 2 на каждую проволоку и техник-нивелировщик с рабочим.

По команде переднего счетчика делают три пары одновременных отсчетов по шкалам с точностью до 0,1 мм (табл. 64).

Начальник партии записывает последовательно оба отсчета и тут же вычисляет разность ($\Pi - 3$). Передний наблюдатель перемещает проволоку на 2—3 см и вновь оба наблюдателя производят одновременно отсчеты по обоим шкалам. Если колебания разностей отсчетов ($\Pi - 3$) не выходят за пределы $\pm 0,3$ мм, то берут среднее из них. Одновременно записывающий определяет и разность длин проволок на каждом пролете. Отклонения этих разностей от значений, полученных по результатам эталонирования на компараторе, не должны превышать $\pm 0,2$ мм.

По результатам измерения секций в прямом и обратном направлениях вычисляют ее длину по каждой проволоке и одновременно вводят поправку за длину проволоки по данным эталонирования и за температуру.

Длины секции, подсчитанные в полевых условиях по каждой проволоке, не должны расходиться между собой более чем на $4\sqrt{L}$ мм, где L — длина секции, выраженная в километрах.

Руководством по обработке результатов измерения длин линий, произведенным базисным прибором Едерина, является книга Д. С. Шермана [59].

§ 98. ОБЩИЕ СВЕДЕНИЯ О СВЕТОДАЛЬНОМЕРАХ И РАДИОДАЛЬНОМЕРАХ

За последние несколько десятилетий в нашей стране и за рубежом созданы совершенно новые средства для измерения длин линий: свето- и радиодальномеры. Принцип измерения расстояний этими дальномерами состоит в измерении промежутка времени t , необходимого для прохождения электромагнитными волнами (световыми или радиоволнами) измеряемого расстояния D в прямом и обратном направлениях.

Пусть при измерении расстояния D между точками A и B дальномер был установлен в пункте A , а отражатель — в пункте B . Дальномер излучает электромагнитные волны, которые проходят расстояние D и, отразившись в пункте B , возвращаются в пункт A , где поступают в приемное устройство. Если скорость распространения электромагнитных колебаний v известна, то

$$D = \frac{vt}{2}.$$

Для определения промежутка времени t существуют два метода: непосредственный — импульсный и посредственный — фазовый, когда измеряют разность фаз посланного и возвращенного

потока электромагнитных волн. Современные светодальномеры и радиодальномеры принадлежат к фазовым приборам.

Точность измерения расстояний светодальномерами несколько выше точности измерения расстояний радиодальномерами. Определяется точность измерений величиной погрешности, вычисляемой по формуле, полученной практическим путем

$$m_D = \pm (a_{\text{см}} + b_{\text{см}}D), \quad (33)$$

где D — длина измеряемого расстояния (км), a — суммарная величина погрешностей прибора с учетом влияния программы измерений. Величина a не зависит от измеряемого расстояния, b — величина, зависящая от условий среды, в которой выполнялось дальномерное измерение (температура, влажность воздуха, атмосферное давление и др.), поэтому она зависит от измеряемого расстояния. Обычно ее относят к миллионной доле длины линии.

Коэффициенты a и b определяют опытным путем для отдельных типов свето- и радиодальномеров, путем измерения расстояний, длина которых была заранее определена более точным прибором, например базисным прибором с инвариными проволоками. Коэффициент b обычно принимают равным $2 \cdot 10^{-6}$ при измерениях светодальномерами и $3 \cdot 10^{-6}$ при измерениях радиодальномерами. При измерении коротких линий член bD очень мал и может быть опущен.

В практике геодезических работ СССР в настоящее время получили широкое распространение следующие свето- и радиодальномеры отечественного производства.

Светодальномер «Кварц», созданный в ЦНИИГАиК в 1967 г., предназначен для измерения длин линий в геодезических сетях 1 и 2 классов, имеет дальность действий до 30 км днем и 50 км ночью. Абсолютная погрешность измерения длин линий вычисляется по вышеприведенной формуле (33), где $a = 1$ см, $b = 2$ см, что приводит к относительной погрешности порядка 1 : 400 000.

Радиодальномер «Луч», созданный в 1968 г., предназначен для измерения длин линий в геодезических сетях 2 и 3 классов. При вычислении абсолютной погрешности измерения длин линий принимаются: $a = 3$ см, $b = 3$ см.

Особенность радиодальномера «Луч» заключается в том, что сам радиодальномер при измерении длин линий устанавливается на поверхности земли, а прямо-передаточное устройство помещается на мачте высотой 25 м, что позволяет отказаться от сооружения высоких сигналов.

Светодальномер СМ-3, созданный в 1972 г., предназначен для измерения длин линий от 2 м до 2 км. Используется он в сетях сгущения и съёмочном обосновании. Погрешность измерения расстояния не превышает ± 3 см.

Уже созданы у нас и за рубежом разнообразные свето- и радиодальномеры, предназначенные для линейных измерений разной протяженности и точности в геодезических сетях 1, 2, 3 и 4 клас-

сов и 1 и 2 разрядов, а также для измерения длин линий в теодолитных ходах. Некоторые светодальномеры изготавливаются в виде насадок на теодолиты для удобства совмещения двух процессов — измерения углов и длин линий при помощи одного прибора.

Из зарубежных светодальномеров следует отметить ЭОК-2000, разработанный в ГДР (Карл Цейсс), для измерения длин линий от 0 до 2,5 км с погрешностью не более ± 1 см. Светодальномер ЭОК-2000 хорошо приспособлен для проложения полигонометрических ходов по трехштативной системе.

Подробные сведения об устройстве и работе свето- и радиодальномеров изложены в специальном курсе.

С 1 января 1975 г. в СССР введен ГОСТ 19223—73 для светодальномеров. По этому ГОСТу выделяются 4 типа светодальномеров: СБ-6, СМ-02, СМ-2 и СМ-5. Первая буква означает «Светодальномер»; вторая — характеризует дальность действия прибора: Б — большие расстояния; М — малые расстояния. Цифры в обозначении светодальномера означают максимальную допустимую величину средней квадратической погрешности определения расстояния одним приемом, выраженной в сантиметрах.

Основные параметры и технические требования к светодальномерам, предусмотренные ГОСТ 19223—73 приведены в табл. 64.

Т а б л и ц а 65

Наименование основных параметров	СБ-6	СМ-02	СМ-2	СМ-5
1. Длина измеряемых расстояний:				
а) минимальная, не более, м	500	2	2	5
б) максимальная, не менее, км	50	0,3	2	0,5
2. Средняя квадратическая погрешность определения расстояния одним приемом, не более, см	$\left(1 + \frac{D_{\text{км}}}{5}\right)^*$	0,2	2	5
3. Время измерения линии одной программой, указанной в инструкции по эксплуатации прибора, мин	20	10	2	10

* Где D — количество километров.

Светодальномеры типа СБ-6 используются в полигонометрии и трилатерации 1, 2 и 3 классов; при измерении базисов в космических триангуляциях и в триангуляциях 1, 2 и 3 классов.

Светодальномеры типа СМ-02 используются в инженерно-геодезических и маркшейдерских работах.

Светодалномеры типа СМ-2 используются при измерении базисов в триангуляции 4 класса, трилатерации и полигонометрии 4 класса и в полигонометрии 1 разряда.

Светодалномеры типа СМ-5 используются в полигонометрии 2 разряда и в теодолитных ходах.

§ 99. ДЕЙСТВИЕ ПОГРЕШНОСТЕЙ УГЛОВЫХ И ЛИНЕЙНЫХ ИЗМЕРЕНИЙ

Угловая погрешность хода. Пусть между пунктами триангуляции или полигонометрии A и B высшего класса проложен полигонометрический ход $A, P_1, P_2, P_3, \dots, P_n, B (P_{n+1})$. Измерены все левые (или правые) углы поворота $\beta_1, \beta_2, \beta_3, \dots, \beta_{n+1}$ и все стороны $S_1, S_2, S_3, \dots, S_n$, где n — число сторон хода, а число углов поворота, включая примычные так же как и число точек хода вместе с исходным A и B , будет $n + 1$. Координаты X_A, Y_A и X_B, Y_B начальной и конечной точек хода A и B , а также дирекционные углы начальной и конечной сторон хода α_n и α_k известны (см. рис. 110).

Угловая невязка хода может быть вычислена по формуле

$$f_\beta = \sum_1^{n+1} \beta + (\alpha_n - \alpha_k) \pm 180^\circ (n + 1). \quad (34)$$

Углы хода обычно измеряют с одинаковой точностью, поэтому средняя квадратическая погрешность суммы углов будет

$$m_{\Sigma\beta} = m_\beta \sqrt{n + 1}, \quad (35)$$

где m_β — средняя квадратическая погрешность измерения одного угла; $n + 1$ — число углов, включая примычные.

Линейная погрешность хода. Допустим, что при измерении длин линий действовали только случайные погрешности. Если случайную погрешность измерения единицы длины обозначить через μ , то для линии длиной S будем иметь

$$m_S = \mu \sqrt{S}.$$

Для простоты рассуждений допустим, что полигонометрический ход $AP_2P_3P_4, \dots, B$ имеет хорошо вытянутую форму и сумма длин сторон хода $S_1 + S_2 + S_3 + \dots + S_n$ мало отличается от расстояния L между крайними пунктами A и B , т. е., что

$$L = S_1 + S_2 + S_3 + \dots + S_n.$$

Тогда средняя квадратическая погрешность измерения линий всего хода выразится формулой

$$m_L = \mu \sqrt{[S]} = \mu \sqrt{L}.$$

Если бы при измерении линий действовали только систематические погрешности, то погрешность измерения линий всего хода была бы

$$\lambda[S] = \lambda \cdot L,$$

где λ — систематическая погрешность измерения единицы длины линии.

В действительности, случайные и систематические погрешности совместно влияют на точность измерения линий, будучи независимыми одна от другой, поэтому квадрат средней квадратической погрешности m_t измерения линий хода равен сумме квадратов средних квадратических случайных и систематических погрешностей

$$m_t^2 = \mu^2 L + \lambda^2 L^2. \quad (36)$$

Продольные и поперечные сдвиги хода. Невязки f_x и f_y в приращениях координат вычисляют по известным формулам

$$f_x = \sum_1^n \Delta x - (x_B - x_A);$$

$$f_y = \sum_1^n \Delta y - (y_B - y_A),$$

и абсолютная линейная невязка f_s в периметре хода будет равна

$$f_s = \sqrt{f_x^2 + f_y^2}. \quad (37)$$

В вытянутом прямолинейном ходе невязку f_s можно разложить на две составные части: продольный сдвиг t , расположенный вдоль по ходу, и поперечный сдвиг u , расположенный перпендикулярно к направлению хода (рис. 118).

Продольный t и поперечный u сдвиги хода вызывают смещение конечной точки хода B .

Легко понять, что в вытянутом ходе продольный сдвиг t получается главным образом в результате накопления погрешностей измерения линий, а поперечный сдвиг u — в результате совместного влияния погрешностей угловых измерений.

Одно из достоинств вытянутого хода — возможность выявить раздельное влияние погрешностей угловых и линейных измерений, что используется при уравнивании полигонометрического хода и оценке точности произведенных измерений.

На рис. 118 показан вытянутый полигонометрический ход, проложенный между пунктами A и B . Проведем через начальную и конечную точки хода линии, параллельные осям координат X и Y , и спроектируем на них конечную точку хода B . Тогда от-

$$\text{резки } AB_x = \sum_1^n \Delta x; \quad AB_y = \sum_1^n \Delta y.$$

Пусть линия BB' , проведенная между действительным положением точки B на плане и ее положением по результатам измерения углов и линий, будет соответствовать как по величине, так и по направлению линейной невязке хода f_s . Проектируя линию f_s на оси координат, получим невязки f_x и f_y , проектируя ее на направление замыкающей линии хода AB , получим продольный t и поперечный u сдвиги конечной точки хода. Значение t и u можно определить графически и аналитически.

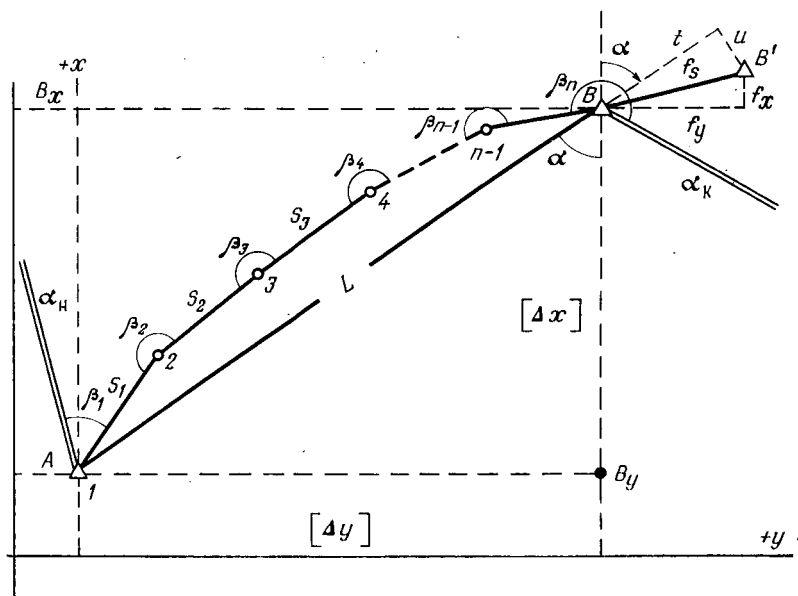


Рис. 118

Графический способ нахождения продольного t и поперечного u сдвига конечной точки хода заключается в том, что на листе бумаги в мелком масштабе накладывают по координатам начальную и конечную точки хода A и B . Затем при конечной точке хода B в более крупном масштабе строят два прямоугольных треугольника: один BB_1O_1 со сторонами f_s, f_x, f_y и другой — BB_1O_2 со сторонами f_s, u и t (рис. 119). Если точка O_2 — проекция точки B_1 окажется на продолжении замыкающей линии AB , то продольный сдвиг хода t будет положительным, если она находится на замыкающей линии между точками A и B , то знак продольного сдвига t будет отрицательным. Если абсцисса точки B_1 больше абсциссы пункта B , то поперечный сдвиг u берется со знаком плюс, если меньше, то поперечный сдвиг u берется со знаком минус. Длины отрезков с учетом масштаба изображения определяют величину продольного и поперечного смещения конечной точки хода B .

Как видно из рис. 119, продольный сдвиг t соответствует отрезку BO_2 , а $BO_2 = BC + CO_2$; отрезки BC и CO_2 соответственно равны: $BC = f_y \cdot \sin \alpha$; $CO_2 = f_x \cdot \cos \alpha$, следовательно, $t =$

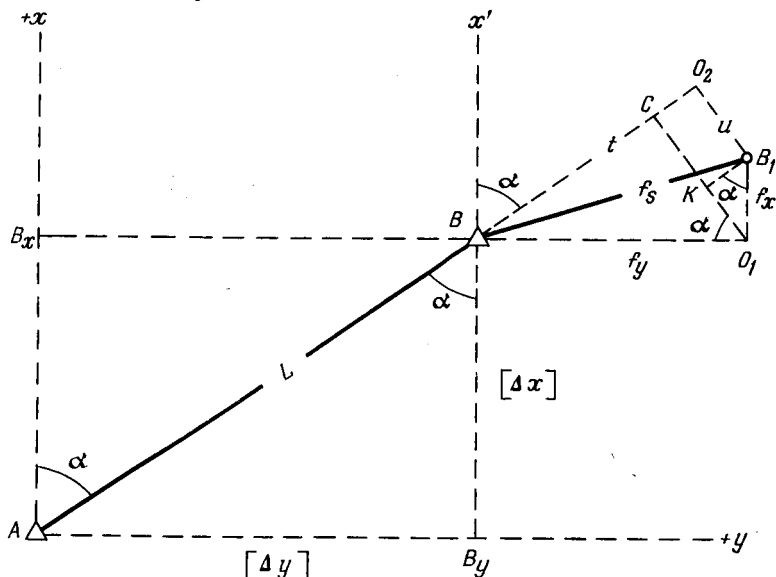


Рис. 119

Поперечный сдвиг u соответствует отрезку B_1O_2 , а $B_1O_2 = O_1C - O_1K$. Отрезки O_1C и O_1K соответственно равны: $O_1C = f_y \cdot \cos \alpha$; $O_1K = f_x \cdot \sin \alpha$. Следовательно, $u = f_y \cdot \cos \alpha \mp f_x \cdot \sin \alpha$ минус, когда $x_{B_1} > x_{B_2}$, и плюс, когда $x_{B_1} < x_{B_2}$.

Длину L и дирекционный угол α замыкающей линии хода AB можно определить по известным формулам: $L = \sqrt{[\Delta x]^2 + [\Delta y]^2}$, $\sin \alpha = \frac{[\Delta y]}{L}$; $\cos \alpha = \frac{[\Delta x]}{L}$.

$$f_s = \sqrt{t^2 + u^2}. \quad (38)$$

Для предвычисления ожидаемых погрешностей при составлении проекта полигонометрии, уравнильных вычислений и оценке точности произведенных измерений нужно определить величину продольного t и поперечного u сдвигов хода и среднюю квадратическую величину поперечной погрешности положения конечной точки хода M .

Формула зависимости поперечного сдвига в вытянутом полигонометрическом ходе от погрешностей измерений углов. Если при измерении первого угла хода β_1 допущена случайная погрешность $d\beta_1$, а все остальные углы измерены без погрешностей, то последняя точка хода сместится перпендикулярно к направлению хода на величину Δu_1 (рис. 120)

$$\Delta u_1 = (S_1 + S_2 + S_3 + \dots + S_n) \frac{d\beta_1}{\rho}. \quad (39)$$

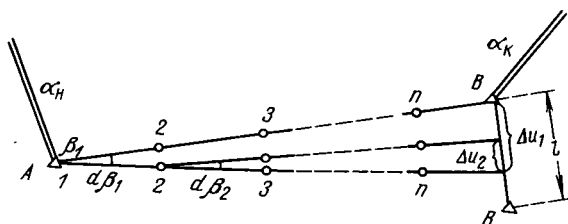


Рис. 120

Случайная погрешность измерения последующего угла вызывает смещение последней точки хода перпендикулярно к направлению хода на величину, исчисляемую аналогично предыдущему.

Нужно только иметь в виду, что расстояние между каждой последующей точкой хода и последней будет сокращаться

$$\Delta u_2 = (S_2 + S_3 + \dots + S_n) \frac{d\beta_2}{\rho},$$

$$\Delta u_3 = (\dots + S_3 + \dots + S_n) \frac{d\beta_3}{\rho},$$

.....

$$\Delta u_n = (\dots + S_n) \frac{d\beta_n}{\rho}.$$

Поперечный сдвиг u равен алгебраической сумме отдельных сдвигов конечной точки хода

$$u = \Delta u_1 + \Delta u_2 + \dots + \Delta u_n,$$

где n — число сторон.

Для упрощения расчетов допустим, что длины сторон хода равны между собой

$$S_1 = S_2 = S_3 = \dots = S_n = S_0.$$

Углы измерены равноточно, поэтому естественно все случайные погрешности $d\beta$ считать одинаковыми, равными средней квадратической погрешности измерения угла. Тогда для среднего квадратического значения поперечной невязки (поперечного сдвига конечной точки хода) будем иметь

$$m_u^2 = S^2 \frac{m_\beta^2}{\rho^2} [n^2 + (n-1)^2 + (n-2)^2 + \dots + 1] = \\ = \frac{m_\beta^2}{\rho^2} \cdot S^2 \cdot \frac{n(n+1)(2n+1)}{6},$$

но

$$\frac{n(n+1)(2n+1)}{6} = \frac{n(2n^2+3n+1)}{6} \approx \frac{n^2(n+1,5)}{3},$$

поэтому

$$m_u^2 = \left(\frac{m_\beta}{\rho}\right)^2 \cdot S^2 \cdot n^2 \left(\frac{n+1,5}{3}\right),$$

но

$$nS = L.$$

Следовательно,

$$m_u^2 = \left(\frac{m_\beta}{\rho}\right)^2 \cdot L^2 \frac{(n+1,5)}{3}$$

и

$$m_u = \frac{L \cdot m_\beta}{\rho} \sqrt{\frac{n+1,5}{3}}. \quad (40)$$

Висячие ходы в производстве не допускаются, полигонометрические ходы прокладывают между исходными пунктами и исходными дирекционными углами сторон триангуляции или линий полигонометрии высших классов. Поэтому вначале выявляют невязку в сумме углов и, если она допустима, распределяют ее поровну между всеми углами хода с обратным знаком. После этого вычисляют невязки: по оси x — f_x , по оси y — f_y , общую линейную невязку f_s , продольный t и поперечный u сдвиги конечной точки хода.

Предварительное исправление углов за невязку в сумме углов уменьшает поперечную невязку хода примерно в два раза; вычисляют ее тогда по формуле

$$m_u = L \frac{m_\beta}{\rho} \sqrt{\frac{n+3}{12}}. \quad (41)$$

Обоснование этой формулы усматривается из следующего. Поперечное смещение точки, расположенной в самом слабом месте — в середине хода (рис. 121), т. е. на расстоянии, равном $\frac{L}{2}$

от концов хода, может быть вычислено по формуле (40). В этом случае нужно длину хода L и количество углов поворота n уменьшить вдвое. Тогда формула (40) примет вид

$$m_{u'} = \frac{L}{2} \cdot \frac{m_{\beta}}{\rho} \sqrt{\frac{n/2 + 1,5}{3}}.$$

Общая величина поперечного смещения средней точки хода n может быть получена как алгебраическая сумма поперечных смещений, вычисленных по каждой половине хода, т. е.

$$u = u' + u''.$$

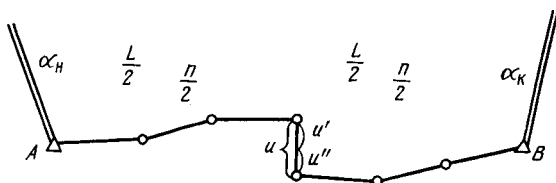


Рис. 121

Согласно теории погрешностей измерений средняя квадратическая погрешность суммы двух равных источников погрешностей равна

$$m_u = m_{u'} \sqrt{2},$$

подставив значение $m_{u'}$, получим

$$m_u = \frac{L}{2} \cdot \frac{m_{\beta}}{\rho} \sqrt{2} \sqrt{\frac{n/2 + 1,5}{3}}$$

и окончательно

$$m_u = L \cdot \frac{m_{\beta}}{\rho} \sqrt{\frac{n + 3}{12}}.$$

Таким образом, можно считать, что предварительное уравнивание углов поворота не только уменьшает поперечный сдвиг хода, но и в два раза уменьшает значение средней квадратической погрешности положения самой слабой точки хода.

После предварительного уравнивания углов поворота самым слабым местом оказалась не конечная точка B хода AB , как в ви-сячем ходе, а точка K , расположенная в середине хода, как точка, наиболее удаленная от исходных пунктов A и B , находящихся на его концах.

Нетрудно доказать, что средняя квадратическая погрешность положения точки K равна примерно половине значения средней квадратической погрешности положения крайней точки B этого хода, если бы он имел исходный пункт A только на одном конце

$$M_K = \frac{1}{2} M_B.$$

Положение средней точки K полигонометрического хода, проложенного между двумя исходными пунктами A и B , длиной L определяется по формуле арифметической середины из двух равноточных результатов, исчисленных от концов хода A и B каждый до его середины.

Если вес определения конечной точки хода B принять равным $P_B = \frac{1}{L}$, то вес каждого результата определения средней точки хода K будет

$$P'_K = \frac{1}{L/2} = \frac{2}{L} = 2P_B.$$

Общий вес определения положения точки K будет равен сумме весов, т. е.

$$P_K = P'_K + P''_K = 2P'_K = 4P_B.$$

Заменив веса средними квадратическими погрешностями, получим

$$\frac{1}{M_K^2} = \frac{4}{M_B^2},$$

откуда

$$M_K = \frac{1}{2} M_B.$$

Средняя квадратическая погрешность положения конечной точки хода может быть определена по продольной и поперечной сдвигам хода.

Если углы предварительно увязаны, то

$$M^2 = m_l^2 + m_u^2 = \mu^2 \cdot L + \lambda^2 L^2 + L^2 \frac{m_\beta^2}{\rho^2} \left(\frac{n+3}{12} \right), \quad (42)$$

а относительная погрешность

$$\left(\frac{M}{L} \right)^2 = \frac{\mu^2}{L} + \lambda^2 + \frac{m_\beta^2}{\rho^2} \left(\frac{n+3}{12} \right). \quad (43)$$

Из формул (36), (41), (43) следует, что точность вытянутого полигонометрического хода лимитируют систематические λ и случайные μ погрешности измерения линий, количество линий хода n , погрешности измерения углов m_β и длина хода L .

В вытянутом ходе поперечный сдвиг u не зависит от погрешностей измерения линий m_s , а является следствием погрешностей измерения углов m_β и зависит от количества углов поворота в ходе $n+1$.

Продольный сдвиг t не зависит от погрешностей измерения углов и их количества, а является следствием случайных μ и систематических λ погрешностей измерения линий.

Наиболее сильно влияет на положение конечной точки хода систематическая погрешность. Чем длиннее ход, тем больше влияют на величину смещения конечной точки хода систематические погрешности измерения линий λ [S]. Чем длиннее ход, тем меньше влияют на его точность случайные погрешности измерения линий $\mu \sqrt{[S]}$. Следовательно, средняя квадратическая величина погрешности продольного смещения конечной точки вытянутого хода будет $m_L^2 = \mu^2 [S] + \lambda^2 [S]^2$.

Для определения средней квадратической погрешности положения конечной точки полигонометрического хода любой формы M

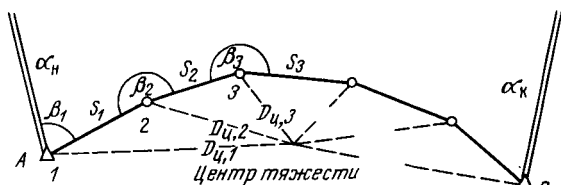


Рис. 122

пользуются следующей формулой (вывод которой мы опускаем), определяют ее по предварительно исправленным углам (аналогично формуле (42))

$$M^2 = \mu^2 [S] + \lambda^2 [S]^2 + \frac{m_B^2}{\rho^2} [D_{ц,i}^2], \quad (44)$$

где $D_{ц,i}$ — расстояние от центра тяжести хода до каждой точки поворота, включая и исходные пункты. Координаты центра тяжести $X_{ц}$ и $Y_{ц}$ (рис. 122) определяют по формулам $x_{ц} = \frac{[x]}{n+1}$;

$y_{ц} = \frac{[y]}{n+1}$. По вычисленным значениям координат производят накладку поворотных точек и центра тяжести хода на бумагу. Величины $D_{ц,i}$ определяют графически.

Из полученной формулы следует, что точность изогнутого полигонометрического хода зависит не только от систематических и случайных погрешностей измерения длин линий и углов поворота, от числа линий хода и его длины, но и от степени изогнутости хода.

Величина члена формулы (44) ($D_{ц,i}^2$) будет тем меньше, чем менее изломан ход, проложенный между теми же пунктами опорной сети A и B, и чем меньше в нем углов поворота.

Если длины линий измеряют свето- и радиодальномерами, то практически все они определяются почти с одинаковой точностью $m_D = (a + bD)$. Следовательно, можно приравнять

$$\mu^2 [S] + \lambda^2 L^2 = nm_S^2, \quad (45)$$

где m_s — погрешность измерения длины одной линии, полагая, что все линии одинаковой длины, получим

$$M^2 = nm_s^2 + \frac{m_\beta^2}{\rho^2} [D_u^2, i], \quad (46)$$

$$M'^2 = nm_s^2 + \frac{m_\beta^2}{\rho^2} \cdot L^2 \left(\frac{n+3}{12} \right). \quad (47)$$

Исходя из вышеизложенного, нужно при проектировании полигонометрических ходов стараться по возможности прокладывать их вытянутыми, равносторонними, не располагать рядом с короткими сторонами длинные стороны. Практически ход считается вытянутым, если: а) вершины хода расположены вправо и влево от замыкающей хода в среднем на величину $1/24$ длины самой замыкающей; б) стороны хода отклоняются от направления замыкающей в обе стороны не более 8° .

При измерении базисной стороны светодальномерами разрешается иметь одну точку излома, которая не должна уклоняться от створа более чем на 2 км.

Отношение периметра к длине замыкающей в полигонометрии 1 класса не должно превышать 1,15, а в полигонометрии 2 и 3 классов — не более 1,25.

Формулы (43) и (44) дают возможность производить предварительные расчеты ожидаемых погрешностей при составлении проекта проложения полигонометрических ходов, так как величину f_s (абсолютную невязку хода) можно приравнять средней квадратической погрешности положения конечной точки хода M .

§ 100. ПРЕДВЫЧИСЛЕНИЕ ТОЧНОСТИ ПОЛИГОНОМЕТРИЧЕСКИХ ХОДОВ. ОБЩИЕ СВЕДЕНИЯ О СОСТАВЛЕНИИ ПРОЕКТА И РЕКОГНОСЦИРОВКЕ

При составлении проекта построения полигонометрической сети нужно заранее, до начала полевых работ по рекогносцировке, предвычислить ожидаемую точность каждого запроектированного полигонометрического хода. Для этого могут быть использованы формулы (42), (44), (46), (47).

В основу определения точности полигонометрического хода положены следующие элементы:

- 1) точность измерения углов m_β и линий μ , λ и m_s ;
- 2) геометрическая форма полигонометрического хода — степень его изогнутости;
- 3) длина полигонометрического хода, средняя длина его сторон и количество углов поворота.

Для предварительного расчета ожидаемой точности полигонометрического хода должны быть известны предусмотренные инструкцией для данного класса точность измерения углов m_β и линий μ , λ и m_s , длина замыкающей хода L , средняя длина

стороны S , число сторон хода n число точек поворота — число углов вместе с примычными $n + 1$.

О геометрической форме полигонометрического хода и степени его изогнутости можно судить по графическому изображению проекта проложения хода на карте.

Очевидно, тот вариант, который полностью удовлетворяет требованиям инструкции, экономически и организационно более выгоден, и будет принят для исполнения.

Уточним значение величин, характеризующих точность измерения длин линий и углов полигонометрического хода:

μ — коэффициент случайного влияния погрешности линейного измерения единицы длины линии 1 м зависит от точности применяемых инструментов, методов измерения, внешних условий и от навыков наблюдателя;

λ — коэффициент систематического влияния погрешности линейных измерений единицы длины линии зависит от погрешности определения постоянных прибора, погрешности определения длины самого прибора и от организации работ; λ — величина постоянная для данных условий измерений и организации работ. Обычно она принимается равной $1/25$, $1/30$ от μ . Для вычисления μ и λ используют невязки большого числа вытянутых полигонометрических ходов, однородных по условиям работ, или пользуются значениями μ и λ , приведенными в соответствующих инструкциях и наставлениях. При малом λ и числе ходов (следовательно, числе продольных невязок t) более 10—11 коэффициент μ может быть вычислен по формуле

$$\mu = \sqrt{\frac{[t^2]}{[L]}}, \text{ а } \lambda = \sqrt{\frac{[t]}{[L]}}. \quad (48)$$

Если длины линий определяются свето- и радиодальномерами, то среднюю погрешность измерения длины линии m_s определяют по формуле, полученной практически путем $m_s = m_D = (a + bD)$, где a и b зависят от типа свето- и радиодальномера. Погрешность конечной точки хода может быть вычислена по формуле (47)

$$M_L^2 = nm_s^2 + \frac{m_B^2}{\rho^2} \cdot L^2 \left(\frac{n+3}{12} \right).$$

Пример. Определим среднюю квадратическую погрешность положения конечной точки вытянутого полигонометрического хода длиной $L = 30$ км. Углы предварительно исправлены, средняя длина стороны $S = 5$ км, средняя погрешность измерения угла в полигонометрии 3 класса $m_B = \pm 1,5''$; линии измерялись светодальномером. Исходные данные $L = 30$ км $= 3 \cdot 10^4$ м; $S = 5$ км $= 5 \cdot 10^3$, $n = \frac{L}{S} = \frac{30}{5} = 6$; $\rho'' = 206\,265 \approx 200\,000 = 2 \cdot 10^5$, $m_s = m_D = a + bD$, где $a = 1$ см, $b = 2 \cdot 10^{-6}$, $D = S$, $m_s = 1$ см $+ 2$ см $\cdot 10^{-6} \cdot 5 \cdot 10^3 = 1$ см $+ \frac{2 \cdot 5 \cdot 10^3}{10^6} = 1$ см $+ 0,01$ см $= 1,01$ см,

$$m_S = 1,01 \text{ см}; m_S^2 = 1,02 \text{ см}; n \cdot m_S^2 = 6,12 \text{ см} = 0,061 \text{ м}, \frac{m_p^2}{\rho^2} \cdot L^2 \times \\ \times \left(\frac{n+3}{12} \right) = \frac{(1,5)^2}{(2 \cdot 10^5)^2} \cdot (3 \cdot 10^4)^2 \cdot \left(\frac{6+3}{12} \right) = \frac{2,25 \cdot 9 \cdot 10^8 \cdot 9}{4 \cdot 10^{10} \cdot 12} = \frac{60,75}{1600} = 0,038 \text{ м}; \\ M_L^2 = 0,061 \text{ м} + 0,038 \text{ м} = 0,099 \text{ м}; M_L = 0,31 \text{ м}; \frac{M_L}{L} = \frac{0,31}{30\,000} \approx \\ \approx \frac{1}{100\,000}.$$

Для составления проекта необходимо заранее собрать материалы геодезической и топографической изученности района работ, а также материалы, освещающие физико-географические и экономические условия.

В зависимости от условий местности и экономической целесообразности можно применить метод триангуляции или полигонометрии или сочетать эти методы, поскольку они по точности равноценны и взаимозаменяемы.

В закрытой равнинной местности развитие государственной геодезической сети методом полигонометрии значительно выгоднее как технически, так и экономически. Иногда выгодно комбинировать методы триангуляции и полигонометрии, т. е. развивать сеть полигонометрическим методом лишь на части территории, а остальную часть обеспечивать триангуляцией. В этом случае можно значительно снизить высоты сигналов на геодезических пунктах.

Полигонометрические сети 2 класса, как правило, проектируют в виде полигонов треугольной формы, тогда на заданной площади образуется большое число узловых точек, что значительно повышает их точность, кроме того, будет больше равномерно расположенных пунктов на местности, что очень важно для дальнейшего сгущения, поскольку сократятся длины полигонометрических ходов низших классов и значительно повысится их точность. В отдельных случаях проектируют и полигоны четырехугольной формы (см. рис. 108, б).

Закончив проектирование полигонометрической сети 2 класса, приступают к проектированию сетей сгущения 3 класса. Число сторон между узловыми пунктами или между исходными и узловыми пунктами должно быть не более 6.

Проектирование полигонометрии 4 класса заключается в проложении обычных ходов или системы ходов, образованных узловыми точками между пунктами сети высших классов.

При проектировании ходов полигонометрии всех классов выдерживают требования инструкции [23]. Основные условия, определяющие конструкцию полигонометрической сети, являются установленная плотность пунктов и их размещение на местности, зависящие от масштаба предполагаемой топографической съемки или от инженерно-технических требований.

Начинается проектирование с нанесения на карту геодезических сетей, исполненных ранее на территории объекта и на смеж-

ных участках. Затем приступают к проектированию новых полигонометрических ходов и сетей.

Если предполагается измерить линии мерными проволоками, то, учитывая предстоящие трудности выполнения этих работ, следует продумать детали проекта создания полигонометрической сети в целом и каждого хода в отдельности.

Наиболее удобно прокладывать полигонометрические ходы по дорогам или около них, по долинам рек, по существующим просекам, избегая заболоченных мест.

При измерении линий свето- или радиодальномерами значительно упрощается проектирование и облегчается процесс измерения линий, поскольку он не зависит от характера местности. Кроме того, отпадает большая дополнительная работа по подготовке трассы к непосредственным линейным измерениям. Следует только при проектировании позаботиться о том, чтобы местность, над которой проходит луч, была однообразной, и концы измеряемой линии на местности не имели большой разности отметок.

При проектировании нужно стремиться прокладывать полигонометрические ходы прямолинейно, не допуская искривлений.

При составлении проекта производят расчет ожидаемых погрешностей по формулам, приведенным в § 99, 100. Если ожидаемая точность не удовлетворяет предъявляемым требованиям, то изменяют схему построения или методику измерения линий и углов. Принимается к исполнению тот вариант построения полигонометрии, который соответствует всем техническим требованиям и экономически и организационно наиболее выгоден.

Рекогносцировку пунктов полигонометрии выполняют методами и средствами, аналогичными выполнению рекогносцировки пунктов триангуляции, описанных в § 87—91.

§ 101. ПЕРЕДАЧА ВЫСОТ НА ПУНКТЫ ПОЛИГОНОМЕТРИИ

Все закрепленные на местности пункты полигонометрии так же, как и пункты триангуляции всех классов, должны иметь не только координаты, определяющие плановое положение точек, но и отметки, определяющие высоты этих пунктов над уровнем моря.

Согласно Инструкции [23] высоты пунктов геодезической сети 1, 2, 3 и 4 классов должны быть определены из геометрического или геодезического нивелирования.

Пункты с высотами, полученными геометрическим нивелированием, должны располагаться в полигонометрии 1, 2, 3 и 4 классов не реже чем через 3 стороны. В дальнейшем увязка высот промежуточных пунктов производится между высотами пунктов, определенных геометрическим нивелированием.

Для геодезического нивелирования измеряют зенитные расстояния по всем без исключения сторонам в прямом и обратном направлениях четырьмя приемами при обоих положениях вертикального круга.

Высоту верхнего среза цилиндра (высота геодезического знака) и высоту горизонтальной оси теодолита (высота прибора) над маркой верхнего подземного центра определяют дважды в разное время с точностью до 1 см. Если высота геодезического знака более 20 м, то одно измерение нужно выполнить аналитическим путем (§ 61).

§ 102. ОБРАБОТКА РЕЗУЛЬТАТОВ УГЛОВЫХ И ЛИНЕЙНЫХ ИЗМЕРЕНИЙ

Обработка результатов угловых и линейных измерений заключается в следующем:

- проверяют полевые журналы измерения углов и длин линий;
- вычисляют длины сторон полигонометрического хода;
- производят вычисления, связанные с привязкой хода;
- производят оценку точности угловых и линейных измерений.

Рассмотрим содержание каждого из этих видов работ.

Проверку полевых журналов измерения горизонтальных и вертикальных углов в полигонометрии выполняют так же, как и в триангуляции (см. гл. IV).

Проверку полевых журналов линейных измерений производят в зависимости от применяемых приборов и способов измерения длин линий.

Общим для проверок полевых журналов является то, что по сути дела, это независимый контроль вычислений во вторую руку, поэтому он должен выполняться другим лицом, не участвовавшим в заполнении журналов в поле.

Вычисление длин сторон, измеренных свето- и радиодальномерами, выполняется согласно Инструкции [23, Приложения 3—8]. Затем в расстояния, измеренные свето- и радиодальномерами, нужно ввести ряд поправок, чтобы в конечном счете получить значение длины линии, спроектированной на плоскость в проекции Гаусса—Крюгера

$$D = D' + K_1 + K_2 + \delta_c + \delta_r + \Delta D_h + \Delta D_H + \Delta D_L, \quad (49)$$

где D' — расстояние, отсчитанное по дальномеру; K_1 и K_2 — постоянные дальномера и отражателя; δ_c и δ_r — поправки за внецентренные установки дальномера и отражателя; ΔD_h — поправка за приведение к горизонту; ΔD_H — поправка за приведение измеренной длины линии к поверхности референц-эллипсоида Красовского; ΔD_L — поправка за проектирование измеренной длины линии на плоскость в проекции Гаусса—Крюгера.

Рассмотрим каждую из перечисленных поправок.

K_1 и K_2 — постоянные дальномера и отражателя определяют на полевом компараторе, длина которого известна из измерений, выполненных с высокой точностью приборами с инварными проволоками или другим путем. Постоянные K_1 и K_2 определяют 2—3 раза в полевой сезон до начала, в период работ и после их окончания. Полезно поправки K_1 и K_2 контролировать в период

между эталонированием, потому что изменение этих величин отразится на всех результатах полевых измерений: они войдут как систематические погрешности. Это можно сделать путем контрольного измерения длин линий, составляющих ранее уравненный полигонометрический ход, проложенный между пунктами высшего класса.

δ_c и δ_r — поправки в измеренную длину линии D за внецентренное положение дальномера и отражателя.

Проекция дальномера и отражателя, установленные на пункте, обычно не совпадают с центром пункта. В связи с этим возникает необходимость определить значение этих поправок путем фиксации на центрировочном листе положения центра пункта C , точки относимости дальномера J и точки относимости отражателя H так же, как это делается при угловых измерениях (§ 55). Такие определения нужно делать дважды до начала наблюдений и один раз после их окончания.

На центрировочном листе, расположенном над центром пункта, прочерчивают линии с центра пункта на все пункты, до которых измерялись расстояния. Поправки в измеренные расстояния за внецентренное положение дальномера и отражателя определяют графически на центрировочных листах. Ими являются проекции отрезков между центром пункта и центром дальномера или отражателя на соответствующее направление. В описании дальномера и отражателя приводятся сведения о расположении точек, относительно которых определяется элемент приведения. Знак поправок δ_c и δ_r будет положительным, если основание перпендикуляра, опущенного из точки J или H , окажется на линии, проведенной с центра пункта C на измеряемые направления, и отрицательным, если он окажется на продолжении этих линий.

На рис. 123 показана часть центрировочного листа, по которой графически определяется поправка за внецентренное положение дальномера, где C — проекция центра знака, J — проекция точки относимости дальномера, δ_c — поправка за внецентренное положение дальномера по каждому направлению. Точно так же, но на другом центрировочном листе определяется поправка за внецентренное положение отражателя δ_r .

Если линейные элементы центрировки и редукции значительны и не могут быть расположены на мензольном планшете, то определяют их и вводят значение поправок в длины измеренных линий аналитически (§ 56).

Поправку за центрировку свето- или радиодальномера δ_c и редукцию отражателя δ_r вычисляют по формуле, вывод которой мы приводим ниже.

Допустим, что дальномер установлен в точке J , а отражатель над центром пункта C_B , т. е. когда редукция отражателя равна нулю (рис. 124). В результате была измерена длина линии $JC_B = D_1$, но должна быть определена длина линии $C_AC_B = D$. Опустим перпендикуляр JO из точки J на линию C_AC_B . Если линей-

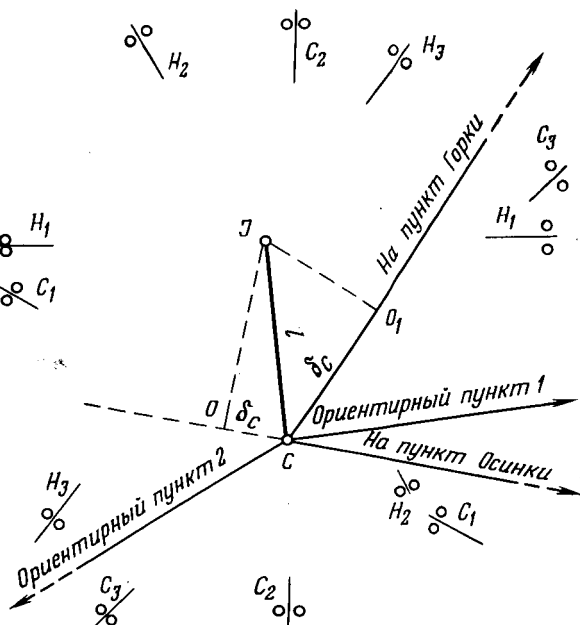


Рис. 123

ный элемент центрировки l меньше одного метра и расположен перпендикулярно к измеряемой линии, длина которой 1 км, то угол $\angle C_A C_B J$ приближенно равен $3'$, т. е. значительно меньше

точности измерения углового элемента центрировки. Поэтому угол $\angle J C_A C_B = 180^\circ - \theta$, а длина линии $J C_B = O C_B$, тогда поправка за центрировку дальномера будет

$$\delta_c = l \cdot \cos(180^\circ - \theta) = -l \cdot \cos \theta. \quad (50)$$

По аналогии можно написать формулу для вычисления поправки за редукцию

$$\delta_r = -l_1 \cdot \cos \theta_1.$$

Когда $l \cdot l_1$ линейные элементы центрировки или редукции более 1 м, то нужно учесть и второй член поправки

$$\delta_c = -l \cdot \cos \theta + \frac{h^2}{2D_1}, \quad (51)$$

$$\delta_r = -l_1 \cos \theta_1 + \frac{h^2}{2D_1},$$

где D_1 — длина измеренной линии.

Длина измеренной линии, приведенная к расстоянию между центрами пунктов $C_B C_A$, будет $D = D_1 + \delta_c + \delta_r$, ΔD_h — поправка за приведение измеренной длины линии к горизонту может быть вычислена по разности отметок крайних точек или менее точно — по углу наклона линии V .

Как видно на рис. 125,

$$\begin{aligned} D' &= \sqrt{D^2 - h^2} = \\ &= (D^2 - h^2)^{1/2} = \\ &= D \left(1 - \frac{h^2}{D^2} \right)^{1/2}. \end{aligned}$$

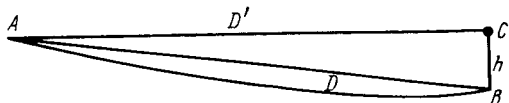


Рис. 125

Разложив выражение, заключенное в скобках по биному Ньютона в ряд, и ограничившись двумя первыми членами ряда, получим

$$\begin{aligned} D' &= D \left(1 - \frac{h^2}{2D^2} - \frac{h^4}{8D^4} \dots \right); \\ \Delta D_h &= D' - D = -\frac{h^2}{2D} - \frac{h^4}{8D^3}. \end{aligned} \quad (52)$$

Если известен угол наклона измеренной линии V , то поправка за приведение линии к горизонту может быть вычислена по известной формуле из курса «Геодезия»

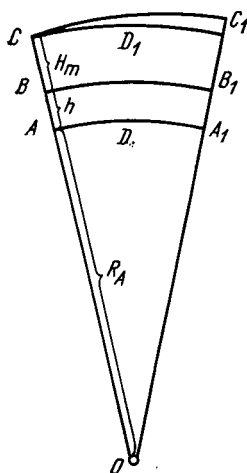


Рис. 126

$$\begin{aligned} D' &= D \cos V; \\ \Delta D_V &= D' - D \cdot \cos V = D (1 - \cos V); \\ \Delta D_V &= 2D \cdot \sin^2 V/2; \\ \Delta D_V &= \Delta D_h, \end{aligned} \quad (53)$$

ΔD_H — поправка за приведение измеренной длины линии на поверхность референс-эллипсоида вычисляется по формуле, вывод которой виден из рис. 126.

Обозначим длину измеренной линии CC_1 , приведенную к горизонту, через D_1 ; длину линии, спроектированную на поверхность эллипсоида, через D ; среднюю высоту линии над уровнем Балтийского моря, вычисленную относительно квазигеоида (геоида), через H_m ; высоту квазигеоида над эллипсоидом в районе расположения измеренной линии через h ; радиус кривизны земного эллипсоида по направлению линии через R_A , радиус выбирается из таблиц по широте ϕ и азимуту A линии.

Пренебрегая непараллельностью уровенных поверхностей, считаем, что на протяжении длины линии отношение дуг $AA_1 = D$;

$CC_1 = D_1$ пропорционально отношению их радиусов R_A ; $R_A + h + H_m$

$$\frac{D}{D_1} = \frac{R_A}{R_A + h + H_m}.$$

Составим производную пропорцию

$$\frac{D - D_1}{D_1} = \frac{R_A - R_A - h - H_m}{R_A + h + H_m} = - \frac{h + H_m}{R_A + h + H_m}.$$

Можно несколько упростить формулу и в порядке первого приближения, отбросив в знаменателе значение $h + H_m$, написать

$$\Delta D_H = D - D_1 = - D_1 \frac{h + H_m}{R_A}. \quad (54)$$

При этом будет допущена погрешность, выходящая во многих случаях практики за пределы точности выполняемых работ. Действительно, если абсолютная высота измеряемой линии равна 2 км, что редко бывает, то погрешность определения ΔD_H по упрощенной формуле будет менее 1 : 9 000 000.

ΔD_L — поправка за переход с поверхности эллипсоида на плоскость в проекции Гаусса — Крюгера сводится к умножению длины линии на эллипсоиде на масштаб изображения в проекции Гаусса — Крюгера

$$\Delta D_L = D \cdot \frac{y_m^2}{2R^2}. \quad (55)$$

Вывод формулы и более точное значение поправки ΔD_L приведены в главе IX.

Следует иметь в виду, что поправка ΔD_L всегда положительная величина, непрерывно увеличивающаяся по мере удаления от осевого меридиана, т. е. чем больше величина y . Вблизи границы 6° зоны она достигает на средних широтах 1 : 1000 длины редуцируемой линии.

Оценка точности угловых и линейных измерений

О точности угловых и линейных измерений можно судить по средней квадратической погрешности измерения углов m_β и относительной погрешности измерения длин линий $\frac{m_s}{S}$.

Погрешность m_β может быть определена по угловым невязкам несмежных замкнутых и разомкнутых полигонов одного класса по формуле

$$m_\beta = \sqrt{\frac{f_\beta^2/n}{N}}, \quad (56)$$

где n — число углов в полигоне; N — число полигонов; f_β — угловые невязки полигонов.

Эту формулу можно получить, если в известной формуле теории погрешностей измерений — среднюю квадратическую погрешность результата измерений, вес которой принят за единицу (вычисленную по истинным погрешностям) $\mu = \pm \sqrt{\frac{[\rho\Delta^2]}{n}}$ принять $p = \frac{1}{n}$; $\Delta = f_\beta$; $n = N$.

Полученную погрешность измерений одного угла m_β по невязкам полигонов f_β нужно сравнить с установленным для каждого класса и разряда полигонометрии техническим допуском.

Формулы для оценки точности линейных измерений зависят от приборов и способов, используемых при измерении длин линий.

Если стороны измерялись свето- и радиодальномерами, то средняя погрешность измерения длины линии может быть вычислена по формуле (33).

Если стороны измерялись проволоками (прибор Едерина), то средняя погрешность измерения длины линии может быть определена по формуле (36).

§ 103. ДОСТОИНСТВА И НЕДОСТАТКИ МЕТОДОВ ПОЛИГОНОМЕТРИИ И ТРИАНГУЛЯЦИИ

Достоинства и недостатки полигонометрического метода построения геодезической опорной сети в сравнении с методом триангуляции хорошо видны из следующего примера.

Допустим, что на равнинной залесенной местности проложен триангуляционный ряд, передающий координаты из пункта A

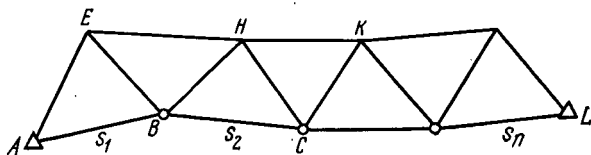


Рис. 127

в пункт L (рис. 127). Если отбросить пункты $E, H, K, \dots$, то получится полигонометрический ход $ABC \dots$, также передающий координаты из пункта A в пункт L . Поворотные углы в точках $ABC, \dots, L$ и стороны $S_1, S_2, S_3, \dots, S_n$ должны быть измерены на местности. Следовательно, для передачи координат из пункта A в пункт L методом полигонометрии при той же средней длине сторон нужно построить и отнаблюдать геодезических пунктов в два раза меньше, чем в триангуляционном ряду, проложенном между этими пунктами.

При постройке геодезических сигналов для пунктов полигонометрического хода нужно обеспечить взаимную видимость только по ходу, например, с пункта B на пункты A и C . При постройке сигналов для триангуляционного ряда нужно обеспечить взаим-

ную видимость с пункта *В* не менее чем на 4 смежных пункта. Следовательно, при прочих равных условиях не только уменьшается количество необходимых пунктов, но и высоты сигналов могут быть значительно ниже, чем в соответствующем ряду триангуляции.

При полигонометрическом методе измеряют только один угол поворота по ходу, в то время как при триангуляционном методе с каждого пункта должно быть измерено не менее 3—4 углов.

При полигонометрическом методе смежные стороны могут варьировать по длине в значительно большей степени, чем в триангуляции, что позволяет лучше использовать неровности местности для установки сигналов и снизить их высоту.

Кроме того, не требуется обязательного размещения пунктов по командным высотам. При последующем сгущении опорной сети в закрытой равнинной местности привязка к пунктам полигонометрии осуществляется значительно проще, чем к редко расположенным пунктам триангуляции.

Однако метод полигонометрии имеет существенные недостатки по сравнению с методом триангуляции. Большой объем работ по линейным измерениям, связанный с тем, что каждая сторона полигонометрического хода должна быть измерена непосредственно или при помощи специального построения.

Кроме того, отсутствует надежный контроль правильности линейных и угловых измерений пока ход не закончен привязкой к исходным пунктам высшего класса или не образована замкнутая геометрическая фигура.

В триангуляционном методе контролируется сумма углов каждого треугольника, и для уравнительных вычислений можно использовать ряд условий: фигур, полюсов, азимутов, базисов, координат, полигонов. В полигонометрическом методе для уравнительных вычислений используют только условия азимутов и координат.

Методом полигонометрии в закрытой местности обеспечивается опорными пунктами только узкая полоса по ходу. Методом триангуляции обеспечивается опорными пунктами значительно более широкая полоса.

Полигонометрия начала применяться значительно раньше триангуляции. Но трудности линейных измерений тормозили ее развитие. Основное преимущество триангуляции сказалось в том, что линейные измерения в ней сведены к минимуму. В результате основным методом создания опорных геодезических сетей в прошлом была триангуляция.

Современные методы измерения расстояний при помощи светодальномеров в значительной мере увеличили достоинства полигонометрического метода создания геодезической опорной сети. Доказано, что стоимость построения геодезических сетей методом свето- и радиодальномерной полигонометрии на 15—25% ниже, чем методом триангуляции.

При создании геодезического обоснования в труднодоступном районе, где имеются большие участки труднопроходимых и непроходимых болот и сплошных массивов леса на равнинной местности, могут быть использованы разные схемы построения опорной сети, в частности «Схема геодезического обоснования для труднодоступных районов», предложенная Л. А. Кашиным. Эта схема удачно сочетает достоинства полигонометрии и триангуляции*.

II. ПОЛИГОНОМЕТРИЯ СЕТЕЙ СГУЩЕНИЯ

§ 104. СУЩНОСТЬ, НАЗНАЧЕНИЕ И КЛАССИФИКАЦИЯ ПОЛИГОНОМЕТРИИ СЕТЕЙ СГУЩЕНИЯ

Для обоснования топографических крупномасштабных съемок в масштабах 1 : 5000, 1 : 2000, 1 : 1000 и 1 : 500 создаются государственные сети сгущения. Ими являются триангуляционные и полигонометрические пункты и сети 4 класса, 1 и 2 разрядов и сети технического нивелирования.

Сетями сгущения плотность пунктов опорных сетей должна быть доведена: до 4 пунктов на 1 км² на застроенных и 1 пункт на 1 км² на незастроенных территориях.

Полигонометрические сети 1 и 2 разрядов опираются на пункты государственной геодезической сети высших классов и развиваются в виде отдельных ходов или системы ходов, образующих узловые точки.

Проложение замкнутых полигонометрических ходов, опирающихся на один пункт, и висячих ходов не разрешается.

Основные характеристики полигонометрии 1 и 2 разрядов приведены в табл. 66.

Т а б л и ц а 66

Наименование элементов полигонометрии	Значение	
	1 разряд	2 разряд
Длина диагонали хода	5 км	3 км
Длина хода между исходной и узловой	3 км	2 км
Длина хода между узловыми точками	2 км	1,5 км
Периметр полигона, не более	15 км	10 км
Длина стороны хода	0,12—0,80 км	0,80—0,35 км
Число сторон в ходе, не более	15	15
Относительная погрешность хода, не более	1 : 10 000	1 : 5000
Средняя квадратическая погрешность измерения угла по невязкам в ходах и полигонах, не более	$\pm 5''$	$\pm 10''$
Угловая невязка хода или полигона, не более	$\pm 10'' \sqrt{n+1}$	$\pm 20'' \sqrt{n+1}$

n — число линий хода

* М. Г. Герасименко. Опыт организации полигонометрических работ в труднодоступном районе. — «Геодезия и картография», 1967, № 3, с. 36.

Измерение сторон в полигонометрии 1 и 2 разрядов выполняют радио- и светодальномерами, инварными проволоками (прибор Едерина), длиномером, параллактическим, короткобазисным методами и оптическими дальномерами.

Для измерения длин линий в сетях сгущения наиболее удобны светодальномеры СМ-3, 2СМ-2, МСД-1м и другие, им равноценные, которые обеспечивают измерение расстояний от 0,001 до 2 км с погрешностями 0,3—3 см.

В отдельных случаях для измерения длин линий в сетях сгущения используют инварные проволоки (прибор Едерина). Измерение выполняют одной проволокой в одном направлении методом отсчетов при трех сдвигах проволоки при определении расстояний в полигонометрии 1 разряда, а в полигонометрии 2 разряда также одной проволокой в одном направлении, но методом фиксации. Проволоки эталонируют на полевом компараторе до начала, в период полевых работ и после их окончания. Расхождение в результатах эталонирования не должно превышать 0,3 мм для 24 метровых проволок.

Методика линейных измерений инварными проволоками изложена в § 97; светодальномерами — в специальном курсе; оптическими дальномерами — в курсе «Геодезия», а параллактическими и короткобазисными методами — в § 106.

§ 105. ПРИБОРЫ И МЕТОДИКА УГЛОВЫХ И ЛИНЕЙНЫХ ИЗМЕРЕНИЙ В ПОЛИГОНОМЕТРИИ 1 И 2 РАЗРЯДОВ. ИСТОЧНИКИ ПОГРЕШНОСТЕЙ ИЗМЕРЕНИЯ УГЛОВ

Измерение углов и направлений в полигонометрических сетях сгущения выполняют оптическими теодолитами способом круговых приемов или способом во всех комбинациях.

Для измерения углов в полигонометрии 1 и 2 разрядов применяют оптические теодолиты Т2, Т5, Theo-010 или им равноточные.

Измерение углов круговыми приемами теодолитами Т2 и Theo-010 на пунктах полигонометрии 1 разряда выполняют тремя приемами, на пунктах полигонометрии 2 разряда — 2 приемами.

Измерение углов круговыми приемами теодолитом Т5 на пунктах полигонометрии 1 разряда выполняют 6 приемами, на пунктах 2 разряда — 4 приемами.

Колебания значений $2c$ в приеме для теодолита Т2 не должно превышать 12,0". Расхождения между результатами наблюдений на начальный пункт в начале и в конце полуприема (замыкание горизонта) и колебание направлений в отдельных приемах, приведенных к общему нулю, должны быть не более 6,0".

Для теодолита Т5 по всем этим показателям точности измерения углов и колебания должны быть не более 0,2'.

Способом измерения углов во всех комбинациях измеряют углы, когда число направлений меньше трех. В этом случае число

приемов для теодолита такое же, как и при измерении круговыми приемами. Расхождение значений углов в полуприемах не более 12", расхождение значений углов между приемами не более 6".

Допустимая невязка по ходу и каждому независимому полигону вычисляется по формуле

$$w = 2m\sqrt{n+1}, \quad (57)$$

где m — значение средней квадратической погрешности измерения угла в полигонометрии соответствующего разряда, а n — число линий в ходу или полигоне.

Особенности угловых измерений в полигонометрии 1 и 2 разрядов состоят в том, что стороны, между которыми расположены горизонтальные углы, бывают длиной от 80 до 800 м, поэтому погрешности центрирования угломерных инструментов и установки визирных приспособлений над вершинами углов поворота оказывают значительно большее влияние на точность измерения углов, чем в триангуляции или в классной полигонометрии.

В полигонометрии 1 и 2 разрядов с короткими сторонами углы измеряют, как правило, со штатива, кроме того, чем короче стороны, тем больше углов поворота и постановок инструмента в данном ходе.

При измерении углов поворота в полигонометрических ходах с короткими линиями для повышения точности измерений устанавливают марки над центрами смежных пунктов, на которые необходимо визировать с точностью не ниже 1 мм, в этом случае применяют трехштативную систему или используют главные направления, заменяющие ходы с короткими сторонами.

На результаты измерения углов в полигонометрии влияют многие причины. Основные источники погрешностей измерения углов в полигонометрии:

- 1) погрешности центрирования;
- 2) погрешности редукции;
- 3) погрешности собственно измерения угла;
- 4) погрешности приборов;
- 5) влияние внешних условий;
- 6) погрешности исходных данных, т. е. погрешности начального и конечного дирекционных углов, влияющие на образование угловой невязки хода.

Средняя величина поперечной невязки вытянутого хода для случая предварительно исправленных углов установлена формулой

$$m_u = L \frac{m_\beta''}{\rho''} \sqrt{\frac{n+3}{12}},$$

откуда точность измерения угла

$$m_\beta'' = \frac{m_u}{L} \rho'' \sqrt{\frac{12}{n+3}}. \quad (58)$$

Из формулы (61) и рис. 128 можно сделать следующий вывод: чем короче линии хода S_1 и S_2 , чем ближе угол поворота β к 180° , чем меньше углы θ' и θ'' будут отличаться от 90 или 270° , чем больше линейный элемент центрирования l , тем погрешность центрирования будет больше. При проложении полигонометрических ходов нужно устанавливать прибор над вершиной угла поворота при помощи оптического центра.

2. Погрешности редукции

Неточная установка вертикальной оси симметрии визирного приспособления над центром пункта вызывает погрешность в измерении угла, называемую погрешностью редукции (рис. 129).

Для пунктов полигонометрии с числом направлений два формула поправки за редукцию, выведенная в § 67, примет вид

$$r'' = \frac{l_1 \rho'' \sin \theta_1}{s}.$$

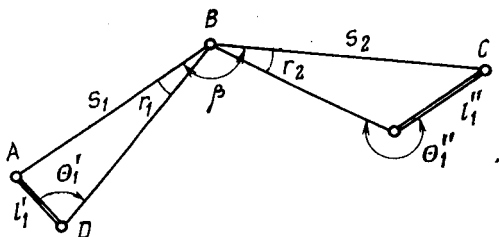


Рис. 129

Погрешность угла за внецентренное положение вертикальных осей симметрии визирных приспособлений будет

$$r'' = r_1'' + r_2'' = \frac{l_1' \sin \theta_1'}{S_1} \rho'' + \frac{l_1'' \sin \theta_1''}{S_2} \rho''. \quad (62)$$

Из формулы (62) можно сделать следующий вывод: чем короче линии хода S_1 и S_2 , чем ближе углы θ_1' и θ_1'' к 90 или 270° , чем больше линейные элементы редукции l_1' и l_1'' , тем погрешность редукции будет больше. Визирные знаки (марки) должны быть поверены, а их установка над центрами точек поворота полигонометрического хода должна производиться при помощи оптических центриров.

3. Погрешности собственно измерения углов

Погрешности собственно измерения углов — результат влияния погрешностей измерения направлений. В свою очередь погрешности направлений — результат влияния погрешностей

визирования и погрешностей отсчетов. Как известно, погрешность визирования зависит от разрешающей способности нормального человеческого глаза и увеличения трубы v . Среднюю погрешность визирования можно приближенно подсчитать по формуле

$$m_v = \frac{60''}{v}.$$

Для оптических теодолитов $v = 25-30$, следовательно, точность визирования этими приборами равна

$$m_v = \frac{60''}{v} = 2''.$$

Погрешность направления m_n , зависящая от погрешности визирования m_v и погрешности отсчета m_0 , равна

$$m_n = \sqrt{m_v^2 + m_0^2}. \quad (62)$$

Погрешность угла, полученная как разность двух направлений при одном круге (один полуприем), равна

$$m_\beta = m_n \sqrt{2}.$$

Погрешность угла, полученная из одного полного приема, равна погрешности одного направления

$$m_\beta = \frac{m_n \sqrt{2}}{\sqrt{2}} = m_n.$$

Обычно угол измеряют несколькими полными приемами. За окончательное значение угла принимают среднее арифметическое из полученных результатов измерения. Следовательно, средняя квадратическая погрешность угла, измеренного n приемами, будет в $\sqrt{n}$ раз меньше средней квадратической погрешности однократного измерения

$$m_\beta = \frac{m_n}{\sqrt{n}}.$$

Подставив значение m_n из формулы (62), получим

$$m_\beta = \sqrt{\frac{m_v^2 + m_0^2}{n}}. \quad (64)$$

По формуле (64) можно подсчитать среднюю погрешность измерения угла, измеренного n приемами.

Пример. Рассчитаем ожидаемую погрешность измерения угла в полигонометрии 4 класса, выполненного оптическим теодолитом Т2 девятью приемами. Увеличение трубы $25\times$, точность отсчета $1''$

$$m_\beta'' = \pm \sqrt{\frac{2^2 + 1^2}{9}} \approx \pm \frac{2''}{3} = \pm 0,7''.$$

Все остальные источники погрешностей угловых измерений, т. е. личные погрешности приборов, влияние внешних условий подробно изложены в гл. IV.

Визирные марки бывают разных конструкций (рис. 130, а, б, в), приспособленных для определенных условий работ в дневное и ночное время. Различают дисковые визирные марки с электрическим освещением (см. рис. 130, а, в) и щитковые визирные марки (см. рис. 130, б). Дисковые визирные марки представляют собой конструкции, приспособленные для точного визирования на коротком расстоянии в дневное и ночное время. Черный матовый диск служит хорошей целью для дневных наблюдений, а стеклянный центр диска 2, освещенный сзади электрической лампочкой,

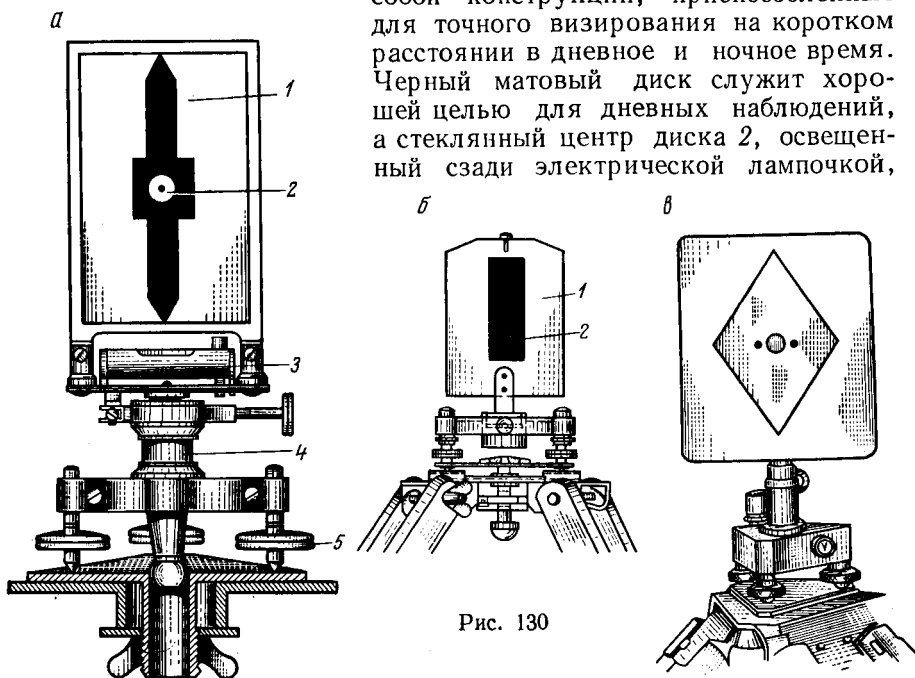


Рис. 130

приспособлен для наблюдения в ночное время или для наблюдений при плохой видимости в дневное время. Визирную марку устанавливают на подставке, которую при помощи станкового винта крепят к штативу. На марке имеется уровень 3, оптический центрир 4 и три подъемных винта 5, при помощи которых ось симметрии марки приводят в вертикальное положение и центрируют над пунктом.

Щитковая марка (см. рис. 130, б) представляет собой металлический щиток 1, окрашенный в белый цвет; на нем нанесена черной или красной краской какая-либо симметричная геометрическая фигура 2, удобная для точного визирования: вертикальная полоска, треугольник, параллелограмм, крест и т. д. Применяются марки и другого типа.

Марка должна удовлетворять следующим условиям.

1. Ось уровня, укрепленного на марке, должна быть перпендикулярна к оси вращения марки. Проверка выполняется обычным путем.

2. Ось симметрии визирной цели марки должна совпадать с осью вращения марки.

Для выполнения этого условия на верху щитка (на оси щитка) укрепляют воском иглу. В 5 м от марки устанавливают теодолит, затем вращают марку, а в трубе теодолита наблюдают за положением иглы. Если игла выходит из биссектора нитей при вращении марки, необходимо изменять положение иглы до тех пор, пока она не останется в биссекторе.

После этого визируют теодолитом на левый и правый края визирной цели марки и на иглу. Среднее из отсчетов на оба края визирной цели должно быть равно отсчету на иглу. Величина асимметрии не должна превышать 1 мм. При большем ее значении нужно исправить рисунок визирной цели.

§ 106. ПАРАЛЛАКТИЧЕСКАЯ, КОРОТКОБАЗИСНАЯ ПОЛИГОНОМЕТРИЯ И ЗАСЕЧКИ А. И. ДУРНЕВА

Трудности линейных измерений побудили к поискам методов сокращения линейных измерений за счет увеличения угловых измерений. Это достигается в параллактической и короткобазисной полигонометрии.

Проложение полигонометрического хода параллактическим методом состоит в том, что непосредственно измеряют длины коротких базисов и углы, под которыми усматриваются эти базисы, а также поворотные углы по ходу, длины же параллактических звеньев определяют из решения отдельных треугольников. Небольшие размеры базиса в сравнении с длиной определяемой линии обуславливают сильно вытянутую форму параллактического звена и острые параллактические углы (всего несколько градусов). Основными факторами, от которых зависит точность определения длины линии параллактическим методом, являются погрешности измерения параллактических углов и базисов и величины параллактических углов.

В начале тридцатых годов проф. В. В. Данилов разработал параллактическое звено, в котором предусматривается симметричное расположение базиса под углом 90° к линии хода, вблизи ее середины. В качестве базиса используют инварную проволоку длиной 24 м с закрепленными на ее концах визирными марками. В параллактическом симметричном звене длина хода определяется, как показано на рис. 131, по формуле

$$S = S_1 + S_2 = \frac{b}{2} \left(\operatorname{ctg} \frac{\varphi_1}{2} + \operatorname{ctg} \frac{\varphi_2}{2} \right). \quad (65)$$

Для вычисления средней квадратической погрешности длины линии, определенной параллактическим звеном В. В. Данилова,

воспользуемся формулой погрешности функции измеренных величин. Для упрощения вычислений разложим в ряд $\operatorname{ctg} \frac{\varphi_1}{2}$ и $\operatorname{ctg} \frac{\varphi_2}{2}$, поскольку углы φ_1 и φ_2 всегда небольшие (несколько градусов), то ограничимся первыми членами ряда $\operatorname{ctg} \frac{\varphi_1}{2} = \frac{2\rho}{\varphi_1}$;

$\operatorname{ctg} \frac{\varphi_2}{2} = \frac{2\rho}{\varphi_2}$. Тогда формула

(65) примет вид

$$S = b \left(\frac{\rho''}{\varphi_1''} + \frac{\rho''}{\varphi_2''} \right). \quad (66)$$

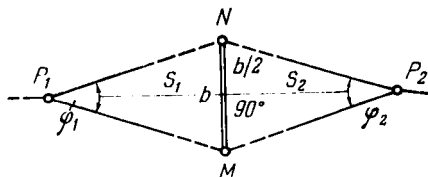


Рис. 131

Если не учитывать погрешность измерения базиса, поскольку длина прокомпарированной инварной проволоки определена с высокой точностью, то можно b принять за постоянную величину, а переменными величинами считать только параллактические углы φ_1 и φ_2 . Продифференцировав выражение (66), получим $dS = -\frac{b\rho}{\varphi_1^2} d\varphi_1 - \frac{b\rho}{\varphi_2^2} d\varphi_2$, переходя к средним квадратическим погрешностям, получим

$$m_S^2 = \frac{b^2 \rho^2}{\varphi_1^4} m_{\varphi_1}^2 + \frac{b^2 \rho^2}{\varphi_2^4} m_{\varphi_2}^2. \quad (67)$$

В симметричном звене параллактические углы практически равны, т. е. $\varphi_1 = \varphi_2$ и измеряют их с одинаковой точностью, т. е.

$$m_{\varphi_1} = m_{\varphi_2} = m_{\varphi}.$$

Следовательно,

$$m_S^2 = \frac{2b^2 \rho^2}{\varphi^4} m_{\varphi}^2$$

или

$$m_S = \frac{\sqrt{2} b \rho}{\varphi^2} m_{\varphi}. \quad (68)$$

В этом случае формула (66) примет вид $S = \frac{2b\rho}{\varphi}$, откуда $\varphi = \frac{2b\rho}{S}$. Подставив значение φ в знаменатель дроби формулы (68), получим

$$m_S = \frac{\sqrt{2} m_{\varphi} S^2}{4b\rho}. \quad (69)$$

или относительная погрешность получится

$$\frac{m_S}{S} = \frac{S m_{\varphi}}{2\sqrt{2} b \rho} = \frac{m_{\varphi}}{\sqrt{2} \varphi}. \quad (70)$$

Пример 1. Вычислим относительную погрешность длины линии полигонометрического хода, определенной по симметричному параллактическому звену В. В. Данилова: $m_\varphi = \pm 0,7''$; $S = 500$ м; $b = 24$ м.

По формуле (74)

$$\frac{m_S}{S} = \frac{500 \cdot 0,7}{2 \sqrt{2} \cdot 24 \cdot 206\,265} = \frac{1}{39\,603}.$$

Если базис расположен не в середине, а в конце линии и перпендикулярно к ней (рис. 132), то длина линии P_1P_2 может быть определена по формуле

$$S = b \operatorname{ctg} \varphi. \quad (71)$$

Параллактический угол φ мал, поэтому при разложении в ряд можно ограничиться первым членом разложения $\operatorname{ctg} \varphi = \frac{\rho}{\varphi}$, тогда

$$S = \frac{b\rho}{\varphi}. \quad (72)$$

Длина базиса — инварная проволока прокомпарирована с высокой точностью, поэтому b можно считать безошибочной величиной. Тогда $b\rho$ будут постоянными величинами при вычислении средней квадратической погрешности функции и только угол φ переменной величиной. Продифференцировав выражение $S = \frac{b\rho}{\varphi}$, получим

$dS = -\frac{b\rho}{\varphi^2} d\varphi$. Перейдем к средним квадратическим погрешностям $m_S^2 = \frac{b^2\rho^2}{\varphi^4} m_\varphi^2$. Подставив значение $\frac{b\rho}{\varphi} = S$, получим $m_S^2 = \frac{S^2}{\varphi^2} \cdot m_\varphi^2$. Откуда относительная погрешность будет

$$\frac{m_S}{S} = \frac{m_\varphi}{\varphi}, \quad (73)$$

но $\varphi = \frac{b\rho}{S}$, тогда

$$\frac{m_S}{S} = \frac{Sm_\varphi}{b\rho}. \quad (74)$$

Пример 2. Вычислим относительную погрешность длины линии хода, определенной по звену с базисом в конце линии (звено II типа) $m_\varphi = \pm 0,7''$; $S = 500$ м, $b = 24$ м. По формуле

$$\frac{m_S}{S} = \frac{Sm_\varphi}{b\rho}; \quad \frac{500 \cdot 0,7}{24 \cdot 206\,265} = \frac{1}{14\,144}.$$

Вывод. Из решения обоих примеров следует, что при одних и тех же длинах линий и базиса симметричное звено почти в три раза повышает точность определения длины линии хода в сравне-

нии с треугольным звеном. Поэтому во всех случаях, когда по условиям местности можно построить симметричное ромбическое звено, следует им воспользоваться, как наиболее рациональной конструкцией. Кроме того, как видно из формул (70) и (73), относительная погрешность определения длины стороны из параллактического звена возрастает с уменьшением параллактических углов φ при одной и той же точности их измерения, поэтому с увеличением сторон в звеньях (а следовательно, с уменьшением параллактических углов φ) необходимо повышать точность измерения этих углов, чтобы величину относительной погрешности $\frac{m_s}{S}$ оставить неизменной.

При построении полигонометрического звена нужно выполнять следующие требования:

- базис располагать перпендикулярно к измеряемой линии (90°) при помощи $30''$ теодолита, с погрешностью не более $2'$, если это окажется невозможным, то угол между измеряемой линией и линией базиса следует измерить с точностью $1'$;

- в качестве базиса использовать прокомпарированную (с точностью 0,2 мм) инварную проволоку длиной 24 м;

- расстояния от вершины параллактического звена до базиса длиной 24 м должны быть не более 170 м в полигонометрии 1 разряда и 340 м в полигонометрии 2 разряда;

- если длина определяемой стороны параллактического звена превышает вышеуказанный допуск, то измеряют ее по частям;

- величины параллактических углов не должны быть меньше 8° в полигонометрии 1 разряда и 4° в полигонометрии 2 разряда;

- измерение параллактических углов следует выполнять при помощи теодолитов Т2, Theo-010 или им равноточными четырьмя приемами со средней квадратической погрешностью угла, вычисленной по сходимости приемов не более $1,5''$. Если расхождения значений из разных приемов превышают $3''$, то делаются дополнительные измерения;

- параллактические углы следует определять с большой точностью, поэтому измерение их следует выполнять на той части лимба, где погрешности нанесения штрихов не превышают $1''$.

Короткобазисный параллактический способ, предложенный проф. Ф. С. Филоненко, получил широкое распространение в городской полигонометрии. Измерение длин линий 1 и 2 разряда этим способом осуществляется при помощи высокоточного теодолита Т2 и ему равноточными, инварных базисных жезлов 2-х или 3-метровой длины и визирных марок. Удобен теодолит Theo-010 с инварными 2-метровыми рейками Вала 2 м.

В зависимости от местных условий и разряда полигонометрии длины линий определяют из простых или сложных параллактических звеньев. Рассмотрим некоторые из сложных звеньев (рис. 133).

Для измерения расстояния $AB = S_1$ выбирают на местности точку C в стороне от хода так, чтобы она была видна из точек A , B и точки D (продолжения полигонометрического хода), чтобы углы γ_1 и γ_2 были бы в пределах 80° — 90° каждый, а угол φ_1 — в зависимости от требуемой точности и длины определяемого расстояния. Устанавливают штативы с подставками в точках A , B , C и D . Вначале ставят теодолит в подставку штатива, установленного над точкой B , марки — в подставки штативов, установленных в точках A и D , жезл — в подставку штатива, установленного в точке C . Средняя марка центрируется с погрешностью не более 1 мм и служит для визирования на нее при измерении углов с пунктов A , B и D . Измеряют угол φ_1 , визируя на концевые

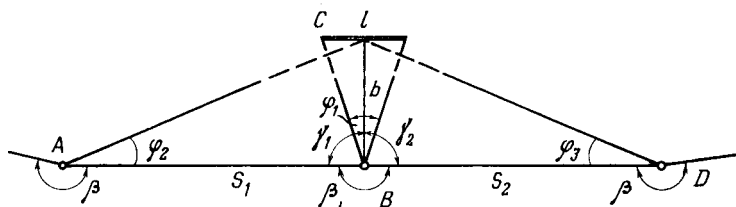


Рис. 133

штрихи жезла, установленного в точке C . Измеряют углы γ_1 , γ_2 и β_1 , визируя на марки, установленные на штативах в точках A , C и D .

Затем переносят теодолит и ставят его на подставку, установленную на штативе в точке A , а марку устанавливают в подставке штатива, установленного в точке B . Измеряют параллактический угол φ_2 . Расстояние $BC = b$ вычисляют по формуле

$$b = \frac{1}{2} l \operatorname{ctg} \frac{\varphi_1}{2}, \quad (75)$$

где l — длина жезла. Расстояние $AB = S_1$ вычисляют по формуле

$$S = b \frac{\sin(\varphi_2 + \gamma_1)}{\sin \varphi_2} = \frac{l}{2} \operatorname{ctg} \frac{\varphi_1}{2} \frac{\sin(\varphi_2 + \gamma_1)}{\sin \varphi_2}. \quad (76)$$

Относительную среднюю квадратическую погрешность длины определяемой линии можно получить, продифференцировав выражение (76) и перейдя затем к средним квадратическим погрешностям. При этом следует иметь в виду, что длина прокомпарированного жезла l определена с высокой точностью и может быть принята как постоянная величина, а сумма углов $\varphi_2 + \gamma_1$ может быть приравнена 90° , тогда

$$\frac{m_S^2}{S_1^2} = m\varphi_1^2 \operatorname{ctg}^2 \varphi_1^2 + m\varphi_2^2 \operatorname{ctg}^2 \varphi_2. \quad (77)$$

Если $\operatorname{ctg} \frac{\varphi_1}{2}$ и $\operatorname{ctg} \frac{\varphi_2}{2}$ заменить первыми членами разложения в ряд, т. е. $\operatorname{ctg} \frac{\varphi_1}{2} = \frac{2\rho}{\varphi}$, тогда $b = \frac{l\rho}{\varphi_1}$; $S_1 = \frac{b\rho}{\varphi_2}$; $\varphi_1 = \frac{l\rho}{b}$

и $\varphi_2 = \frac{l\rho}{S}$. Подставив эти значения в формулу (77), полагая, что углы φ_1 и φ_2 измерены с одинаковой точностью $m_{\varphi_1} = m_{\varphi_2}$, получим

$$\frac{m_S^2}{S^2} = \frac{m_{\varphi}^2}{\rho^{*2}} \left(\frac{b^2}{l^2} + \frac{S^2}{b^2} \right). \quad (78)$$

В ы в о д. Относительная погрешность измерения стороны $\frac{m_S}{S}$ будет тем меньше, чем меньше отношение определяемой стороны к исходной $\frac{b}{l}$ и $\frac{S}{b}$. Если они равны друг другу, т. е. $\frac{b}{l} =$

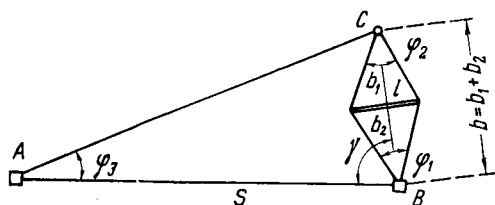


Рис. 134

$= \frac{S}{b}$, то и параллактические углы φ_1 и φ_3 будут равны между собой. Очевидно, это и будет наиболее рациональной формой короткобазисного параллактического звена.

П р и м е р. Допустим, что $\frac{b}{l} = \frac{S}{b} = 10$; длина жезла 2 м, $m_{\varphi} = 1''$, тогда относительная погрешность $\frac{m_S}{S} = \frac{1}{13\,000}$.

Одновременно можно отметить, что как это видно из формулы (77), основная часть относительной погрешности $\frac{m_S}{S}$ определяется погрешностями измерения параллактических углов m_{φ} . На рис. 134 показано другое звено короткобазисной параллактической полигонометрии, дающее больший продвиг. Угол γ должен быть в пределах $70-110^\circ$. Жезл располагают примерно посередине базиса CB перпендикулярно и симметрично к нему. Величину базиса $CB = b$ находят по формуле

$$b = \frac{l}{2} \left(\operatorname{ctg} \frac{\varphi_1}{2} + \operatorname{ctg} \frac{\varphi_2}{2} \right) + T, \quad (79)$$

где T — толщина жезла в м.

Сторону хода S находят по формуле

$$S = b \frac{\sin(\varphi_3 + \gamma)}{\sin \varphi_3}. \quad (80)$$

Ранее было доказано, что наиболее рациональной формой параллактического звена является такое, в котором параллакти-

ческие углы $\varphi_1 = \varphi_2 = \varphi_3$ равны друг другу, тогда и отношение длины вспомогательного базиса b к длине базисного жезла l , так же как и отношение длины измеряемого расстояния S к длине вспомогательного базиса b , будет равно

$$\frac{b}{l} = \frac{S}{b} = 10. \quad (81)$$

Исходя из этих соображений и нужно строить короткобазисные параллактические звенья. В соответствии с требованием Инструкции СН212-73 и др. для определения длин сторон полигонометрии 1 разряда с использованием сложных звеньев необходимо соблюдать следующие требования: минимальный параллактический угол $\varphi = 5^\circ 40'$; максимальное расстояние от теодолита до базисного жезла $b = 10l$; максимальная длина определяемой линии $S = 10b$.

Для сторон полигонометрии 2 разряда соответственно: $\varphi = 4^\circ$; $b = 14l$; $S = 14b$.

Следует иметь в виду, что когда базисный жезл l расположен в середине вспомогательного базисного звена b , то его длина $b = b_1 + b_2$, т. е. $b = 20l$ (см. рис. 134).

Измерение параллактических углов производят четырьмя полуприемами со средней квадратической погрешностью не более $1''$. Расхождение значений угла между полуприемами допускается не более $4''$.

Работы по измерению длин линий в полигонометрии 1 и 2 разрядов короткобазисным методом нужно проводить в соответствии с «Руководством, разработанным ПНИИИСом Госстроя СССР». М., Стройиздат, 1971 г. и «Инструкцией по топографо-геодезическим работам ... Госстроя СССР, СН 212-73». М., Стройиздат, 1974 г.

Створная короткобазисная полигонометрия

Если в полигонометрии 1 и 2 разрядов необходимо измерить стороны большой длины (например, 800 м в 1 разряде), то для их измерения при помощи двухметрового жезла можно воспользо-

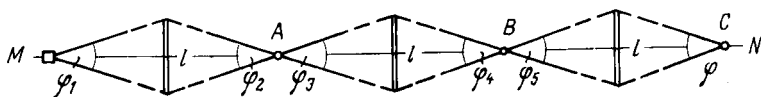


Рис. 135

ваться створно-короткобазисным способом. Этот способ заключается в следующем (рис. 135).

Подлежащую измерению линию MN разбивают на части, закрепляя их точками $A, B, C, \dots$, в которых будут последовательно устанавливать теодолит. Примерно в середине между точками M

и A , A и B , B и C ... в створе линии MN устанавливают жезл так, чтобы он был расположен перпендикулярно и симметрично к линии MN . Теодолитом, устанавливаемым поочередно в точках M , A , B , C и т. д., измеряют параллактические углы φ_1 , φ_2 , φ_3 , ...

Длину каждого отрезка вычисляют по формуле (79). Длина линии хода D будет равна $D = S_1 + S_2 + S_3 + \dots$. Средняя квадратическая погрешность определения длины одного отрезка может быть вычислена по ранее выведенным формулам $m_s = \frac{m_\varphi}{\rho} \cdot \frac{S^2}{l}$, а погрешность определения длины всей линии, состоящей из n отрезков, будет равна

$$m_D = \frac{m_\varphi}{\rho} \cdot \frac{S^2}{l} \sqrt{n}. \quad (82)$$

В дальномерной и параллактической полигонометрии так же, как и в триангуляции, используется метод геодезического нивелирования. Зенитные расстояния измеряют по каждому направлению отдельно четырьмя приемами по одной нити при двух положениях вертикального круга.

Для увеличения точности геодезического нивелирования в параллактической полигонометрии измеряют углы наклона путем визирования на оба конца базиса. Нужно иметь в виду, что взаимное превышение концов базиса MN (см. рис. 131) определяется при измерении, следовательно, в каждом треугольнике P_1MN , P_2MN , как в замкнутом полигоне, можно вычислить полученную сумму превышений и определить невязку.

Наилучших результатов геодезического нивелирования можно достигнуть, если параллактическая полигонометрия выполняется по методу В. В. Данилова. Равенство плеч P_1N и P_1M , P_2N и P_2M , небольшое превышение концов одного базиса над другим и небольшая его длина в сравнении с длиной измеряемой линии AB , а также малый разрыв во времени между двумя моментами наблюдения высот почти полностью исключают влияние рефракции и приводят к случаю нивелирования из середины.

Когда полигонометрический ход прокладывают с непосредственным измерением длин стороны, нивелирование целиков, установленных на штативах, используют: во-первых, для приведения длин пролетов к горизонту, во-вторых, для передачи отметок с реперов, марок и центров пунктов, отметки которых получены геометрическим нивелированием, на пункты полигонометрического хода.

Геодезические засечки А. И. Дурнева

Метод геодезических засечек (рис. 136), предложенный проф. А. И. Дурневым в 1941 г., представляет собой полигонометрию без линейных измерений с одновременным определением боковых пунктов, расположенных по одну или по обе стороны хода.

Сущность этого метода заключается в следующем.

Пусть требуется проложить полигонометрический ход $AP_1P_2, \dots, P_nB$ между двумя исходными пунктами A и B и сторонами AK и BD . Выберем на местности точки $P_1P_2, \dots, P_n$ с таким расчетом, чтобы, кроме взаимной видимости между смежными пунктами были с них видны боковые вспомогательные точки $M_1M_2, \dots, N_1N_2, \dots$, расположенные по одной или по обоим сторонам хода.

С каждого пункта полигонометрии $P_1P_2, \dots, P_n$ и с исходных пунктов A, K, B и D измерены последовательно все направления на смежные пункты и на боковые точки $M_1, M_2, M_3, \dots$. Если

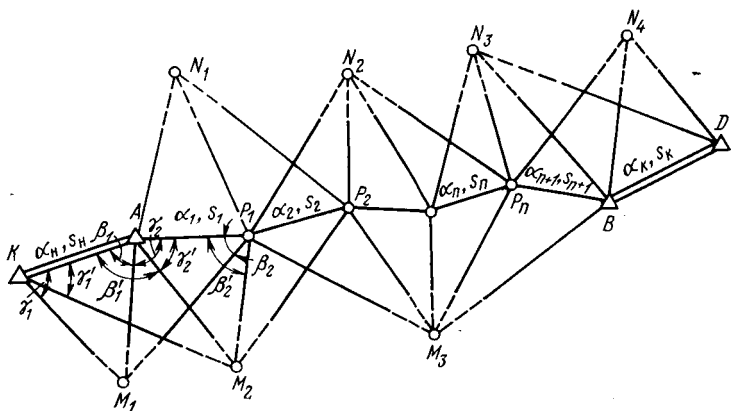


Рис. 136

известны длины и дирекционные углы исходных линий S_n, α_n и S_k, α_k , то имея по два измеренных угла в каждом образовавшемся треугольнике $KM_1A, AM_1P_1, KM_2A, AM_2P_1$ и т. д., можно последовательно решить все треугольники и определить длины сторон полигонометрического хода $S_1S_2S_3 \dots$ и дирекционные углы всех линий. Затем, зная координаты исходных пунктов x_{AU}, y_{AU} , x_{BU}, y_{BU} , дирекционные углы и длины линий хода, можно вычислить приращения координат и координаты пунктов полигонометрического хода $P_1P_2P_3, \dots, P_n$, а координаты боковых точек $M_1M_2M_3$ определить прямой засечкой после уравнивания основного хода.

На рис. 136 показано, что если у каждой боковой точки $M_1, M_2 \dots$ будет по одному «дублеру» $N_1, N_2, N_3 \dots$, то появится возможность определить дважды длины сторон хода: один раз из решения системы треугольников, образованных пунктами хода $P_1P_2, \dots, P_n$ и боковыми точками $M_1M_2M_3, \dots, M_n$; второй раз из решения системы треугольников, образованных теми же пунктами хода и боковыми точками — «дублерами», $N_1, N_2, N_3, \dots$

Так, сторону S_1 получим дважды из треугольников KM_1A и AM_1P_1 и из треугольников KM_2A и AM_2P_1 . Именно

$$S_1 = S_n \frac{\sin \gamma_1 \sin (\gamma_2 + \beta_2)}{\sin (\gamma_1 + \beta_1) \sin \beta_2} = S_n \frac{\sin \gamma'_1 \sin (\gamma'_2 + \beta'_2)}{\sin (\gamma'_1 + \beta'_1) \sin \beta'_2}. \quad (83)$$

Вычислив сторону S_1 по ее длине, аналогично вычисляют сторону S_2 и т. д.

Дирекционные углы сторон хода α_i получают обычным порядком через углы $\angle KAP_1$, $\angle AP_1P_2$ и т. д.

Метод геодезических засечек с «дублерами» не только облегчает работу по измерению линий местности, но и повышает точность проложения хода и увеличивает количество геодезических пунктов, определяемых на местности.

Метод геодезических засечек позволяет успешно преодолеть серьезные препятствия местности к непосредственным линейным измерениям, когда дальномерными приборами воспользоваться невозможно.

Вспомогательными боковыми точками могут быть предметы местности или специально поставленные геодезические знаки — простые пирамиды или вехи на деревьях. Для точности работ безразлично, расположены ли эти знаки по одной стороне хода вблизи один к другому или по разные стороны хода. Важно лишь, чтобы между пучками засечек были общие связующие линии и углы засечек не выходили за установленные пределы.

Точность определения координат пунктов зависит от фигуры пучка засечек и величины угла каждой засечки при боковом пункте. Наиболее точные значения координат получаются, когда углы засечек не менее 30° , для полигонометрии 1 и 2 разрядов углы засечек могут быть и $10-15^\circ$.

Углы измеряют способами круговых приемов. Количество приемов зависит от разряда полигонометрии и точности теодолита (указана в § 105). Там же в § 105 указаны основные допуски при измерении направлений.

§ 107. ЗАКРЕПЛЕНИЕ ПУНКТОВ ПОЛИГОНОМЕТРИИ

ЦЕНТРАМИ И ГЕОДЕЗИЧЕСКИМИ ЗНАКАМИ.

ПЕРЕДАЧА КООРДИНАТ С ВРЕМЕННЫХ ТОЧЕК ПОЛИГОНОМЕТРИЧЕСКОГО ХОДА НА ЦЕНТРЫ СТЕННЫХ ЗНАКОВ

Все пункты полигонометрии 1, 2, 3 и 4 классов закрепляются в натуре так же, как и пункты триангуляции, трилатерации и нивелирования соответствующих классов. Глубины промерзания и протаивания грунтов зависят от физико-географических условий местности. Поэтому территория страны разделена на области, в пределах которых должны применяться центры и реперы разных типов, в соответствии с утвержденными в 1972 и 1973 г. Инструк-

циями *. Например, для закрепления центра пункта геодезической сети 1, 2, 3 и 4 классов в зоне сезонного промерзания грунтов используется центр типа 2 (рис. 137, а). Центр типа 2 представляет собой железобетонную сваю сечением 20×20 см, длиной 3—4 м, которую забивают в грунт при помощи сваебивных установок типа «Стрела» и др., так чтобы марка, заделываемая в верхнюю часть сваи, располагалась на уровне земной поверхности.

Для закрепления пунктов геодезической сети 2, 3 и 4 классов в районе неглубокого промерзания грунта (до 1,5 м) на территории городов, поселков и промышленных площадок используется центр типа 1 г. р. (рис. 137, б). Центр типа 1 г. р. состоит из трех частей:

а) бетонного якоря в виде плиты диаметром 50 см и высотой 20 см;

б) асбоцементный или железобетонной трубы, заполненной цементным или бетонным раствором, железобетонным пилоном или рельсом;

в) предохранительным чугунным колпаком с опорным кольцом и металлической крышкой.

На каждом пункте полигонометрии 1, 2 и 3 классов должны быть определены два ориентирных направления. Ориентирные пункты закрепляются на местности на расстоянии от 500 до 1000 м (в лесу не более 250 м) от основного направления. Ориентирные пункты должны быть видны с земли при наблюдении с основного пункта.

В качестве одного из ориентирных пунктов может быть принят хорошо видимый до основания геодезический пункт или местный предмет (колокольня, шпиль башни и т. п.), находящийся не далее 3 км от данного пункта полигонометрии.

В полигонометрии 4 класса и 1 и 2 разрядов центрами закрепляются не все ходовые точки, а только их часть, в соответствии с требованиями плотности обеспечения участков работ плановой основой. Обязательно закрепляются все узловые точки ходов. Закрепляемые центрами точки располагаются по ходу отдельными группами по три смежных пункта в полигонометрии 4 класса и по два — в полигонометрии 1 и 2 разрядов. Два из этих центров в полигонометрии 4 класса и один в полигонометрии 1 и 2 разрядов будут являться ориентирными пунктами.

При проложении полигонометрических ходов на местности, где имеются каменные дома или каменные и железобетонные сооружения, пункты полигонометрии 2, 3, 4 классов и 1 и 2 разрядов закрепляются стенными геодезическими знаками.

Преимущество стенных знаков в сравнении с грунтовыми заключается в том, что первые долговечнее, легко и просто заклады-

* Центры и реперы государственной геодезической сети СССР. М., Недра, 1973.

Центры геодезических пунктов для территории городов, поселков и промышленных площадок. М., Недра, 1972.

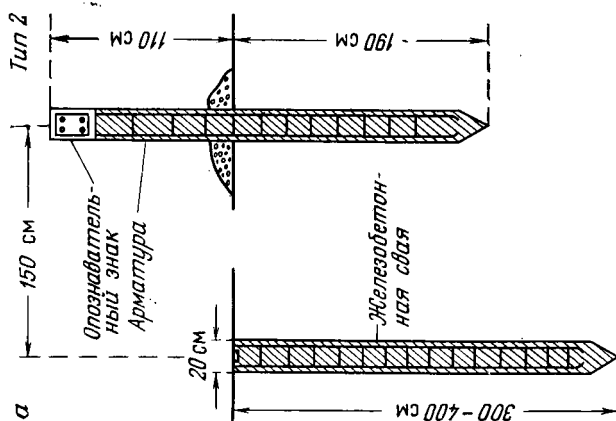
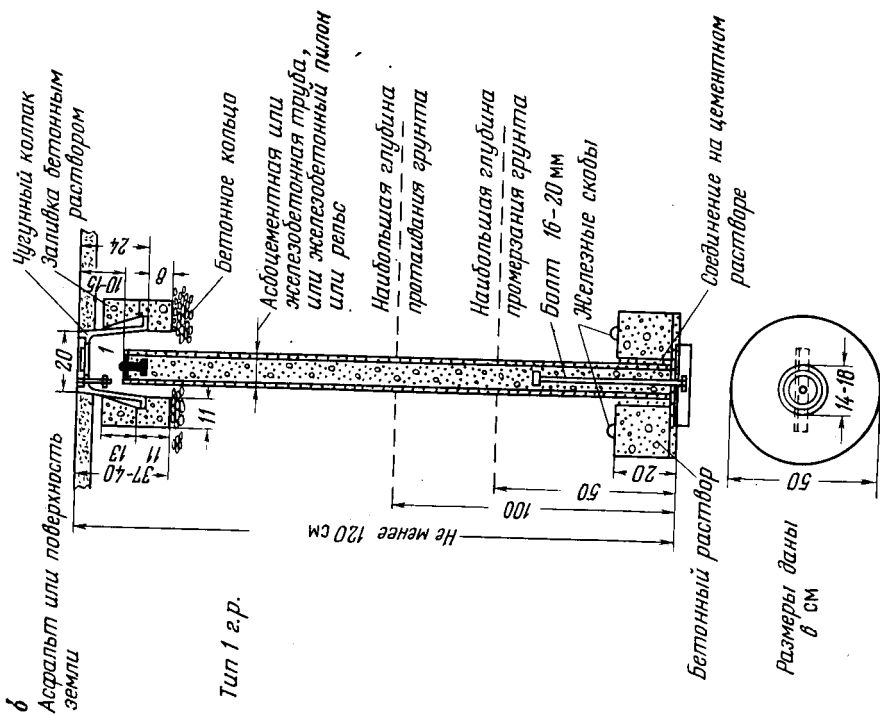


Рис. 137

ваются, легко отыскиваются, доступны для использования в любое время года и при закладке не требуют согласования с организациями, эксплуатирующими коммуникации и сооружения.

В настоящее время устанавливаются стенные знаки типа нивелирных стенных реперов или марок. Встречаются в производстве и устаревшие стенные знаки типа консольных (штанговых), которые теперь отменены.

Стенной знак первого типа представляет собой чугунную деталь длиной 17 см с хвостом и головкой (рис. 138, а). Центром знака является отверстие диаметром 2 мм, просверленное на сферической поверхности головки знака. Эта же поверхность используется для передачи на нее отметки знака. На рис. 138, б показан стенной знак второго типа. Стенные геодезические знаки устанавливают на стенах зданий и сооружений на высоте 0,3—1,2 м от поверхности земли с таким расчетом, чтобы была возможность установить на него нивелирную рейку и была бы обеспечена взаимная видимость и возможность линейных измерений, предусмотренных избранным способом привязки сети знаков с временными рабочими грунтовыми центрами.

Системы стенных геодезических знаков бывают ориентирные и восстановительные. Ориентирная система стенных знаков может состоять из одного, двух или трех знаков, которые используются для закрепления одного пункта полигонометрического хода. Восстановительная система стенных знаков может состоять из двух или трех стенных знаков и служить только для восстановления или отыскания центров полигонометрии. На восстановительные стенные знаки координаты не передаются. Системы восстановительных знаков показаны на рис. 139. Рассмотрим их.

Створно-восстановительная система представляет собой два стенных знака, расположенных на расстоянии l друг от друга. В створе центров этих знаков на расстоянии l от крайнего из них устанавливают рабочий центр полигонометрической точки P (рис. 139, а).

Более надежно будет определено местоположение точки P при помощи створно-восстановительной системы, если установить третий стенной знак, как показано на рис. 139, б под углом не менее 30° к основному створу.

Восстановительная система может быть построена и при помощи равностороннего треугольника, основанием у которого является расстояние l между стенными знаками, как показано на рис. 139, в.

Привязка стенных знаков, входящих в ориентирную систему, т. е. передача координат с временных точек, по которым выполняются основные угловые и линейные измерения на центры стенных знаков, осуществляется методами: р е д у ц и р о в а н и я, п о л я р н ы м способом, у г л о в о й и л и н е й н о й засечками. Рассмотрим некоторые из них.

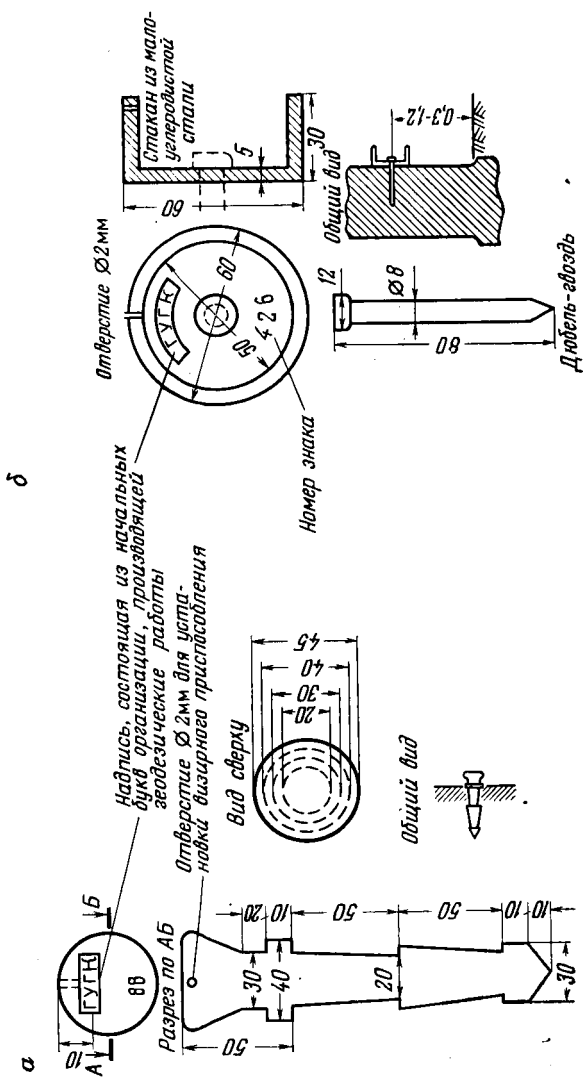


Рис. 138

Метод редуцирования. Пусть между двумя постоянными грунтовыми знаками P_1 и P_3 расположен стенной знак P_2 . Основной полигонометрический ход прошел через временный грунтовый пункт $P_2_{вр}$ (рис. 140). По основному ходу были

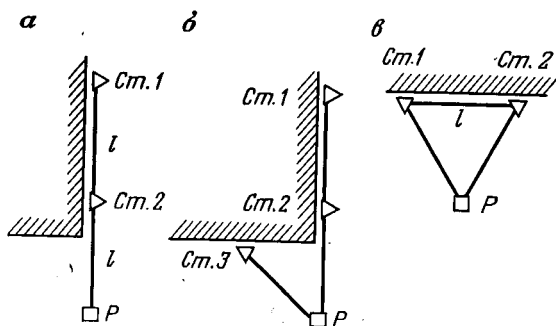


Рис. 139

измерены углы $\beta_1\beta_2\beta_3 \dots$ и длины линий S_1 и S_2 и для передачи координат на пункт P_2 измерены углы $\gamma_1\gamma_2$ и расстояние l . Нужно найти значение редуцированных элементов $\beta'_1\beta'_2\beta'_3$ и S'_1, S'_2 , а затем и координаты стенного знака P_2 . Для вычисления поправок в углы δ_1 и δ_2 и длин линий S'_1 и S'_2 следует предварительно найти

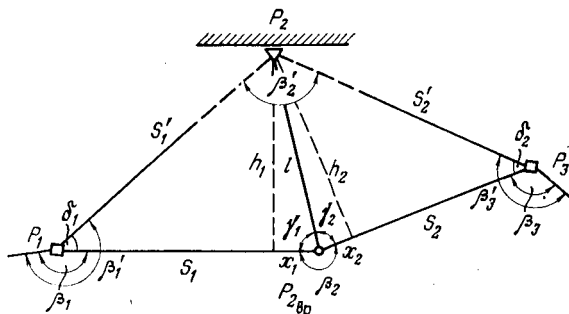


Рис. 140

значения вспомогательных величин h_1 и h_2 — высот перпендикуляров, опущенных из центра стенного знака P_2 на каждую сторону основного хода и x_1 и x_2 — расстояния от основания перпендикуляров до временной точки $P_2_{вр}$. Как видно из рис. 140

$$\left. \begin{aligned} h_1 &= l \sin \gamma_1; & x_1 &= l \cos \gamma_1; & \operatorname{tg} \delta_1 &= \frac{h_1}{S_1 - x_1}; \\ h_2 &= l \sin \gamma_2; & x_2 &= l \cos \gamma_2; & \operatorname{tg} \delta_2 &= \frac{h_2}{S_2 - x_2}; \end{aligned} \right\} \quad (84)$$

$$S'_1 = \frac{S_1 - x_1}{\cos \delta_1}, \quad S'_2 = \frac{S_2 - x_2}{\cos \delta_2}. \quad (85)$$

Затем в материалы вычисления и уравнивания полигонометрического хода включают редуцированные элементы хода, т. е.

$$\beta'_1, \beta'_2, \beta'_3 \text{ и } S'_1, S'_2,$$

где

$$\beta'_1 = \beta_1 + \delta, \beta'_2 = \beta_2 - (\delta_1 + \delta_2) \text{ и } \beta'_3 = \beta_3 + \delta_2.$$

П о л я р н ы й метод применяют в том случае, когда нужно определить координаты двух ственных полигонометрических знаков, расположенных друг от друга на расстоянии 20—50 м и примерно на таком же расстоянии от них расположен временный пункт (рис. 141). Наличие второго ственного знака в равностороннем треугольнике дает возможность контролировать измерения и более надежно решать треугольник. В этом случае измеряют расстояние d с точностью ± 2 мм и расстояния l_1 и l_2 и все углы $\gamma_1\gamma_2$ и γ_3 вокруг временной точки P_2 .

Пусть известны x_P и y_P , измерены l_1, l_2 и d , требуется найти координаты ственных знаков C_1 и C_2 .

Используя известную формулу $d^2 = l_1^2 + l_2^2 - 2l_1l_2 \cos \gamma$, получим значение d , но оно было измерено в натуре. Это дает возможность произвести уравнивание и получить поправки в результаты измерения углов $\gamma_1\gamma_2$ и γ_3 и длин линий l_1 и l_2 . Затем вычислить приращения и координаты ственных знаков C_1 и C_2 .

М е т о д о м у г л о в ы х з а с е ч е к пользуются в том случае, когда непосредственное измерение расстояний от временного пункта до ственного знака C затруднено движением транспорта или по другим причинам. В этом случае, как и в случаях определения неприступных расстояний, строят вспомогательный треугольник, близкий к равностороннему, измеряют базис, угол на базисной точке и все углы на временном пункте. Затем по теореме синусов определяют длины сторон. Зная дирекционные углы основного хода и примычные углы на временном пункте, а также и его координаты, вычисляют приращения и координаты ственного знака. Понятно, что для надежного решения задачи нужно построить, измерить и решить еще один такой же треугольник (рис. 142).

М е т о д о м л и н е й н о й з а с е ч к и пользуются в том случае, когда ственные знаки незначительно удалены от временных грунтовых пунктов, по которым проходит основной полигонометрический ход и нет препятствий для непосредственных линейных измерений от ственных знаков до временных грунтовых точек хода (рис. 143).

Пусть известны координаты пункта P (x_P, y_P), примычные углы у пункта P , дирекционные углы линий хода, следовательно

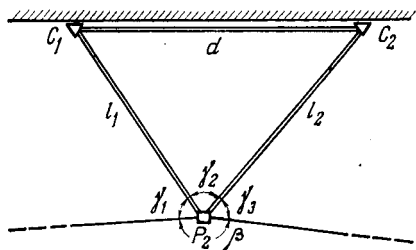


Рис. 141

и дирекционный угол линии α_{P-1} . Измерены все стороны треугольника b, l_1 и l_2 требуется вычислить углы γ, β_1 и β_2 , уравнивать систему и вычислить координаты стенового знака $C (x_C, y_C)$.

Преобразуя известную формулу $b^2 = l_1^2 + l_2^2 - 2l_1l_2 \cos \gamma$, получим

$$\cos \gamma = \frac{l_1^2 + l_2^2 - b^2}{2l_1l_2};$$

$$\sin \beta_1 = \frac{l_2 \sin \gamma}{b};$$

$$\sin \beta_2 = \frac{l_1 \sin \gamma}{b}.$$

Контроль $\gamma + \beta_1 + \beta_2 = 180^\circ$.

Направления, необходимые для передачи координат на стеновые знаки, в полигонометрии 4 класса измеряют вне зависимости

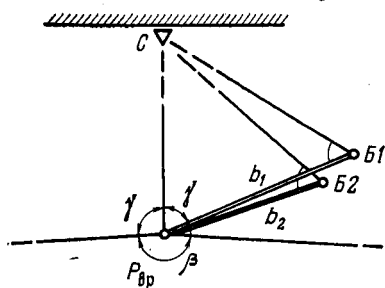


Рис. 142

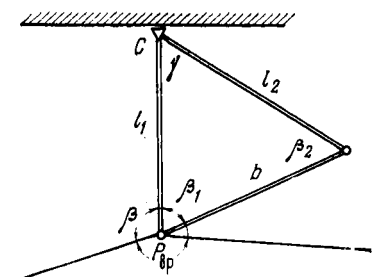


Рис. 143

от прибора тремя круговыми приемами отдельно от наблюдений на пункты ходовой линии. При этом колебание направлений в отдельных приемах, приведенных к общему нулю, не должны превышать $10''$ при расстояниях свыше 10 м и $15''$ при расстояниях менее 10 м. В полигонометрии 1 и 2 разрядов измерение этих направлений производится по программе измерения основных углов, но также раздельно от них. Допуски для теодолита Т2 те же, что для теодолита Т5 колебания направлений в отдельных приемах не должны превышать $0,3'$ при расстояниях свыше 10 м и $0,5'$ при расстояниях менее 10 м.

Линии могут измеряться прокомпарированной стальной рулеткой с введением поправок за компарирование, превышение и температуру.

§ 108. ПРИВЯЗКА ПОЛИГОНОМЕТРИЧЕСКИХ ХОДОВ К ОПОРНЫМ ПУНКТАМ

Привязка полигонометрического хода к пунктам триангуляции или полигонометрии высшего класса нужна для того, чтобы передать дирекционные углы на стороны хода и вычислить координаты

точек хода. Привязка полигонометрического хода к опорным пунктам высшего или того же класса триангуляции или полигонометрии может быть осуществлена разными способами в зависимости от конкретных условий. Рассмотрим некоторые из них.

Непосредственная привязка. Непосредственную привязку осуществляют измерением линий между пунктом полигонометрии и опорным геодезическим пунктом и примычных углов при нем, т. е. углов между направлениями на исходные опорные геодезические пункты и направлением на центр полигонометрического знака. Примычных направлений обязательно должно быть два.

Непосредственная привязка наиболее проста по построению, хорошо и просто контролируется и дает наиболее надежные результаты.

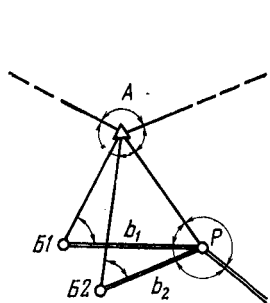


Рис. 144

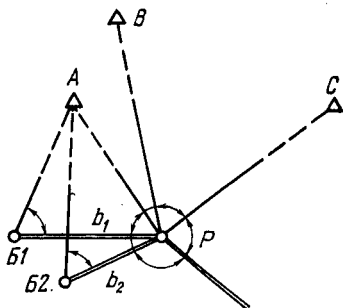


Рис. 145

Измерение примычных углов производится по программе для данного класса или разряда (см. § 105).

Расхождение между значениями измеренного и исходного угла на примычном пункте не должно превышать:

в полигонометрии	2 класса	—3"
»	3 »	—4"
»	4 »	—6"
»	1 разряда	—10"
»	2 »	—20"

Снесение координат. Здесь можно представить два случая.

Первый случай, когда установить инструмент на примычном пункте и измерить примычные углы возможно, а измерить расстояние между пунктами полигонометрии и опорным пунктом нельзя (рис. 144): надстройка на здании, колокольне и т. п. В этом случае расстояние определяют как неприступное. Для этого на местности строят два вспомогательных треугольника. Углы против базисов должны быть не менее 30° , а прибазисные не менее 60° . Базисы должны быть самостоятельными. В треугольниках измеряют все углы. Углы в треугольниках и базисы измеряют с точностью, предусмотренной для полигонометрии соответствующего класса или разряда.

При такой привязке возникают дополнительно два контроля. Невязка в сумме измеренных углов треугольника должна быть не более 4" в полигонометрии 2 класса, 6" в полигонометрии 3 класса, 8" в полигонометрии 4 класса, 20" в полигонометрии 1 разряда и 40" в полигонометрии 2 разряда. Длина неприступного расстояния должна быть определена с такой же точностью, с какой измерены остальные стороны хода. Из уравнения и решения вспомогательных треугольников она получается дважды. Расхождение между двумя значениями этой стороны должно быть не больше

в полигонометрии	2 класса	—1 : 140 000
»	»	3 » —1 : 70 000
»	»	4 » —1 : 18 000
»	»	1 разряда —1 : 7 000
»	»	2 » —1 : 3 600.

Второй случай, когда не только измерить расстояние между пунктом полигонометрии и опорным пунктом нельзя, но когда нельзя установить инструмент на опорном пункте, а значит нельзя измерить примычные углы (шпиль здания, колокольня церкви и т. п.). В этом случае также на местности с теми же требованиями к величинам углов строят два вспомогательных треугольника. Но в этом случае вместо углов на примычном пункте, которых измерить нельзя, с пункта полигонометрии *P*, кроме направления на примычный пункт надо измерить направления еще на два опорных пункта *B* и *C* (рис. 145). Три направления с пункта полигонометрии на опорные пункты никаким условием величин углов не связаны.

Углы в треугольниках и базисы измеряют с точностью, предусмотренной для соответствующего класса или разряда полигонометрии.

Решение такой задачи подробно рассмотрено в Руководстве [1]. Расхождение между вычисленными двумя значениями неприступного расстояния не должно быть больше величин, указанных для первого случая.

Такое снесение координат возможно главным образом во 2 разряде полигонометрии и, как исключение, в 1 разряде и 4 классе.

Дирекционный угол неприступного расстояния получается дважды. Расхождение между двумя его вычисленными значениями должно быть не более:

в полигонометрии	4 класса	—8"
»	»	1 разряда —15"
»	»	2 » —30".

Привязка полигонометрических ходов к пунктам опорной геодезической сети может быть осуществлена рассмотренными ранее в курсе «Геодезия» [13] и в Руководстве [1] однократными или, для повышения точности, многократными прямыми или обратными засечками.

Координатная привязка. Привязка полигонометрических ходов и сетей 4 класса, 1 и 2 разрядов к пунктам геодезической сети

высшего класса, когда утеряны наружные знаки, или закрыта видимость на соседние геодезические знаки или ориентирные пункты (строениями или лесом), может быть осуществлена методом координатной привязки.

Допустим, что и определить азимуты (дирекционные углы) примычных линий из астрономических наблюдений или при помощи гиротеодолита, что могло бы упростить задачу, также не представляется возможным. Метод координатной привязки, в этом случае, может быть использован следующим образом.

Пусть при проложении полигонометрического хода между двумя пунктами высшего класса A и B были измерены углы поворота $\beta_1\beta_2\beta_3$ и длины линий $S_1S_2S_3S_4$ (рис. 146, а). Из решения обратной геодезической задачи определим значение дирекционного угла замыкающей линии хода AB . Пусть он получится равным α . Приняв значение дирекционного угла начальной линии хода A — I условно равной дирекционному углу α , вычислим приращения, а затем и координаты конечной точки хода B_1 . Решив обратную геодезическую задачу, определим условное значение дирекционного угла замыкающей линии AB_1 . Разность между действительным и условным значением дирекционных углов замыкающей линии AB соответствует углу поворота γ . Чтобы получить правильное значение приращений, а затем и координат точек хода, нужно каждый дирекционный угол линии хода изменить на величину угла поворота γ . Затем, по исправленным дирекционным углам вновь вычислить приращения и, если невязки не превысят технического допуска, увязать ход.

Для контроля и повышения точности определения координат точек хода следует проложить обратный ход (рис. 146, б) или систему ходов, образующих замкнутые полигоны. Тогда можно будет произвести предварительное уравнивание углов поворота, после чего более точно провести уравнивательные вычисления и более точно определить координаты точек полигонометрического хода.

Исследованиями, проведенными Г. В. Гринбергом и Е. А. Решетовым *, установлено, что точность уравненных элементов сети при координатной и обычной привязке практически одинакова.

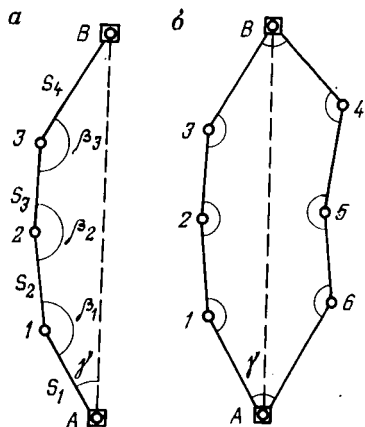


Рис. 146

* Гринберг Г. В. и Решетов Е. А. Некоторые вопросы технологии построения сетей полигонометрии. — Геодезия и картография, 1971, № 10, с. 13.

§ 109. СПОСОБЫ ОСЛАБЛЕНИЯ УГЛОВЫХ И ЛИНЕЙНЫХ ПОГРЕШНОСТЕЙ

Для ослабления влияния угловых погрешностей можно использовать следующие способы.

1. *Способ главных направлений.* Этот способ сокращает число углов, участвующих в передаче азимута и увеличивает длину сторон. На рис. 147 показан полигонометрический ход, проложенный между пунктами A и B .

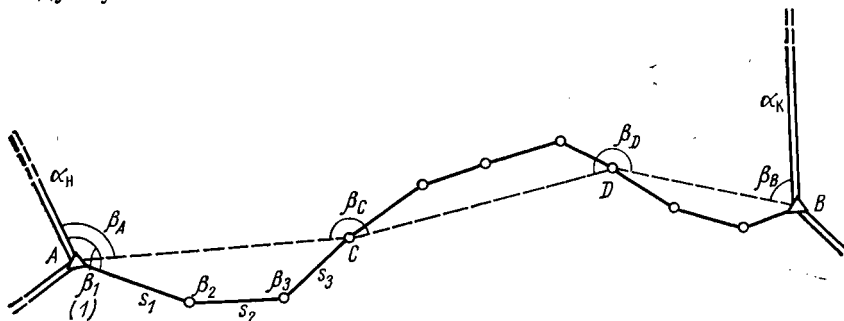


Рис. 147

При наличии или создании (постройкой невысоких знаков) взаимной видимости между пунктами $A-C$, $C-D$ и $D-B$ следует дополнительно измерить углы β_A , β_C , β_D и β_B с точностью, соответствующей данному классу или разряду. Увязку хода производят по главным направлениям. Для этого, конечно, еще нужно вычислить длины замыкающих $A-C$, $C-D$ и $D-B$. Только по

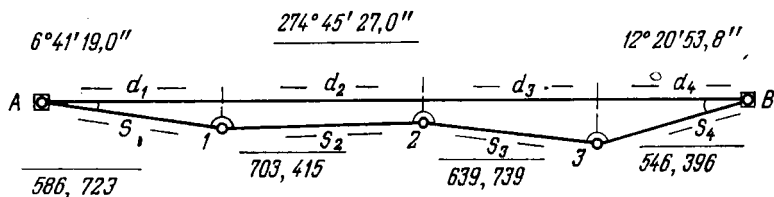


Рис. 148

лучив после уравнивания координаты пунктов полигонометрии C и D , вычисляют и уравнивают промежуточные ходы.

Приведем пример вычисления длины замыкающей и уравнивания значений координат промежуточных пунктов (рис. 148).

Длина замыкающей $A-B = L_0$ является суммой проекций промежуточных сторон хода $L_0 = [d_i]$, где d_i — проекция одной из промежуточных сторон хода на замыкающую.

Если дирекционный угол главного направления, т. е. замыкающей AB , обозначим α_0 , а дирекционный угол промежуточной стороны α_i , то

$$d_i = S_i \cos (\alpha_0 - \alpha_i). \quad (86)$$

Для контроля вычислений длину замыкающей L_0 можно вычислить вторично по формуле

$$L_0 = [S] - [\Delta d],$$

где Δd — разность между длиной промежуточной линии хода и ее ортогональной проекцией на замыкающую, вычисляемая по формуле

$$\Delta d_i = S_i [1 - \cos(\alpha_0 - \alpha_i)].$$

Последовательность действий и ход вычислений показаны в табл. 67. Здесь приведена только часть общей задачи по проложению полигонометрического хода, имеющего главные направления. Эта задача решается в несколько этапов. Вначале уравнивают дирекционные углы главных направлений. Затем вычисляют длины линий главных направлений по проекциям промежуточных сторон на замыкающие (см. табл. 67). После чего уравнивают весь ход по главным сторонам и получают уравненные значения координат главных пунктов. Затем уже вычисляют уравненные значения координат промежуточных пунктов.

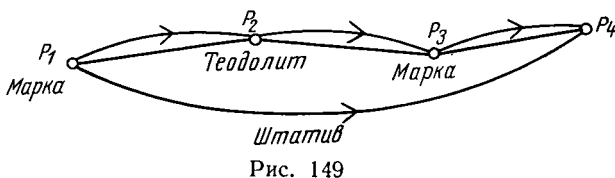


Рис. 149

2. *Трёхштативный метод.* Этот метод заключается в том, что ось вращения теодолита при установке его над центром знака занимает в пространстве то же самое положение, которое занимала ось вращения визирной марки до и после установки теодолита.

Практически эта идея реализуется следующим образом. При измерении углов поворота в полигонометрических ходах с короткими сторонами в трех смежных пунктах, допустим пунктах P_1 , P_2 и P_3 , устанавливают три штатива с укрепленными на их головках одинаковыми подставками (рис. 149). При помощи оптических центриров штативы устанавливают над центрами полигонометрических знаков P_1 , P_2 и P_3 (максимальная погрешность центрирования 1 мм). Затем теодолит устанавливают на штативе в пункте P_2 , а обе марки на крайних штативах — в пунктах P_1 и P_3 . После измерения угла поворота на пункте P_2 теодолит снимают со штатива и переносят на пункт P_3 . Марку, стоящую на штативе в пункте P_1 , переносят и устанавливают на штативе в пункте P_2 , а сам штатив, стоящий в пункте P_1 , снимают, переносят и устанавливают в пункте P_4 . Марку со штатива в пункте P_3 переносят и устанавливают на штативе в пункте P_4 . В таком же порядке измеряют и все остальные углы.

Вычисление длины замыкающей $A-B$ и уравнивание

Название и № точек	Углы поворота и поправки	Дирекционные углы (α)	Горизонтальное проложение s	$\cos \alpha$ $\sin \alpha$	Δx
B	$-1,0$	$274^\circ 45' 27,0''$			
A	$6^\circ 41' 19,0''$				$+17$
1	$169 53 15,4$	$101 26 46,3$	$586 723$	$0,198448$	$-116,434$
	$-1,1$			$0,980112$	$+2$
2	$191 33 28,4$	$91 20 00,7$	$703 415$	$0,023272$	$-16,370$
	$-1,0$			$0,999729$	$+19$
3	$159 31 08,5$	$102 53 28,0$	$639 739$	$0,223099$	$-142,725$
	$-1,0$			$0,974796$	$+10$
B	$12 20 53,8$	$82 24 35,5$	$546,396$	$0,132086$	$+72,171$
A		$274 45 27,0$		$0,991238$	
		$[s] =$	$2476,273$	$\sum \Delta x =$	$-203,358$
$\sum \beta$	$540 00 05,1$			$\sum \Delta y =$	

$$f_\beta = \pm 5,1''$$

$$f_{\beta \text{ доп}} = \pm 2m_\beta \sqrt{n+1} = \pm 10'' \sqrt{5} \approx \pm 23''$$

$$x_2 - x_1 = -203,310$$

$$f \Delta x = -0,048$$

$$y_2 - y_1 =$$

$$f \Delta y =$$

Так как марки и теодолит поочередно вставляли во втулки подставок, имеющие одинаковые размеры, можно считать, что неточность центрировки теодолита и установки визирных марок не окажет влияния на угловую невязку хода, но отразится на точности определения координат, закрепленных на местности центров пунктов полигонометрического хода.

3. Применить боковые пункты, обычно наблюдаемые при съёмке опорной геодезической сети. Если на боковом пункте M можно измерить угол поворота, то при передаче азимута он заменит несколько углов поворота хода и тем самым значительно повысит точность передачи (рис. 150).

Если угол поворота на боковом пункте M_1 измерить невозможно, то вычисляют его координаты прямой засечкой по нескольким направлениям, и получают хороший контроль для проверки правильности измерений длин линий и углов на отдельном участке хода.

4. Определить астрономические азимуты, а затем и дирекционные углы некоторых линий хода. В результате весь ход разобьётся на несколько отдельных участков, где уравнивание углов

значений координат промежуточных пунктов

Δy	Координаты		$\alpha_0 - \alpha$	$\cos (\alpha_0 - \alpha)$	d	Δd
	x	y				
+12	6 359 412,86	7 597 431,89				
+575,054			8°46'30,5"	0,988295	579,855	6,868
+15	296,44	598 006,96				
+703,224			1 20 15,1	0,999728	703,223	0,192
+12	280,08	598 710,20				
+623,615			10 13 12,2	0,984133	629,588	10,151
+10	137,37	599 333,82				
+541,608			10 15 40,3	0,984006	537,657	8,739
	209,55	599 875,44			2450,323	25,950
+2443,501						

$$L_0 = [s] - [\Delta d] = 2476,273$$

$$-25,950$$

$$f_s = \sqrt{f \Delta x^2 + f \Delta y^2} = \sqrt{0,048^2 + 0,049^2} = \pm 0,070$$

$$+2443,550$$

$$-0,049$$

$$\frac{f_s}{[s]} = \frac{0,070}{2476} \approx \frac{1}{35\,000}$$

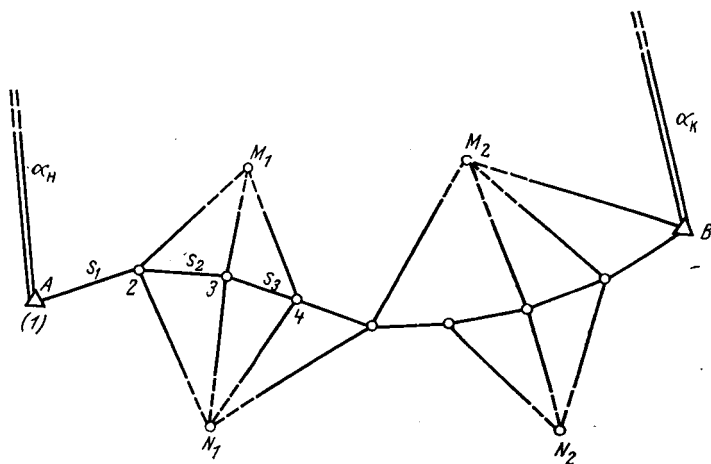


Рис. 150

будет производиться между дирекционными углами, полученными из астрономических наблюдений.

Ослабить влияние погрешности линейных измерений можно следующим путем:

- 1) увеличить точность измерения длин линий хода, а следовательно, уменьшить величину случайной и систематической погрешности;

- 2) уменьшить длину хода между двумя опорными пунктами;

- 3) придать ходу прямолинейную форму, т. е. уменьшить его изломанность.

Последнее обстоятельство, как отмечалось, имеет особо важное значение потому, что только в вытянутом прямолинейном ходе так просто выявляется раздельное влияние погрешностей линейных измерений в виде продольного сдвига хода l и суммарное влияние угловых погрешностей в виде поперечного сдвига хода u .

§ 110. ОБЩИЕ СВЕДЕНИЯ ПО ОРГАНИЗАЦИИ РАБОТ

В полигонометрии доминируют линейные измерения. Организация полигонометрических работ во многом зависит от того, какими приборами и способом будут произведены линейные измерения. Из предыдущего известно, что в наше время точные и высокоточные линейные измерения выполняются свето- и радиодальномерами и только в редких случаях используются мерные проволоки. В полигонометрии сетей сгущения наряду с дальномерами широко используются параллактическая и короткобазисная полигонометрия. Понятно, что работы по проложению полигонометрических ходов должны быть организованы в зависимости от используемого оборудования и принятой методики линейных измерений.

Работы по проложению полигонометрических ходов могут выполняться отдельными партиями или бригадами по виду работ, например строительная партия, свето- и радиодальномерная партия и т. д. Такие партии называются специализированными. Но во многих случаях могут быть организованы работы по производственному или территориальному признаку, например рекогносцировку, строительство наружных знаков и закладку центров может выполнять одна комплексная партия или бригада. Тогда техническое руководство возлагается на рекогносцировщика. Он устанавливает окончательное место для строительства наружного знака, определяет его высоту и проверяет затем наличие взаимной видимости между построенными знаками. Такая организация работ называется комплексной.

Наряду с комплексными партиями могут быть организованы и специализированные бригады, которые подчиняются непосредственно руководству экспедиции и выполняют определенные виды работ, например свето- и радиодальномерные бригады или бригады для наблюдения на пунктах полигонометрии и т. д.

Установлено, что при проложении полигонометрических ходов с использованием свето- и радиодальномеров взамен триангуляции

в некоторых районах (залесенных, равнинных, застроенных и др.) затраты труда и средств снижаются до 30—40%.

Полигонометрические работы в городах выполняют комплексные бригады (измерение углов, длин линий и нивелирование IV класса). Работы по сгущению геодезической сети в городах выполняют одновременно с обследованием и восстановлением геодезических пунктов.

Если в полигонометрическую сеть включено не более 500 пунктов, то комплексной бригаде могут быть поручены следующие работы: рекогносцировка, закладка центров, измерение углов и длин линий и нивелирование IV класса. В этом случае можно в значительной мере избежать утери пунктов при переходе от одного процесса к другому.

Когда пунктов полигонометрии более 500, целесообразно организовывать бригады с меньшим комплексом работ. Например, одной бригаде поручить выполнение рекогносцировки, постройки и закладки центров; другой бригаде — угломерные, светодальномерные и нивелирные работы.

Если расстояния в сети между пунктами более 2 км и используется светодальномер «Кварц» или равноценный ему, то целесообразней организовывать специализированные бригады и одной из них поручить только измерение расстояний. В этом случае можно избежать значительных простоев в эксплуатации дорогого прибора, неизбежных при выполнении комплексной бригадой других работ, но зато возникает необходимость в дополнительных транспортных средствах и повторном посещении одних и тех же пунктов после измерения углов.

Успешное выполнение всей работы целиком зависит от согласованности действий по времени, объему и качеству исполнения отдельных видов работ специализированными бригадами и партиями.

ПРЯМОУГОЛЬНЫЕ КООРДИНАТЫ НА ПЛОСКОСТИ В ПРОЕКЦИИ ГАУССА

§ 111. РАДИУСЫ КРИВИЗНЫ МЕРИДИАНА И ПЕРВОГО ВЕРТИКАЛА. СРЕДНИЙ РАДИУС КРИВИЗНЫ

Как мы уже знаем из § 5, что через нормаль к поверхности эллипсоида можно провести бесчисленное количество плоскостей, называемых нормальными. Сечение поверхности эллипсоида нормальными плоскостями образует кривые, называемые нормальными сечениями. В каждой точке эллипсоида существует два взаимно перпендикулярных сечения, кривизна которых имеет максимальное и минимальное значения. Такие нормальные сечения называются главными нормальными сечениями. Из дифференциальной геометрии известно, что для эллипсоида главными нормальными сечениями будут меридиан и первый вертикал, представляющие собой эллипсы.

Обозначим через M радиус кривизны меридиана, а через N — радиус кривизны первого вертикала. Вывод формул значений радиусом M и N в функциях геодезической широты B выходит за рамки нашего курса (он приводится в разделах сфероидической геодезии). Приведем эти формулы в готовом виде

$$M = \frac{a(1 - e^2)}{(1 - e^2 \sin^2 B)^{3/2}}; \quad N = \frac{a}{(1 - e^2 \sin^2 B)^{1/2}}, \quad (87)$$

a — большая полуось эллипсоида, B — геодезическая широта точки поверхности эллипсоида, e — эксцентриситет.

Из приведенных формул ясно, что M и N возрастают при изменении B от 0 до 90° .

На основании этих же формул составим отношение

$$\frac{N}{M} = \frac{a(1 - e^2 \sin^2 B) \sqrt{1 - e^2 \sin^2 B}}{\sqrt{1 - e^2 \sin^2 B} a(1 - e^2)} = \frac{1 - e^2 \sin^2 B}{1 - e^2}. \quad (88)$$

Отсюда видно, что на полюсе (при $B = 90^\circ$) $N = M$. Во всех других точках эллипсоида $N > M$, т. е. меридиан имеет меньший радиус кривизны, а значит наибольшую кривизну, а первый вертикал имеет наибольший радиус кривизны, а значит наименьшую кривизну. Отметим, что радиусом кривизны первого вертикала является отрезок нормали T (рис. 151) от точки T на поверхности эллипсоида до пересечения с малой полуосью эллипсоида T_1 .

Средним радиусом кривизны в данной точке называется предел, к которому стремится среднее арифметическое из радиусов кривизны всех нормальных сечений, когда их число стремится к бесконечности. Для точек эллипсоида средний радиус кривизны R равен среднему геометрическому из радиусов кривизны главных нормальных сечений — меридиана и первого вертикала, проведенных для той же точки

$$R = \sqrt{MN}. \quad (89)$$

Радиус кривизны меридиана применяют при вычислении длин дуг меридианов и разностей широт; радиус кривизны первого вертикала — при вычислении длин дуг параллелей и разностей долгот и азимутов; средний радиус кривизны применяют, когда Землю принимают за шар, при вычислении сферических избытков треугольников и в других случаях.

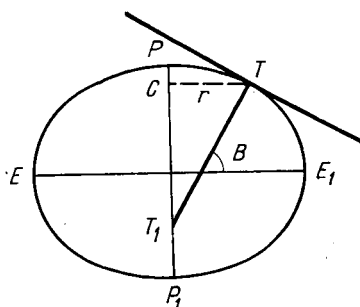


Рис. 151

§ 112. РАДИУС ПАРАЛЛЕЛИ

На рис. 151 EPE_1P_1 — сечение земного эллипсоида плоскостью меридиана точки T . TC — перпендикуляр из точки T на малую ось эллипсоида является радиусом r параллели точки T .

Если TT_1 нормаль к поверхности эллипсоида в точке T , то угол между радиусом параллели и нормалью CTT_1 будет равен геодезической широте точки T — B . Тогда

$$r = TT_1 \cos B = N \cos B, \quad (90)$$

где
$$N = \frac{a}{\sqrt{1 - e^2 \sin^2 B}}.$$

Радиус параллели r равен радиусу первого вертикала, умноженному на косинус геодезической широты параллели.

§ 113. ДЛИНЫ ДУГ МЕРИДИАНОВ И ПАРАЛЛЕЛЕЙ

Длина дуги меридиана. Требуется определить длину S дуги меридиана между точкой A с широтой B_1 и точкой C с широтой B_2 (рис. 152).

Разбив дугу AC на бесконечно малые отрезки dS , можно каждый такой отрезок считать бесконечно малой дугой окружности с радиусом M , равным радиусу кривизны меридиана для соответствующего отрезка и центральным углом dB , равным приращению широты для этого же отрезка. Тогда для одного такого отрезка будем иметь

$$dS = M dB.$$

Длина S всей дуги AC определится интегрированием этой функции в пределах от B_1 до B_2

$$S = \int_{B_1}^{B_2} M dB.$$

Получаемое в результате интегрирования для дуги меридиана сложное выражение преобразуют и приводят к виду, удобному для практического применения.

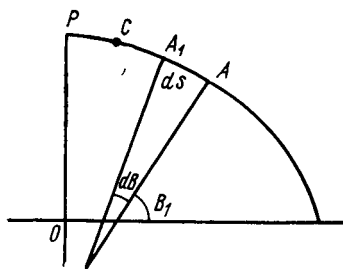


Рис. 152

Так, например, в триангуляции при длинах дуг свыше 45 км пользуются формулой

$$S = M_m \frac{(B_2 - B_1)''}{\rho''} \times \left[1 + \frac{e^2}{8} \cdot \frac{(B_2 - B_1)''^2}{\rho''^2} \cos 2B_m \right],$$

в которой M_m — радиус кривизны меридиана для средней широты.

$$B_m = \frac{B_1 + B_2}{2}$$

и $B_2 - B_1$ — разность широт конечных точек дуги.

Для вычисления длин дуг короче 45 км пользуются одним первым членом этой формулы, а именно

$$S = M_m \frac{(B_2 - B_1)''}{\rho''}. \quad (91)$$

Это равенство показывает, что длину дуги меридиана до 45 км можно определять как дугу окружности с радиусом, равным радиусу кривизны меридиана в точке, широта которой равна средней широте между широтами крайних точек дуги и центральным углом, равным разности широт этих точек.

Длина дуги параллели. Параллель — это окружность с радиусом, определяемым формулой (90), поэтому длина дуги параллели с широтой B между точками, разность долгот которых равна l , равна

$$S = \frac{a \cos B}{\sqrt{1 - e^2 \sin^2 B}} \cdot \frac{l''}{\rho''} \quad (92)$$

или в соответствии с (87)

$$S = N \cos B \frac{l''}{\rho''}. \quad (93)$$

Здесь N — радиус кривизны первого вертикала для точек на данной параллели.

§ 114. ПОНЯТИЕ О ВЗАИМНЫХ НОРМАЛЬНЫХ СЕЧЕНИЯХ И ГЕОДЕЗИЧЕСКОЙ ЛИНИИ

На поверхности эллипсоида имеем две точки, не лежащие на одном меридиане: точку A с широтой B_A и точку C с широтой B_C , причем $B_C > B_A$, т. е. точка C расположена севернее точки A (рис. 153).

Точки A и C не лежат на одном меридиане, поэтому нормаль AN_A в точке A и нормаль CN_C в точке C находятся в разных плоскостях. Поскольку $B_A \neq B_C$, эти нормали составляют с плоскостью экватора различные углы и пересекают малую ось эллипсоида в различных точках. Чем севернее расположена точка на поверхности эллипсоида, тем далее от центра эллипсоида будет это пересечение. Поэтому плоскость, проходящая через нормаль в точке A и через точку C , не совпадает с плоскостью, проходящей через нормаль в точке C и через точку A . Первая плоскость пересекает поверхность эллипсоида по нормальному сечению AaC , а вторая по нормальному сечению CcA . Таким образом, между двумя точками на поверхности эллипсоида проходят два нормальных сечения, называемые взаимными нормальными сечениями. Сечение AaC называется прямым нормальным сечением в точке A , а сечение CcA обратным нормальным сечением в точке A . Соответственно в точке C имеем: CcA — прямое и CaA — обратное нормальные сечения.

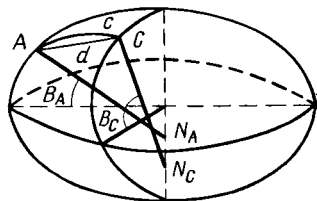


Рис. 153

Если начальная точка нормального сечения находится южнее конечной (на рис. 153 точка A), то прямое нормальное сечение в ней располагается южнее обратного.

По определению прямого нормального сечения следует, что если в начальной точке линии установить теодолит так, что его вертикальная ось будет направлена по нормали в этой точке, то при визировании на другую конечную точку линии вехи, выставленные в визирной плоскости, обозначат на поверхности эллипсоида прямое нормальное сечение.

При измерении направлений в триангуляции вертикальная ось теодолита устанавливается по направлению отвесной линии, в то время как сторонами треугольника триангуляции на поверхности эллипсоида являются прямые нормальные сечения, поэтому, как было уже указано в § 67, при значительном уклонении отвесных линий в высокогорных районах в измеренные горизонтальные направления вводят поправки за уклонение отвесной линии и за высоту наблюдаемой цели над поверхностью эллипсоида и этим переносят их на поверхность эллипсоида и приводят к направлениям нормальных сечений.

В равнинных же районах принимают, что направления, измеренные на поверхности Земли (геоида, квазигеоида), такими же остаются и на поверхности эллипсоида. Не трудно представить, что если по измеренным углам составить треугольник ABC (измеренные горизонтальные углы на пунктах A, B и C будут равны углам между касательными в соответствующих вершинах к кривым нормальных сечений), то его стороны будут иметь двойственное значение, как образованные не совпадающими между собой взаимными нормальными сечениями, и на поверхности эллипсоида не образуется замкнутой фигуры.

Величина угла Δ между взаимными нормальными сечениями малая и зависит от длины линии S , ее азимута A и широты B . Так, при $B = 60^\circ$ и $A = 50^\circ$

при $S = 20$ км	$\Delta = 0,002''$
» $S = 30$ км	$\Delta = 0,004''$
» $S = 100$ км	$\Delta = 0,032''$
» $S = 150$ км	$\Delta = 0,057''$.

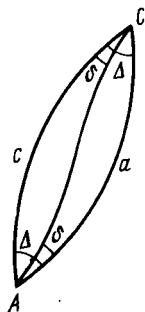


Рис. 154

При положении пунктов на одном меридиане или на одной параллели взаимные нормальные сечения сливаются в одну линию.

Ввиду малости углов Δ практически в триангуляции 2 класса и ниже с двойственностью нормальных сечений не считаются и принимают оба нормальных сечения сливающимися и представляющими одно сечение, которое и является стороной треугольника триангуляции на поверхности эллипсоида.

В триангуляции 1 класса при вычислении направлений и азимутов требуется обеспечить точность сотых долей секунды, для чего надо удерживать тысячные доли их. Поэтому пренебрегать двойственностью нормальных сечений в триангуляции 1 класса нельзя. Двойственность нормальных сечений устраняют тем, что пункты соединяют геодезическими линиями. Для перехода от прямых нормальных сечений к геодезическим линиям в измеренные направления вводят поправки. Разница в длинах геодезической линии и дуги нормального сечения ничтожно мала и ею пренебрегают. Эта разница при $S = 600$ км составляет всего $1 : 140$ мм.

Геодезическая линия — это кривая, являющаяся кратчайшим расстоянием между двумя точками на поверхности эллипсоида. Расположение ее относительно взаимных нормальных сечений схематически показано на рис. 154. Геодезическая линия у своих конечных точек A и C располагается ближе к прямым нормальным сечениям AaC и CcA в этих точках и составляет в них с этими нормальными сечениями угол, приблизительно равный $\frac{\Delta}{3}$.

§ 115. СФЕРИЧЕСКИЙ ИЗБЫТОК ТРЕУГОЛЬНИКА

Пояс земного эллипсоида шириной 200 км (приблизительно 2° по широте) можно принимать за шаровой пояс с радиусом, равным среднему радиусу кривизны R для средней параллели пояса. Стороны треугольников триангуляции редко бывают больше 60 км, а в большинстве случаев они значительно короче, поэтому эллипсоидальные треугольники триангуляции можно считать сферическими с углами, равными углам эллипсоидального треугольника.

Сумма углов в сферическом треугольнике больше 180° на величину, называемую сферическим избытком и обозначаемую через ϵ .

Пусть имеем сферический треугольник ABC с углами A, B, C и сторонами a, b, c на шаре радиуса R . Сферический избыток этого треугольника определяется формулой

$$\epsilon'' = \frac{\text{пл } \triangle ABC}{R^2} \rho''$$

или формулой

$$\epsilon'' = \frac{P}{R^2} \rho'' \left(1 + \frac{a^2 + b^2 + c^2}{24R^2} \right), \quad (94)$$

в которой P — площадь плоского треугольника $A_1B_1C_1$, имеющего такие же стороны, как сферический треугольник ABC .

Площадь треугольника, входящую в (94), принято вычислять по равенствам

$$P = \frac{bc \sin A_1}{2} = \frac{ac \sin B_1}{2} = \frac{ab \sin C_1}{2}.$$

Тогда для вычисления сферического избытка получим

$$\epsilon'' = \frac{bc \sin A_1}{2R^2} \rho' \left(1 + \frac{a^2 + b^2 + c^2}{24R^2} \right).$$

Так вычисляют сферический избыток при длине сторон треугольника больше 90 км. При сторонах короче 90 км в правой части этого равенства можно ограничиться одним первым членом и, кроме того, вместо плоского угла A_1 взять измеренный угол A . Тогда для определения сферического избытка будем иметь

$$\epsilon'' = \frac{bc \sin A}{2R^2} \rho'' = \frac{ac \sin B}{2R^2} \rho'' = \frac{ab \sin C}{2R^2} \rho''.$$

Обозначая, как принято, [величину $\frac{\rho''}{2R^2}$ через f , получим формулу для вычисления сферического избытка в окончательном виде

$$\epsilon'' = fbc \sin A = fac \sin B = fab \sin C. \quad (95)$$

Величина f приводится в таблицах по аргументу широты.

Сферические избытки треугольников определяют одновременно с предварительным решением треугольников при вычислении поправок направлений за центрировку и редукцию.

Сферический избыток служит для контроля поправок за кривизну изображения геодезических линий на плоскости в проекции Гаусса (§ 124) и для определения невязок треугольников (§ 70).

§ 116. ОБЩИЕ СВЕДЕНИЯ О КАРТОГРАФИЧЕСКИХ ПРОЕКЦИЯХ. КЛАССИФИКАЦИЯ И МАСШТАБЫ

Поверхность эллипсоида или шара не может быть развернута в плоскости без разрывов и складок, поэтому отображение ее на карте может быть только условным с теми или иными искажениями.

Отображение поверхности эллипсоида или шара на плоскости называется **картографической проекцией**.

Условия отображения могут быть самые разнообразные, поэтому картографических проекций можно создать бесчисленное множество.

Однако все картографические проекции можно классифицировать по двум признакам: по свойству отображения (по характеру искажений) и по способу построения картографической сетки, т. е. изображения сетки меридианов и параллелей.

По первому признаку проекции делятся на **равноугольные**, **равновеликие** и **произвольные**.

Равноугольными проекциями называются такие, в которых отсутствует искажение углов (соответствующих углов на поверхности эллипсоида и на проекции). В этих проекциях бесконечно малые контуры на поверхности эллипсоида изображаются на проекции подобными им бесконечно малыми контурами.

Равновеликими проекциями называются такие, в которых отсутствует искажение площадей.

Произвольными проекциями называются такие, в которых имеется искажение углов и площадей.

Из классификации по второму признаку — по способу построения картографической сетки, укажем три основных типа проекций: перспективные, конические и цилиндрические.

В перспективных проекциях все точки с поверхности эллипсоида проектируют лучами, исходящими из одной точки (точки глаза) на картинную плоскость — плоскость проекции. Расстояние точки глаза от картинной плоскости, от эллипсоида может быть каким угодно.

Конические и цилиндрические проекции можно представить геометрически, если вообразить, что сначала делается переход с эллипсоида на конус или цилиндр, а затем поверхности конуса или цилиндра разрезаются по образующим и разворачиваются на плоскости. Перенос точек поверхности эллипсоида на плоскость в этих проекциях осуществляется по определенным правилам, зависимым от свойства проекции.

Прежде чем перейти к характеристике отдельных проекций, рассмотрим вопрос масштабов и искажений, общий для всех проекций.

Отношение, показывающее, во сколько раз уменьшены линейные размеры эллипсоида или шара при его отображении на карте, называется **главным масштабом**. Этот масштаб берут в основу составления карты. В нем изобразились бы на карте любые линии на поверхности эллипсоида, если бы не было искажений. Главный масштаб подписывают на всякой карте.

Так как поверхность эллипсоида не может быть развернута на плоскости без искажений, то и любая линия на поверхности эллипсоида не может быть в картографической проекции уменьшена в одно и то же постоянное число раз. Следовательно, один и тот же главный масштаб не может быть сохранен на всей карте. Этот масштаб в картографических проекциях обыкновенно сохраняется только по одной или нескольким линиям. По любому другому направлению масштаб отличается от главного и крупнее и мельче него. Такой масштаб есть отношение длины бесконечно малого отрезка на карте к длине соответствующего бесконечно малого отрезка на поверхности эллипсоида или шара и называется **частным масштабом**.

Будем обозначать главный масштаб через μ_0 , а частный масштаб через μ .

Отношение длины линии на карте к длине, соответствующей ей на поверхности эллипсоида, уменьшенной в главном масштабе, может характеризовать степень искажения данной линии, так как если это отношение равно единице, то данная линия изобразилась в главном масштабе и никакого искажения не имеет.

Пусть на поверхности эллипсоида в какой-либо точке измерена линия (бесконечно малый отрезок) длиной S . На проекции она изобразилась линией (бесконечно малым отрезком) длиной s . Тогда

$$\mu = \frac{s}{S};$$

и, следовательно,

$$s = S\mu$$

и указанное отношение принимает вид

$$\frac{S\mu}{S\mu_0} = \frac{\mu}{\mu_0}.$$

Если это отношение равно 1, то

$$\mu = \mu_0,$$

значит линия изобразилась в главном масштабе и искажений нет. Величина же

$$v = \frac{\mu}{\mu_0} - 1$$

характеризует искажение длин линий и называется относительным искажением длин. Следовательно, относительное искажение длин — это отклонение частного масштаба от главного масштаба, выраженное в долях единицы, к которой приравняется главный масштаб.

В общем случае частные масштабы различны как в различных точках карты, так и по направлениям в одной и той же точке.

В то же время в каждой точке на проекции существуют два взаимно перпендикулярных направления, по которым частные масштабы имеют наибольшую и наименьшую величины. Эти направления называются главными направлениями.

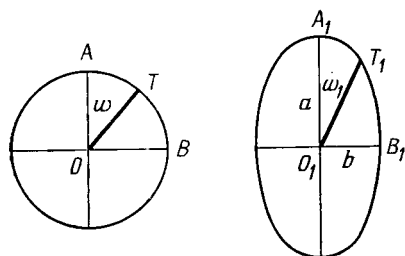


Рис. 155

Направления на поверхности эллипсоида, изображаемые главными направлениями, также пересекаются под прямым углом.

В картографических проекциях, в которых меридианы и параллели пересекаются под прямыми углами, их направления совпадают с главными направлениями.

Масштабы по главным направлениям обозначают через m и n .

Необходимо знать масштабы m и n , так как через них определяют (вычисляют) в картографических проекциях масштабы по любым направлениям, искажения углов и площадей.

Всякий бесконечно малый круг на поверхности эллипсоида (шара) в картографической проекции (за исключением равноугольных проекций) изображается бесконечно малым эллипсом. Такой бесконечно малый эллипс называется эллипсом искажений.

Каждому радиусу круга соответствует на проекции определенный луч этого эллипса, т. е. прямая, проведенная из центра эллипса до его кривой.

Если принять радиус бесконечно малого круга на поверхности эллипсоида за единицу, то, как следует из формулы масштаба, длина каждого луча эллипса искажений будет численно выражаться в единицах радиуса круга масштаб в данной точке по этому направлению.

Наибольший и наименьший масштабы в каждой точке карты будут соответствовать большой и малой полуосям эллипса искажений, а эти оси будут изображать главные направления.

На рис. 155 изображен бесконечно малый круг на поверхности эллипсоида в точке O и изображение его на карте — эллипс искажений с центром в точке O_1 .

Радиус круга $OA = 1$, тогда $O_1A_1 = a = m$, $O_1B_1 = b = n$; $O_1T_1 = \mu$ по направлению O_1T_1 ; $u_1 \neq u$.

В картографических проекциях, в которых меридианы и параллели взаимно перпендикулярны, их направления являются и направлениями осей эллипса искажений в данной точке.

Для того чтобы построить эллипс искажений, нужно определить масштабы m и n , которые будут полуосями a и b эллипса искажений. Эти масштабы определяют или из уравнения проекции, или геометрически из правила построения проекции (см. § 120).

Затем, приняв за единицу масштаба построения какой-либо линейный отрезок (длина его вообще произвольна), отложить по меридиану и параллели найденные величины m и n . Так будут получены полуоси эллипса искажений, по которым можно построить и весь эллипс.

Если меридианы и параллели криволинейные, масштабы нужно отложить по касательным к ним в данной точке.

Аналитически частный масштаб μ по направлению, составляющему на поверхности эллипсоида с главным направлением угол u , определяется равенством

$$\mu_u = \sqrt{m^2 \cos^2 u + n^2 \sin^2 u}. \quad (96)$$

Масштаб площадей p вычисляют по формуле

$$p = mn. \quad (97)$$

Для наибольшего (предельного) искажения ω углов имеем равенство

$$\sin \frac{\omega}{2} = \frac{m-n}{m+n}. \quad (98)$$

По формулам (96)—(98) можно определять искажения в любых картографических проекциях.

Для равноугольных и равновеликих проекций эти формулы упрощаются.

Как указано, в равноугольных проекциях бесконечно малые контуры на поверхности шара (эллипсоида), например круг, квадрат, треугольник и т. д., изобразятся также бесконечно малым кругом, квадратом, подобным треугольником и т. д.

Таким образом, эллипс искажений в равноугольных проекциях обращается в окружность, его полуоси a и b равны. Следовательно, в каждой точке проекции $m = n$.

Частные масштабы μ по всем направлениям в данной точке одинаковы и равны масштабам по главным направлениям, что показывает формула (96) при $m = n$.

Искажения углов $\omega = 0$, т. е. они не искажаются.

Масштаб площади

$$p = m^2.$$

В равновеликих проекциях нет искажения площадей, но подобие фигур на эллипсоиде и на проекции нарушается.

Бесконечно малый круг на поверхности эллипсоида изобразится на проекции бесконечно малым эллипсом, имеющим такую же площадь, как и круг. В этих проекциях

$$p = mn = 1.$$

Следовательно,

$$m = \frac{1}{n}.$$

Формула (98) предельного искажения углов принимает вид

$$\operatorname{tg} \frac{\omega}{2} = \frac{m-n}{2}.$$

Частные масштабы вычисляют по общей формуле (96).

Заметим, что в равновеликих проекциях любая (не только бесконечно малая) фигура на поверхности эллипсоида изобразится замкнутой фигурой такой же площади, но не сохранившей подобия контура.

§ 117. КРАТКИЕ СВЕДЕНИЯ ОБ ОТДЕЛЬНЫХ ПРОЕКЦИЯХ

Перспективные проекции. В перспективных проекциях Земля обычно принимается за шар, и перенос точек с поверхности шара на проекцию производится проектированием их лучами, выходящими из одной точки — «точки глаза» или «точки зрения».

На рис. 156: O — точка глаза; S — Земной шар, уменьшенный в главном масштабе; K — картинная плоскость, на которой получается перспективная проекция. Лучи зрения, проходящие через точки $A_1, A_2, A_3, \dots$ поверхности шара, пересекают картинную плоскость в точках $a_1, a_2, a_3, \dots$, которые и являются изображениями точек $A_1, A_2, A_3, \dots$ на проекции.

Картинная плоскость располагается перпендикулярно к прямой, проходящей через точку глаза и центр шара. Диаметр шара, совпадающий с этой прямой, называется **основным**.

В зависимости от положения точки глаза относительно шара перспективные проекции бывают: ортографические, в которых точка глаза удалена от шара на бесконечное расстояние; стереографические, когда точка глаза находится на поверхности шара; гномонические — при положении точки глаза в центре шара; внешние, в которых точка глаза помещается вне шара на конечном от него расстоянии.

В каждой из этих проекций основной диаметр может проходить через полюсы шара, лежать в плоскости экватора или составлять с ним некоторый острый угол.

Большие круги, проходящие через основной диаметр, изображаются в проекции прямыми линиями, пересекающимися в точке o — проекции точки глаза на картинную плоскость, а ма-

лые круги, плоскости которых перпендикулярны к основному диаметру, изображаются концентрическими окружностями с центром в точке o . С этими кругами совпадают главные направления.

Точка O_1 пересечения основного диаметра с поверхностью шара обыкновенно находится в центральной части картографируемой территории, следовательно точка o будет в центре проекции.

Меридианы и параллели на перспективных проекциях изображаются кривыми и в отдельных случаях прямыми линиями.

Перспективные проекции вообще применяются для карт мелкого масштаба при изображении больших по площади территорий.

В ортографических проекциях не сохраняются ни подобия фигур, ни равенства площадей.

Ввиду значительных искажений ортографические проекции применяются, когда не требуется большой точности, и карта дает только общее представление об изображаемой поверхности.

Карты крупного масштаба в ортографических проекциях можно составлять только для незначительных по площади территорий.

В гномонических проекциях, так же как в ортографических, не

сохраняются ни подобия фигур, ни равенства площадей. Масштабы быстро меняются по мере удаления от центра проекции и на краю карты, при удалении от центра на 90° , равны бесконечности. Поэтому в гномонических перспективных проекциях нельзя изобразить целого полушария. Гномонические проекции применяются для составления астрономических карт, так как вид созвездий на этих картах близок к тому, который мы наблюдаем на небе.

Стереографические проекции являются равноугольными и обладают ценным свойством — изображать окружностью любой (не только бесконечно малый) большой или малый круг на поверхности шара.

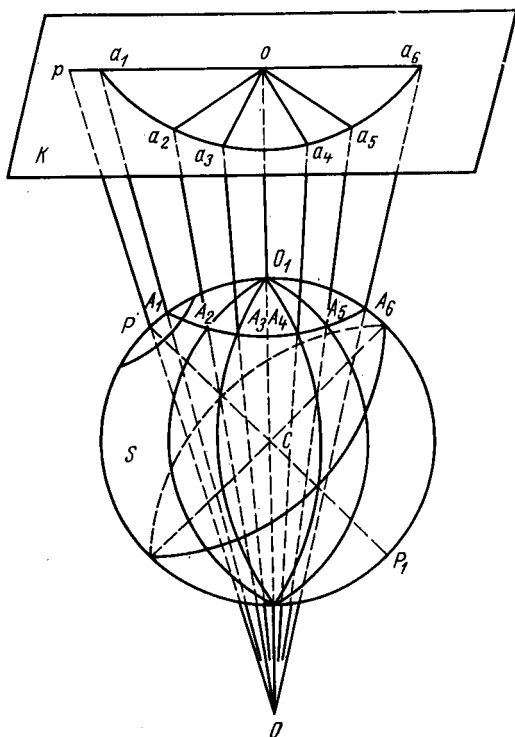


Рис. 156

Искажения в стереографических проекциях увеличиваются сравнительно медленно и только на краях карты становятся значительными.

В стереографических проекциях составляют карты мелкого масштаба и астрономические. Часто в стереографической проекции составляют карты полушарий.

На рис. 157 изображена сетка меридианов через 30° и параллелей через 15° в стереографической проекции, в которой основной диаметр проходит через полюсы земного шара. Равноугольность стереографической проекции делает ее удобной для использования при вычислениях на плоскости данных геодезических измерений.

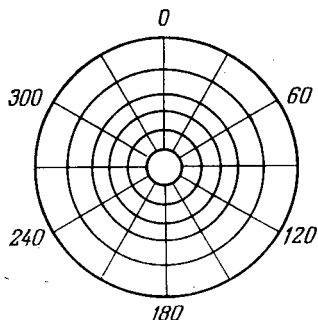


Рис. 157

В ряде стран: Франции, Испании, Бельгии, Голландии и других для этого принята равноугольная стереографическая проекция Руссиля. В этой проекции эллипсоида на плоскости за начало координат принимается изображение центральной точки картографируемой территории, а осью x служит изображение меридиана этой точки. Масштаб возрастает во всех направлениях от начальной точки, и это определяет наилучшую пригодность проекции при картографировании территорий, имеющих округленные очертания.

Отдельные системы координат (системы координат с различными началами координат) не единообразны, поэтому координаты Руссиля целесообразно применять только для небольших стран, когда можно ограничиться системой координат с одним началом координат для всей страны.

Конические проекции. Конической проекцией называется такая, в которой параллели изображаются дугами концентрических окружностей, а меридианы их радиусами, углы между которыми пропорциональны соответствующим разностям долгот.

Геометрически ось конуса совпадает с малой осью эллипсоида. На рис. 158 схематически показано геометрическое представление построения конической проекции.

Как видно на рисунке, согласно такому представлению, меридианы на проекции — прямые пересечения плоскостей меридианов шара с поверхностью конуса пересекаются в одной точке.

Параллели — дуги концентрических окружностей с центром в точке пересечения меридианов.

На рис. 159 изображена сетка меридианов и параллелей конической проекции. В ней главные направления совпадают с меридианами и параллелями. Углы δ между меридианами на про-

екции связаны с разностью долгот λ между этими меридианами равенством

$$\delta = \alpha \lambda.$$

Постоянный для данной проекции коэффициент пропорциональности α определяется, исходя из условий проекции.

Радиусы параллелей в проекции рассчитывают различно в зависимости от характера проекций: равноугольная, равновеликая или произвольная.

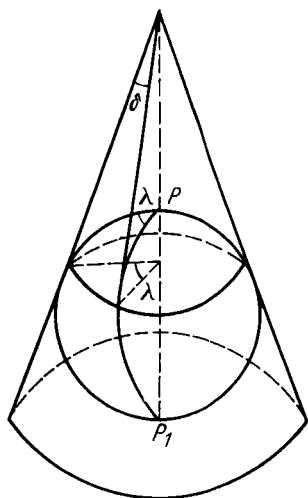


Рис. 158

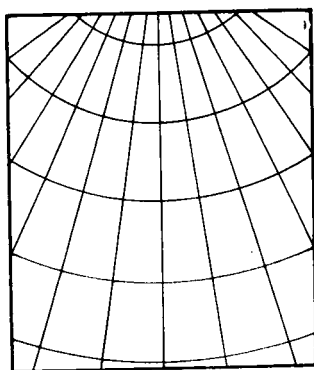


Рис. 159

Искажения зависят от широты точки, но для всех точек, лежащих на одной параллели, они одинаковы.

Конические проекции выгодно применять при создании карт на территории со средними широтами, растянутыми вдоль параллели. Конические проекции во многих случаях применяются в нашей стране.

В ряде стран, как США, Канада, Мексика и некоторых других для обработки на плоскости результатов геодезических измерений принята равноугольная, коническая проекция Ламберта.

В этой проекции, как и вообще в конических проекциях, искажения зависят от широт точек, поэтому, применяя ее, делят картографируемую территорию на пояса с небольшим протяжением по широте. При изображении каждого такого пояса на проекции за ось x принимают изображение одного из меридианов (осевого), началом координат служит точка пересечения этого меридиана с изображением параллели касания, а ось y направляют по прямой, касательной к изображению параллели касания в точке начала координат. Неудобство этой проекции в том, что для каждого пояса нужно отдельно определять коэффициент α , а также

в том, что формулы сложны для вычисления поправок в направлении и расстояния при переносе их с поверхности эллипсоида на плоскость.

Несовпадение оси y с изображением параллели касания заставляет территорию, обслуживаемую одной системой координат (системой с одним началом координат), ограничивать еще и меридианами со сравнительно небольшой разностью долгот. В результате одна система координат удовлетворяет изображению сравнительно небольшой по площади трапеции и при значительной территории страны необходимо большое количество систем координат.

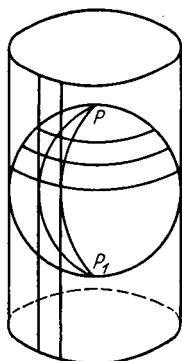


Рис. 160

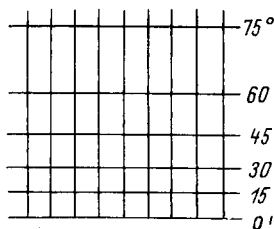


Рис. 161

Ц и л и н д р и ч е с к и е п р о е к ц и и. Цилиндрической проекцией называется такая, в которой параллели — параллельные прямые, а меридианы — перпендикулярные параллелям прямые, расстояния между которыми пропорциональны разностям долгот.

Геометрически цилиндрическую проекцию можно представить, как полученную на поверхности цилиндра касающегося эллипсоида (шара) по экватору или пересекающего его по двум параллелям. (Ось цилиндра совпадает с малой осью эллипсоида.)

На рис. 160 схематически показано геометрическое представление построения такой проекции. Как видно, меридианы PP_1 на поверхности цилиндра изобразятся прямыми линиями, составляющими образующие цилиндра, расстояния между которыми пропорциональны разностям долгот, а параллели — прямые, перпендикулярные к ним.

Примером такой проекции может служить хорошо известная и применяемая в мореплавании проекция Меркатора. Сетка меридианов и параллелей этой проекции показана на рис. 161.

Главные направления совпадают с меридианами и параллелями.

Масштаб в проекции Меркатора зависит только от широты точки, и искажения в длинах линий возрастают с увеличением широт точек.

Проекция Меркатора равноугольная и это приводит к тому, что расстояния между параллелями с одинаковой разностью широт в проекции увеличиваются по мере удаления от экватора.

В проекции Меркатора выгодно изображать близэкваториальные страны, растянутые по долготе.

§ 118. ОБЩИЕ СВЕДЕНИЯ О ПРОЕКЦИИ ГАУССА

Конечной практической целью высшей геодезии является определение положения геодезических пунктов на поверхности эллипсоида. Положение пунктов можно определить в различных системах координат.

Система геодезических координат имеет ряд достоинств: она одина для всей поверхности земного эллипсоида, наиболее удобна для решения научных задач высшей геодезии, необходима при решении геодезических задач, связанных с большими расстояниями. В этой системе обрабатывают ряды триангуляции I класса. Но она неудобна для широкого использования. Взаимное положение пунктов в этой системе определяется в угловых единицах, а на земной поверхности расстояния измеряются и задаются только в линейных мерах; линейное значение угловых единиц (градусов, минут и секунд) различно в зависимости от широты места, направления меридианов, от которых отсчитываются азимуты, не параллельны между собой; сложна зависимость между координатами, расстояниями и азимутами, что делает вычисления очень трудоемкими.

Для практического использования наиболее удобна система плоских прямоугольных координат. В этой системе зависимость между координатами, расстояниями и направлениями выражается простейшими формулами прямолинейной тригонометрии (прямая и обратная геодезические задачи); использование топографических планов и карт существенно облегчается, если на них нанесена сетка координатных линий в прямоугольной плоской системе координат; если координаты геодезических пунктов даны в проекции, т. е. на плоскости, то топографические планы не требуют какой-либо укладки на плоскость (редуцирования). Графические материалы съемок получаются в принятой проекции.

Известно, что поверхность эллипсоида не может быть развернута на плоскости без искажений. Задача сводится к изображению поверхности эллипсоида на плоскости по определенному закону. Математически такой закон (проекция) в общем виде может быть выражен уравнениями

$$x = f_1(B \text{ и } L),$$

$$y = f_2(B \text{ и } L).$$

Выбор зависимости (функций f_1 и f_2) произволен. Он определяется теми условиями, которым должна удовлетворять создаваемая картографическая проекция.

Очевидно, надо при выводе функций f_1 и f_2 поставить следующие условия:

1) желательно обеспечить единой системой плоских прямоугольных координат всю территорию государства. Однако практически такой системы быть не может, так как искажения становятся слишком большими. Поэтому неизбежно разделение земной поверхности на части или зоны, каждая со своими началами координат. При выборе проекции следует стремиться к минимальному числу зон на территории государства и единообразию при вычислениях в разных зонах;

2) минимальное искажение изображаемых на плоскости элементов поверхности эллипсоида;

3) простота и легкость применения проекции и учета искажений. Поправки за искажения или за перенос элементов триангуляции или полигонометрии с эллипсоида на плоскость и обратно должны вычисляться по простым формулам с погрешностями, в 5—10 раз меньшими погрешностей непосредственных измерений;

4) проекция должна быть равноугольной. В этом случае угловые искажения при переходе с эллипсоида на плоскость отсутствуют, масштаб линейных искажений одинаков по всем направлениям, не допуская линейных искажений более определенного предела, можно практически считать масштаб изображений в пределах определенной зоны постоянным.

Этим условиям наиболее полно удовлетворяет равноугольная проекция Гаусса. Теоретическое обоснование этой проекции дано Гауссом (1825 г.) в его работе, решавшей общую задачу изображения одной поверхности на другой с сохранением подобия в бесконечно малых частях, т. е. с соблюдением равноугольности изображения. В 1912 г. Крюгер разработал детали применения и дал формулы для вычислений в этой проекции. После чего проекция стала применяться во многих странах и часто называться проекцией Гаусса—Крюгера.

Применяя проекцию Гаусса, поверхность земного эллипсоида делят меридианами, отстоящими один от другого по долготе на 6° , на двугульники, называемые зонами. Зоны совпадают с колоннами листов международной карты масштаба 1 : 1 000 000. Долготы средних меридианов зон, называемых о с е в ы м и, рассчитывают по формуле $L_0 = 6^\circ n - 3^\circ$, где n — номера зон. Так, в первой зоне осевой меридиан имеет долготу 3° , во второй зоне — 9° и т. д.

В местах, где производятся крупномасштабные съемки, крайние меридианы зон отстоят друг от друга на 3° по долготе. Осевыми меридианами трехградусных зон являются осевые и крайние меридианы шестиградусных зон.

В каждой зоне переход с поверхности эллипсоида на плоскость делается самостоятельно, но по одним и тем же правилам. Поэтому, несмотря на то, что каждая зона в проекции самостоятельна со своим началом координат, положение всякой точки земной по-

верхности на плоскости определяется аналитически однообразным способом.

Благодаря введению зон, искажения в проекции Гаусса, зависящие, как увидим далее, от удаления точек от осевого меридиана зоны, сравнительно небольшие и главное просто и точно определяются и учитываются.

Проекция Гаусса определяется следующими условиями: 1) проекция равноугольная $m = n$; 2) осевой меридиан зоны изображается прямой линией, принимаемой за ось абсцисс ($y = 0$);

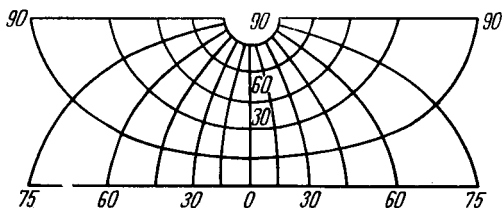


Рис. 162

3) экватор изображается прямой линией, перпендикулярной осевому меридиану, и принимается за ось ординат ($x = 0$); 4) для точек осевого меридиана абсциссы равны расстояниям этих точек от экватора эллипсоида, т. е. масштаб вдоль осевого меридиана равен единице; 5) началом координат является точка пересечения осевого меридиана с экватором.

Меридианы и параллели в проекции Гаусса изображаются кривыми линиями, как показано на рис. 162. Главные направления совпадают с направлениями, параллельными осям координат x и y .

§ 119. ПРЯМОУГОЛЬНЫЕ СФЕРОИДИЧЕСКИЕ КООРДИНАТЫ. ВЫВОД ФОРМУЛ ДЛЯ ВЫЧИСЛЕНИЯ ПРЯМОУГОЛЬНЫХ СФЕРОИДИЧЕСКИХ КООРДИНАТ ПО ГЕОДЕЗИЧЕСКИМ

Вывод формул (определение функций f_1 и f_2) для вычисления прямоугольных плоских координат точки по ее широте и долготе, применяемых в шестиградусной зоне, сложен и выходит за рамки нашего курса.

Получим сокращенные формулы, которыми практически можно пользоваться при удалении точки от осевого меридиана зоны до 60—70 км, сделав вывод в такой последовательности. Сначала получим формулы для вычисления по широте и долготе точки ее прямоугольных сфероидических координат, а затем от них перейдем к плоским прямоугольным. При таком ограничении (полосы по долготе до 140 км) Землю, без ощутимой погрешности, можно принять за сферу.

В системе прямоугольных сфероидических координат на поверхности эллипсоида за ось x принимают меридиан, проходящий

рону lD , равную y_c , в долях радиуса, пользуясь правилом Непера (сферической тригонометрии), можем написать

$$\cos\left(90^\circ - \frac{y_c}{N}\right) = \sin l \sin(90^\circ - B),$$

$$\sin \frac{y_c}{N} = \sin l \cos B, \quad (99)$$

$$\cos l = \operatorname{ctg} B_f \operatorname{ctg}(90^\circ - B),$$

$$\cos l = \operatorname{ctg} B_f \operatorname{tg} B, \quad (100)$$

$$\cos(90^\circ - B) = \operatorname{ctg} l \operatorname{ctg}(90^\circ - t),$$

$$\operatorname{tg} t = \operatorname{tg} l \sin B. \quad (101)$$

Напомним разложение в ряд:

$$\sin x = x - \frac{1}{6} x^3 + \dots$$

$$\cos x = 1 - \frac{1}{2} x^2 + \frac{1}{24} x^4 - \dots$$

$$\operatorname{tg} x = x + \frac{1}{3} x^3 + \dots$$

Ограничиваясь для малых величин $\sin \frac{y_c}{N}$ и $\sin l$ двумя членами ряда получаем:

$$\frac{y_c}{N} - \frac{y_c^3}{6N^3} = \left(l - \frac{l^3}{6}\right) \cos B,$$

$$\frac{y_c}{N} = l \cos B - \frac{l^3 \cos B}{6} + \frac{y_c^3}{6N^3}.$$

Для последнего малого члена $\frac{y_c^3}{6N^3}$ можно принять

$$\frac{y_c}{N} = l \cos B,$$

тогда

$$y_c = Nl \cos B - \frac{Nl^3 \cos B}{6} + \frac{Nl^3 \cos^3 B}{6},$$

$$y_c = Nl \cos B \left(1 - \frac{l^2}{6} + \frac{l^2 \cos^2 B}{6}\right) = Nl \cos B \left(1 - \frac{l^2}{6} \sin^2 B\right).$$

Переходя к градусной мере, окончательно имеем

$$y_c = \frac{l''}{\rho''} N \cos B \left(1 - \frac{l''^2}{6\rho''^2} \sin^2 B\right). \quad (102)$$

Получим формулу для сближения меридианов. Примем для малых величин $\operatorname{tg} t$ и $\operatorname{tg} l$ по два члена ряда и тогда по (101)

$$t + \frac{1}{3} t^3 = \left(l + \frac{1}{3} l^3 \right) \sin B.$$

В малом члене $\frac{1}{3} t^3$ примем для t его приближенное значение $l \sin B$, тогда

$$t = l \sin B + \frac{1}{3} l^3 \sin B - \frac{1}{3} l^3 \sin^3 B,$$

$$t = l \sin B \left(1 + \frac{1}{3} l^2 - \frac{1}{3} l^2 \sin^2 B \right),$$

$$t = l \sin B + \frac{1}{3} l^3 \sin B \cos^2 B.$$

Или в градусной мере

$$t'' = l'' \sin B + \frac{l''^3}{3\rho''^2} \sin B \cos^2 B. \quad (103)$$

Абсциссу x_c легко получим, если будем знать длину дуги меридиана от экватора до параллели с широтой B и дугу $d\bar{f}$. Обозначим длину дуги от экватора до параллели с широтой B через X . На рис. 164 видим, что

$$x_c = X + \bar{d}f.$$

Длины дуг меридиана от экватора до параллелей с любыми широтами можно вычислить заранее или взять готовыми из таблиц, поэтому для определения абсциссы x_c нужно только получить формулу для вычисления дуги $d\bar{f}$ или, что то же, дуги $(x_c - X)$.

По (100) определим $\operatorname{tg} B$

$$\operatorname{tg} B = \cos l \operatorname{tg} B_f.$$

Ограничиваясь для $\cos l$ тремя членами ряда,

$$\operatorname{tg} B = \left(1 - \frac{l^2}{2} + \frac{l^4}{24} \right) \operatorname{tg} B_f.$$

Отсюда

$$\operatorname{tg} B_f - \operatorname{tg} B = \frac{l^2}{2} \left(1 - \frac{l^2}{12} \right) \operatorname{tg} B_f,$$

$$\sin(B_f - B) = \frac{l^2}{2} \left(1 - \frac{l^2}{12} \right) \sin B_f \cos B.$$

В сферическом треугольнике fPD

$$\sin B = \sin B_f \cos \frac{y_c}{N},$$

следовательно,

$$\sin B_f = \frac{\sin B}{\cos \frac{y_c}{N}}.$$

Теперь можем написать

$$\sin (B_f - B) = \frac{l^2}{2} \left(1 - \frac{l^2}{12} \right) \frac{\sin B \cos B}{\cos \frac{y_c}{N}}.$$

Для малой величины $\cos \frac{y_c}{N}$ примем два члена ряда, тогда

$$\cos \frac{y_c}{N} = 1 - \frac{y_c^2}{2N^2}; \quad \frac{1}{\cos \frac{y_c}{N}} = \left(1 - \frac{y_c^2}{2N^2} \right)^{-1}.$$

Применяя к этому двучлену формулу бинома Ньютона и ограничиваясь двумя его членами, получим

$$\frac{1}{\cos \frac{y_c}{N}} = 1 + \frac{y_c^2}{2N^2}.$$

Для малого члена $\frac{y_c^2}{2N^2}$ можно принять

$$\frac{y_c}{N} = l \cos B,$$

тогда

$$\frac{1}{\cos \frac{y_c}{N}} = 1 + \frac{l^2 \cos^2 B}{2}.$$

Теперь формула для $\sin (B_f - B)$ принимает вид

$$\sin (B_f - B) = \frac{l^2}{2} \left(1 - \frac{l^2}{12} \right) \left(1 + \frac{l^2 \cos^2 B}{2} \right) \sin B \cos B.$$

Выразим $(B_f - B)$ в секундах дуги и, ограничиваясь для $\sin (B_f - B)$ одним членом ряда, так как дуга $(B_f - B)$ малая, получаем

$$(B_f - B)'' = \frac{l'^2 \sin B \cos B}{2\rho''} \left(1 - \frac{l^2}{12} \right) \left(1 + \frac{l^2 \cos^2 B}{2} \right).$$

Имея теперь разность широт точек f и d , вычислим искомую длину дуги $fd = x_c - X$

$$x_c - X = \frac{(B_f - B)''}{\rho''} N,$$

$$x_c - X = \frac{N l'^2}{2\rho'^2} \sin B \cos B \left(1 - \frac{l^2}{12} + \frac{l^2}{2} \cos^2 B \right)$$

(при перемножении выражений, стоящих в скобках, последний член $\frac{l^4}{24} \cos^2 B$ ввиду его малости отброшен). Делая дальнейшие преобразования, последовательно будем иметь:

$$x_c - X = \frac{Nl'^2}{2\rho'^2} \sin B \cos B + \frac{Nl'^2}{2\rho'^2} \sin B \cos B \left(\frac{l^2 \cos^2 B}{2} - \frac{l^2}{12} \right),$$

$$x_c - X = \frac{Nl'^2}{2\rho'^2} \sin B \cos B + \frac{Nl'^4}{24\rho'^4} \sin B \cos B (6 \cos^2 B - 1).$$

Так как

$$6 \cos^2 B - 1 = 6 \cos^2 B - \sin^2 B - \cos^2 B = 5 \cos^2 B - \sin^2 B,$$

окончательно получим

$$x_c - X = \frac{Nl'^2}{2\rho'^2} \sin B \cos B + \frac{Nl'^4}{24\rho'^4} \sin B \cos^3 B (5 - \operatorname{tg}^2 B),$$

$$\begin{aligned} x_c = X + (x_c - X) &= X + \frac{Nl'^2}{2\rho'^2} \sin B \cos B + \\ &+ \frac{Nl'^4}{24\rho'^4} \sin B \cos^3 B (5 - \operatorname{tg}^2 B). \end{aligned} \quad (104)$$

§ 120. МАСШТАБ В ПРОЕКЦИИ ГАУССА. УСЛОВИЯ РАВНОУГОЛЬНОСТИ В ПРОЕКЦИИ ГАУССА

Для полосы, расположенной между двумя параллелями шириной до 200—220 км, поверхность эллипсоида может быть принята без ощутимых искажений за шар, радиус которого равен среднему радиусу кривизны $R = \sqrt{MN}$ для средней широты проектируемой полосы. Указанное доказывается в полных курсах высшей геодезии. Мы воспользуемся этим для наших выводов.

На рис. 165 $PABP_1$ — осевой меридиан зоны; QPQ_1P_1 — большой круг, полученный от сечения сферы плоскостью, перпендикулярной осевому меридиану; $QACQ_1$ — экватор.

Для определения масштаба по направлению оси x проведем большой круг $QBDQ_1$, перпендикулярный осевому меридиану, и через равные промежутки малые круги, плоскости которых параллельны плоскости осевого меридиана.

На рис. 166 показана эта же часть сферы в изображении на плоскости в проекции. Прямоугольные оси координат x и y — изображение осевого меридиана и экватора. Большой круг, первый вертикал к осевому меридиану, изобразится прямой линией, параллельной оси y , так как все точки большого круга $QBDQ_1$ имеют одинаковые абсциссы, равные дуге AB . В соответствии с условием проекции Гаусса $ab = AB$. Малые круги изобразятся в проекции кривыми, весьма близкими к прямым, и в данном выводе их можно принять прямыми, параллельными оси x . Расстояние

между этими прямыми прием равными. Эти расстояния пусть будут равны соответствующим дугам шара (сферические ординаты равны ординатам на плоскости).

На рис. 165 видно, что расстояния между экватором $QACQ$ и большим кругом $QBDQ_1$ уменьшаются по мере удаления от осевого меридиана. В то же время на проекции (см. рис. 166) они остаются одинаковыми.

Оси x и y на проекции являются главными направлениями. Масштабы по ним, как видим, различны: по оси y масштаб равен 1, по оси x масштаб единице не равен.

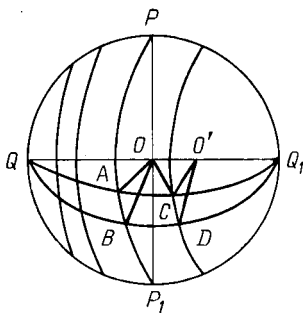


Рис. 165

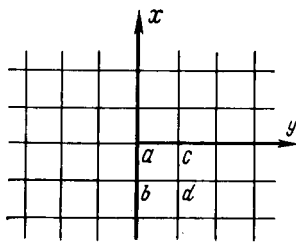


Рис. 166

Определим масштаб по оси x . Для его определения имеем

$$\mu_x = \frac{cd}{CD} = \frac{ab}{CD} = \frac{AB}{CD}.$$

Дуги на сфере, стягиваемые одним и тем же двугранным углом, пропорциональны своим радиусам, т. е.

$$\mu_x = \frac{AB}{CD} = \frac{R}{r},$$

где r — радиус малого круга.

Угол AOC (см. рис. 165) центральный, определяется отношением $\frac{\widehat{AC}}{R}$ или $\frac{y_c}{R}$. Угол OCO_1 равен углу $AOC = \frac{y_c}{R}$ (как внутренние накрестлежащие при параллельных по построению OA и O_1C). Из прямоугольного треугольника O_1CO , в котором OC — гипотенуза, равная R , определим r

$$r = R \cos \frac{y_c}{R},$$

тогда

$$\mu_x = m = \frac{R}{R \cos \frac{y_c}{R}} = \frac{1}{\cos \frac{y_c}{R}} = \sec \frac{y_c}{R}.$$

Разложим $\sec$ в ряд, имеющий вид

$$\sec x = 1 + \frac{1}{2} x^2 + \frac{5}{24} x^4 + \dots$$

Ограничиваясь двумя членами ряда, получим

$$\mu_x = m = 1 + \frac{y_c^2}{2R^2}. \quad (105)$$

Равноугольность проекции требует, чтобы в каждой точке на проекции масштабы по главным направлениям были равны. В проекции Гаусса это означает

$$n = m = 1 + \frac{y_c^2}{2R^2}. \quad (106)$$

Под этим условием вычисляют ординаты точек по их прямоугольным сфероидическим величинам. В каждой точке проекции бесконечно малый элемент ординаты надо увеличивать во столько же, во сколько в этих точках увеличивается самим проктированием бесконечно малый элемент абсциссы.

Таким образом, в проекции Гаусса масштаб в каждой точке зависит только от ординаты точки и искажения возрастают по мере удаления точек от осевого меридиана зоны.

Т а б л и ц а 68

Масштабы на краю шестиградусной зоны

Масштаб	Широта						
	0°	15°	30°	45°	60°	75°	90°
$m = n$	1,0014	1,0013	1,0010	0,0007	1,0004	1,0001	1,0000
P	1,0028	1,0026	1,0020	1,0014	1,0008	1,0002	1,0000

§ 121. ФОРМУЛЫ ВЫЧИСЛЕНИЯ КООРДИНАТ ГАУССА ПО ГЕОДЕЗИЧЕСКИМ КООРДИНАТАМ И ГЕОДЕЗИЧЕСКИХ КООРДИНАТ ПО КООРДИНАТАМ ГАУССА

Координаты точек в проекции Гаусса кратко называют **к о о р - д и н а т а м и Г а у с с а**.

По условиям проекции абсциссы x точек в координатах Гаусса равны сфероидическим абсциссам x_c , поэтому, согласно § 119

$$x = X + \frac{Nl'^2}{2\rho'^2} \sin B \cos B + \frac{Nl'^4}{24\rho'^4} \sin B \cos^3 B (5 - \operatorname{tg}^2 B). \quad (107)$$

Но ординаты y точек в координатах Гаусса не равны их сфероидическим ординатам y_c , как это было видно в § 120. Ординаты точек y надо получать с условием масштаба

$$n = 1 + \frac{y_c^2}{2R^2}.$$

Поэтому формулой (102) пользоваться нельзя. Не приводя выводов, напомним, что ординаты точек y получают по формуле

$$y = \frac{l''}{\rho''} N \cos B + \frac{l''^3}{6\rho''^3} N \cos^3 B (1 - \operatorname{tg}^2 B). \quad (108)$$

Напомним, что по формулам (107) и (108) можно делать вычисления в пределах двухградусной зоны, т. е. при $l \leq 1^\circ$. При $l > 1^\circ$ применяют полные, значительно более сложные формулы*.

Вычисления по этим полным формулам весьма громоздки, сложны и трудоемки. Поэтому на основании их для облегчения

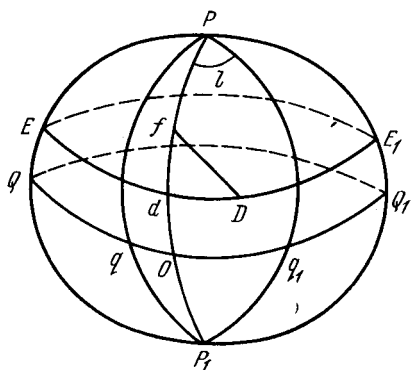


Рис. 167

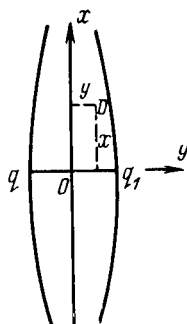


Рис. 168

вычислений составлены специальные «Таблицы для вычисления плоских координат Гаусса». Для удобства пользования таблицами и сокращения записей при вычислении эти формулы при составлении таблиц преобразованы и приведены к виду рядов по степеням l и y . Не раскрывая выражений отдельных членов этих рядов, приведем в окончательном виде практически применяемые формулы:

$$\left. \begin{aligned} x - X &= a_2 l^2 + a_4 l^4 + a' k_5; & x &= X + (x - X), \\ y &= b_1 l + b_3 l^3 + b' k_5; & \gamma &= c_1 l + c_3 l^3 + c' k_5. \end{aligned} \right\} \quad (109)$$

На рис. 167 показано определение точки на поверхности эллипсоида прямоугольными сфероидическими координатами и на рис. 168 определение этой же точки координатами Гаусса. Для исключения отрицательных значений ординат ординаты точек на осевом меридиане принимают равными 500 км. Такие координаты называют «преобразованными».

На рис. 167 $P_1 f d O P_1$ — осевой меридиан зоны, $Q q O q_1 Q_1$ — экватор; $E d D E_1$ — параллель точки D ; $P q P_1 q_1 P$ — зона; дуга $O d f$ —

* Полные формулы приводятся в полном курсе П. С. Закатова «Высшая геодезия».

сфероидическая абсцисса x_c точки D ; дуга fD — сфероидическая ордината y_c точки D .

Формулы вычисления геодезических координат B и L по известным координатам x и y Гаусса получают из совместного решения полных формул вычисления x и y способом приближений. Практически вычисления в этой задаче делают, применяя таблицы, по следующим формулам:

$$\left. \begin{aligned} B_f - B &= A_2 y^2 + A_4 y^4 + A' k_6; & B &= B_f - (B_f - B), \\ l &= y \cdot b_f \cdot 10^{-5} + B' k_5; & b_f &= b_1 + B_3 y^2; & L &= L_0 + l. \end{aligned} \right\} \quad (110)$$

В указанных выше «Таблицах» даны подробные объяснения, как пользоваться ими и приведены примеры с полными вычислениями обеих задач, поэтому здесь эти вычисления не приводим.

§ 122. ГАУССОВО СБЛИЖЕНИЕ МЕРИДИАНОВ

На рис. 169 схематически показано в проекции Гаусса изображение: Pf — осевой меридиан зоны, PD — меридиан в точке D , DC — линия, параллельная осевому меридиану на поверхности эллипсоида, y — ордината точки D , t — сближение меридианов на эллипсоиде, называемое геодезическое сближение меридианов, γ — сближение меридианов на плоскости, называемое Гауссово сближение меридианов. Гауссово сближение меридианов — это угол между изображением меридиана и направлением, параллельным оси x в данной точке.

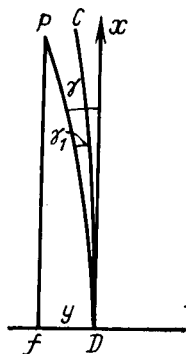


Рис. 169

Проекция равноугольная, следовательно, угол t в проекции равен его величине на эллипсоиде и определяется формулой (103).

Гауссово сближение меридианов γ мало отличается от геодезического сближения меридианов t , и практически их можно считать равными. Точная же величина Гауссова сближения меридианов такая:

$$\begin{aligned} \gamma'' &= l'' \sin B + \frac{l''^3}{3\rho''^2} \sin B \cos^2 B (1 + 3\eta^2 + 2\eta^4) + \\ &+ \frac{l''^5}{15\rho''^4} \sin B \cos^4 B (2 - \operatorname{tg}^2 B), \end{aligned} \quad (111)$$

где $\eta = \cos B \sqrt{\frac{e^2}{1-e^2}}$ и, в свою очередь, $e = \sqrt{\frac{a^2 - b^2}{a^2}}$.

Обычно, когда не требуется большая точность, пользуются только первым членом формул (103) и (111)

$$\gamma = l \sin B,$$

где $l = L - L_0$.

Погрешность в угле γ , вычисленная по этой формуле, на краю шестиградусной зоны ($l \leq 3^\circ$) не превысит $\pm 4''$, на краю трехградусной зоны ($l \leq 1,5^\circ$) — $\pm 0,5''$.

Гауссово сближение меридиан γ выразится в тех же угловых единицах, в которых взята l , и будет иметь тот же знак, который будет у l .

Сближение меридианов и координаты вычисляют одновременно.

§ 123. ПЕРЕНОС ЛИНИЙ С ПОВЕРХНОСТИ ЭЛЛИпсоИДА НА ПЛОСКОСТЬ (РЕДУЦИРОВАНИЕ РАССТОЯНИЙ)*

Линия на поверхности эллипсоида (геодезическая линия, нормальное сечение) длиной S изображается в проекции Гаусса кривой, имеющей длину s (рис. 170).

Обозначим бесконечно малые элементы этих линий соответственно через dS и ds . По определению масштаба и согласно (106) можем написать

$$\frac{ds}{dS} = m = n = 1 + \frac{y_c^2}{2R^2}.$$

Заменим сфероидическую ординату y_c ординатой Гаусса. Тогда получим

$$ds = \left(1 + \frac{y^2}{2R^2}\right) dS.$$

Небольшие по длине линии (до 10—12 км) можно практически считать бесконечно малыми в сравнении с размерами Земли и принять

$$dS = S \text{ и } ds = s.$$

Для ординаты y примем среднее значение y_m из ординат конечных точек линии, тогда

$$s = \left(1 + \frac{y_m^2}{2R^2}\right) S; \quad s = S + \frac{y_m^2}{2R^2} S. \quad (112)$$

Радиус R можно брать для средней широты значительной по размерам территории.

Величина $\frac{y_m^2}{2R^2}$ всегда положительная, следовательно, длины изображений линий в проекции Гаусса всегда больше длин соответствующих линий на поверхности эллипсоида.

Формула (112) показывает, что в длины линий, которые переносят с эллипсоида на проекцию Гаусса (измеренные базисные

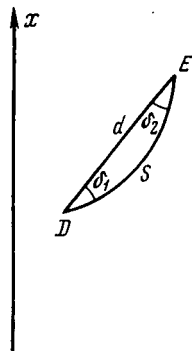


Рис. 170

* Под переносом линии с поверхности эллипсоида на плоскость понимается определение ее длины на проекции, когда линия непосредственно измерена на поверхности эллипсоида.

стороны триангуляции, стороны полигонометрических ходов) нужно вводить поправку, равную $\frac{y_m^2}{2R^2} S$.

Эта поправка называется р е д у к ц и е й р а с с т о я н и я.

Искажения длин линий в проекции Гаусса показаны в табл. 69 и 70.

Т а б л и ц а 69

Относительные искажения в зависимости от удаления
(от величины y_m) линии от осевого меридиана зоны

В километрах	Относительные искажения	В километрах	Относительные искажения
50	1 : 32 000	200	1 : 2500
100	1 : 8 000	250	1 : 1300
150	1 : 3 500	300	1 : 900

Т а б л и ц а 70

Относительные искажения длин линий на краях
6° зоны в различных широтах

Широта	Относительные искажения	Широта	Относительные искажения
0°	1 : 720	45	1 : 1430
30	1 : 1000	60	1 : 2500

Углы δ_1 и δ_2 , которые составляет кривая с хордой, малые, поэтому практически можно принять длину хорды равной длине кривой. Обозначая длину хорды через d , можем написать

$$d = S + \frac{y_m^2}{2R^2} S. \quad (113)$$

Этой формулой можно пользоваться в 3 и 4 классах и в сетях сгущения. В триангуляции 2 класса применяют более полную формулу

$$d = S + \frac{y_m^2}{2R^2} S + \frac{(y_2 - y_1)^2}{24R^2} S. \quad (114)$$

Здесь y_1 и y_2 — ординаты начальной и конечной точек линии. Ординаты точек достаточно вычислять с точностью до 15 м.

**§ 124. ПЕРЕНОС НАПРАВЛЕНИЙ С ПОВЕРХНОСТИ
ЭЛЛИпсоИДА НА ПЛОСКОСТЬ (РЕДУЦИРОВАНИЕ
НАПРАВЛЕНИЙ).^{*} ФОРМУЛА ВЫЧИСЛЕНИЯ
ДИРЕКЦИОННОГО УГЛА НАПРАВЛЕНИЯ**

Стороны треугольников триангуляции при переносе с поверхности эллипсоида на плоскость в проекции Гаусса изображаются кривыми, вогнутостью направленными в сторону оси абсцисс. Углы между этими кривыми, считающиеся как углы между касательными к кривым в вершине угла, по условию равноугольности проекции равны измеренным на местности (на эллипсоиде, § 114).

Чтобы иметь возможность решать треугольники по правилам прямолинейной тригонометрии, от криволинейных сторон переходят к прямолинейным, заменяя кривые хордами. Углы в новых

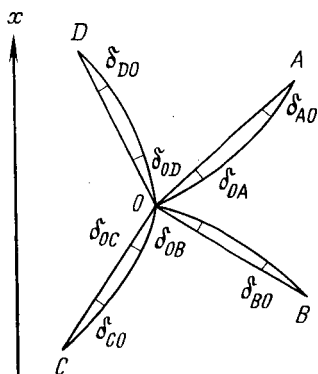


Рис. 171

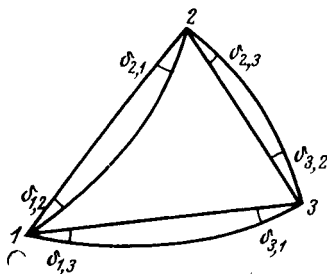


Рис. 172

треугольниках с прямолинейными сторонами отличаются от углов с криволинейными сторонами, а следовательно, и от измеренных на величины, зависящие от углов между кривыми и хордами. Заменяя кривые (действительные) изображения сторон угла хордами, изменяем направление сторон угла на величины δ (рис. 171). Следовательно, эти величины нужно рассматривать как поправки к измеренным направлениям при переходе от криволинейного их изображения к прямолинейному. Поэтому углы δ называются поправками за кривизну изображения геодезических линий на плоскости в проекции Гаусса, или кратко редуциями направлений. Направления же, в которые введены эти поправки, называются редуцированными на плоскость направлениями.

^{*} Под переносом направления с поверхности эллипсоида на плоскость понимается определение его величины на проекции при прямолинейном изображении линии.

На рис. 171 изображены направления OA , OB , OC , OD , измеренные на пункте O . Углы между кривыми и хордами обозначим соответственно δ_{OA} , δ_{OB} , δ_{OC} , δ_{OD} . Обозначая, как принято, координаты начальной точки направления через x_1 и y_1 и координаты конечной точки направления через x_2 и y_2 , для величины угла δ в триангуляции 2 класса имеем формулу

$$\delta_{1,2} = \frac{1}{3} f(x_1 - x_2)(2y_1 + y_2). \quad (115)$$

Эта формула показывает, что в зависимости от того $x_2 > x_1$ или $x_1 > x_2$, а также от положительной или отрицательной величины суммы $(2y_1 + y_2)$, поправка δ получается положительной

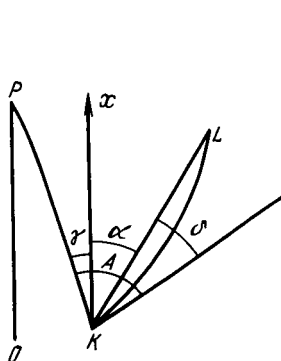


Рис. 173

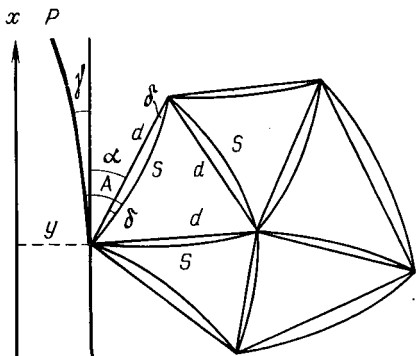


Рис. 174

или отрицательной. Поправку δ нужно всегда алгебраически прибавлять к измеренным направлениям. Обозначим измеренные направления через M , редуцированные — через N и рассмотрим треугольник, вершины которого обозначены 1, 2, 3 (рис. 172), то для его редуцированных углов, согласно (115), следует написать:

$$\angle 1 = N_{1,3} - N_{1,2} = (M_{1,3} - M_{1,2}) + (\delta_{1,3} - \delta_{1,2}),$$

$$\angle 2 = N_{2,1} - N_{2,3} = (M_{2,1} - M_{2,3}) + (\delta_{2,1} - \delta_{2,3}),$$

$$\angle 3 = N_{3,2} - N_{3,1} = (M_{3,2} - M_{3,1}) + (\delta_{3,2} - \delta_{3,1}).$$

Складывая левые и правые части этих равенств, получим

$$180^\circ = 180^\circ + \varepsilon + (\delta_{1,3} - \delta_{1,2}) + (\delta_{2,1} - \delta_{2,3}) + (\delta_{3,2} - \delta_{3,1})$$

или

$$(\delta_{1,3} - \delta_{1,2}) + (\delta_{2,1} - \delta_{2,3}) + (\delta_{3,2} - \delta_{3,1}) = -\varepsilon. \quad (116)$$

Этим равенством пользуются для контроля вычисления поправок δ .

Координаты точек для вычисления поправок δ достаточно знать с точностью до 10 м.

Получим теперь формулу для вычисления дирекционного угла геодезической линии.

На рис. 173 показано изображение в проекции Гаусса: OP — осевой меридиан зоны, PK — меридиан в точке K , KL — геодезическая линия, A — азимут геодезической линии, α — дирекционный угол геодезической линии, γ — сближение меридианов, δ — редукция направления.

Непосредственно по рисунку видно, что (с учетом знаков)

$$\alpha = A - \gamma + \delta_{KL}. \quad (117)$$

§ 125. ИЗОБРАЖЕНИЕ СЕТИ ТРИАНГУЛЯЦИИ В ПРОЕКЦИИ ГАУССА. ПЕРЕНОС СЕТИ ТРИАНГУЛЯЦИИ С ПОВЕРХНОСТИ ЭЛЛИПСОИДА НА ПЛОСКОСТЬ В ПРОЕКЦИИ ГАУССА

Рассмотрев в предыдущих параграфах правила переноса с поверхности эллипсоида на проекцию точки, линии, направления, можно теперь представить перенос на плоскость сети триангуляции, как схематически изображено на рис. 174. Дополнительных пояснений рисунок не требует.

Перенос сети триангуляции с поверхности эллипсоида на плоскость заключается, в конечном счете, в переходе от эллипсоидальных треугольников к соответственно подобным им плоским с прямолинейными сторонами и в получении координат Гаусса для всех пунктов сети.

Данными для построения сети триангуляции являются широты и долготы одного или нескольких пунктов, длины базисных сторон и их азимуты и измеренные на местности углы (направления). Перенеся эти элементы сети триангуляции по правилам проекции на плоскость, координаты всех остальных пунктов сети получают вычислениями на плоскости.

Рассмотрим последовательно вычислительные действия, которые выполняют при переносе сети триангуляции с поверхности эллипсоида на плоскость, связав их (для большей наглядности) с сетью, принятой нами для предварительных вычислений в главе V (см. рис. 88).

1. По известным геодезическим широтам и долготам исходных пунктов вычисляют их прямоугольные координаты и сближение меридианов, как указано в § 121 и 122.

Исходным пунктом рассмотренной нами сети является пункт базисной стороны I класса В а с и н о, для которого

$$B = 57^{\circ}38'10,00''; \quad L = 40^{\circ}0,5'15,500''.$$

Соответственно этим данным при вычислении получим

$$x = 6391387,451 \text{ м}; \quad y = 64965,750 \text{ м},$$

$$\gamma = +55'7,40''.$$

2. На концах базисных сторон по известным их азимутам вычисляют дирекционные углы (§ 124). Сначала получают приближенный дирекционный угол α_0

$$\alpha_0 = A - \gamma.$$

Далее с этим дирекционным углом и длиной S базисной стороны, спроектированной на поверхность эллипсоида, как сказано в гл. VIII, вычисляют приближенные координаты другой конечной точки базисной стороны по известным формулам

$$x_2 = x_1 + S \cos \alpha_0; \quad y_2 = y_1 + S \sin \alpha_0.$$

Имея координаты обоих концов базисной стороны, вычисляют для ее направления поправку δ (§ 124) и получают окончательный дирекционный угол

$$\alpha = \alpha_0 + \delta.$$

В рассматриваемой нами сети исходной стороной является базисная сторона В а с и н о — К о м а р о в о триангуляции 1 класса, для которой были получены геодезический азимут $A = 17^\circ 9' 32,85''$ и длина на поверхности эллипсоида $S = 22\,626,192$ м.

При вычислении получили

$$\alpha_0 = 17^\circ 9' 32,85'' - 55' 7,40'' = 16^\circ 14' 25,45''.$$

Приближенные координаты пункта К о м а р о в о:

$$\Delta x = 22\,626 \times \cos 16^\circ 14' 25'' = 21\,723,2 \text{ м},$$

$$\Delta y = 22\,626 \times \sin 16^\circ 14' 25'' = 6\,327,7 \text{ м},$$

$$x = 6\,413\,110,7 \text{ м}; \quad y = 71\,292,4 \text{ м};$$

$$\delta = -3,68''; \quad \alpha = 16^\circ 14' 25,45'' - 3,68'' = 16^\circ 14' 21,77''.$$

3. Спроектированные на поверхность эллипсоида длины базисных сторон редуцируют на плоскость (§ 123).

Редуцированная на плоскость длина стороны В а с и н о — К о м а р о в о получилась равной

$$d = 22\,627,479 \text{ м}$$

(вычислена по формуле, применяемой в триангуляции 1 класса).

Заметим, что вычислительные действия, указанные в пунктах 1, 2 и 3, относятся к подготовке исходных данных.

4. Для всех измеренных направлений вычисляют поправки δ за кривизну изображения геодезических линий на плоскости в проекции Гаусса и получают редуцированные на плоскость направления (§ 124).

§ 126. ПРЕОБРАЗОВАНИЕ КООРДИНАТ ГАУССА ИЗ ОДНОЙ ЗОНЫ В ДРУГУЮ

Ходы полигонометрии, прокладываемые между пунктами триангуляции, нередко имеют начальный пункт, расположенный в одной зоне, а конечный в другой — смежной. В сети триангуляции, подлежащей уравниванию, одна часть исходных пунктов может находиться в одной зоне, а другая в смежной. И в том, и в другом случае часть пунктов будет иметь координаты Гаусса в одной системе (1-й зоны), а часть пунктов в другой системе (2-й зоны).

Уравнительные вычисления делают в системе координат одной зоны, поэтому для возможности уравнивания возникает необходимость для части исходных пунктов иметь координаты Гаусса и в другой, смежной зоне, в которой будут делать уравнивание.

Приходится решать следующую задачу: для пункта известны координаты Гаусса x_1, y_1 в зоне с осевым меридианом, имеющим долготу L_1 (1-я зона), требуется вычислить координаты Гаусса x_2, y_2 этого пункта в смежной зоне с осевым меридианом, имеющим долготу $L_2 = L_1 + l$ (2-я зона)

Эта задача носит название преобразования координат Гаусса из одной зоны в другую и может быть решена различными способами. Самый простой по идее способ заключается в следующем. По известным координатам x_1 и y_1 пункта вычисляют геодезические широту B и долготу L , затем по широте и долготе вычисляют координаты x_2 и y_2 в смежной зоне. Эти вычисления требуют значительного времени, поэтому указанный способ применяют редко, когда нужно преобразовать координаты небольшого числа пунктов с большой точностью.

Рассмотрим теперь другой способ. Допустим, что триангуляция, пункты которой находятся в двух смежных зонах, уравнена во 2-ой зоне. (В эту зону были предварительно преобразованы координаты исходных пунктов, находящихся в 1-ой зоне, указанным выше способом). Теперь нужно для пунктов, находящихся в 1-ой зоне, сделать преобразование координат из 2-ой зоны в 1-ую зону

Пунктов значительное количество, поэтому преобразование координат делают так. Из уравненных направлений с пунктов, расположенных в 1-ой зоне (а для обеспечения перекрытия зон, еще и с пунктов, находящихся в 2-ой зоне близ ее крайнего меридиана), исключают редукцию направлений δ и получают уравненные направления на поверхности эллипсоида.

Теперь на основе известных координат Гаусса исходных пунктов, находящихся в 1-ой зоне, эти направления с поверхности эллипсоида редуцируют на плоскость в 1-ой зоне. И наконец, с редуцированными направлениями и известными координатами исходных пунктов, вычисляют координаты остальных пунктов в 1-ой зоне.

Для преобразования координат Гаусса из одной зоны в другую имеется и ряд специальных таблиц, составленных по различному принципу. Применяют таблицы А. М. Вировца и Б. Н. Рабиновича, Е. Е. Бирюкова, С. П. Герасименко и А. В. Буткевича, таблицы, составленные на основании формул В. П. Морозова и др. Преобразование координат по таблицам позволяет получать их с различной точностью от 0,02 до 2 м.

Объяснение как пользоваться таблицами и примеры с решениями даны в самих таблицах, поэтому здесь их не приводим.

Чтобы уменьшить необходимость преобразования координат, принято в полосе шириной в 1° по долготе (по $30'$ к востоку и западу от общего, раздельного, меридиана смежных зон) координаты пунктов триангуляции давать в каталогах в обеих зонах. Эта мера приводит к сокращению случаев необходимости преобразования координат пунктов из одной зоны в другую, но не исключает их, особенно в связи с применением трехградусных зон в районах крупномасштабных топографических съемок (в каталогах координаты дают в шестиградусных зонах).

Рассмотрим таблицы А. М. Вировца и Б. Н. Рабиновича, служащие для преобразования координат из трехградусной в смежную трехградусную, из трехградусной в шестиградусную и обратно и из шестиградусной зоны в смежную шестиградусную. Последняя задача решается последовательно: сперва преобразование в смежную трехградусную зону и далее преобразование из последней в смежную шестиградусную. Преобразования, связанные с шестиградусными зонами, ограничены удалением от осевого меридиана $3^\circ 30'$ долготы. Погрешность перевода из зоны в зону по этим таблицам не превышает 0,02 м.

Формулы, используемые этими таблицами, для перевода координат из зоны в зону следующие:

$$\Delta y = y_1 - y_0,$$

$$x_2 = x_0 + (a + b \Delta y \cdot 10^{-10}) \Delta y + c,$$

$$y_2 = \Delta y + (a_1 + b_1 \Delta y \cdot 10^{-10}) \Delta y + c_1,$$

где y_0 — ордината вспомогательной точки P в системе первой зоны, лежащей на изображении осевого меридиана второй зоны и имеющей абсциссу, равную абсциссе данной точки x_1 ; x_0 — дуга осевого меридиана от экватора до параллели вспомогательной точки P .

Значение величин x_0 , y_0 и коэффициентов a , b , a_1 , b_1 приводятся в таблицах в метрах и выбираются по значениям x_1 . Поправки c и c_1 выбираются по аргументам x_1 и Δy . Поправке c придается знак, обратный знаку Δy .

Контролем вычислений служит обратный перевод координат.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. *Ассур В. Л., Муравин М. М.* Руководство по летней геодезической и топографической практике. М., Недра, 1975.
2. *Ангелов С. А.* Таблицы поправок за центрировку и редукцию. М., Геодезиздат, 1951.
3. *Бомфорд М.* Геодезия. М., Геодезиздат, 1958.
4. *Буланов А. И., Данилов В. В., Закатов П. С.* и др. Геодезия ч. 1. М., Геодезиздат, 1962.
5. *Болотов П. А., Шубин С. В., Рейман И. А.* Практикум по основным геодезическим работам. М., Недра, 1977.
6. *Брыкин П. А.* Экономика, организация и планирование геодезических и топографических работ. М., Недра, 1973.
7. *Вировец А. М., Рабинович Б. Н.* Таблицы для преобразования прямоугольных координат. М., Геодезиздат, 1950.
8. *Вировец А. М.* Высшая геодезия. М., Недра, 1970.
9. *Временная инструкция по предварительным вычислениям триангуляции и полигонометрии.* М., Недра, 1974.
10. *Ганьшин В. Н., Коськов Б. И., Хренов Л. С.* Справочное руководство по крупномасштабным съемкам. М., Недра, 1977.
11. *Гришин Б. С.* Высоточные оптические теодолиты. М., Геодезиздат, 1958.
12. *Данилов В. В.* Точная полигонометрия. М., Геодезиздат, 1953.
13. *Данилов В. В., Хренов Л. С., Кожевников Н. П., Кононов Н. С.* Геодезия. М., Недра, 1974.
14. *Друтман Г. В.* и др. Справочное пособие по рекогносцировке триангуляции и полигонометрии. М., Геодезиздат, 1962.
15. *Единые нормы выработки (времени) на геодезические и топографические работы.* Ч. 1. М., Недра, 1966.
16. *Елисеев С. В.* Геодезическое инструментоведение. М., Геодезиздат, 1952.
17. *Закатов П. С.* Курс высшей геодезии. М., Недра, 1976.
18. *Захаров А. И.* Новые теодолиты и оптические дальномеры. М., Недра, 1970.
19. *Зданович В. Г., Белоликов А. Н., Гусев Н. А., Звонарев К. А.* Высшая геодезия. Госгортехиздат, 1970.
20. *Инструкция по построению государственной геодезической сети СССР.* М., Недра, 1966.
21. *Инструкция по нивелированию I, II, III и IV классов.* М., Недра, 1974.
22. *Инструкция по вычислению нивелировок.* М., Недра, 1971.
23. *Инструкция по топографической съемке в масштабах 1 : 5000, 1 : 2000, 1 : 1000 и 1 : 500.* М., Недра, 1973.
24. *Иордан В., Эггерт О., Кнейсель М.* Руководство по высшей геодезии. М., Госгеолтехиздат, 1963.
25. *Каврайский В. В.* Математическая картография. Редбаза Госкартотреста, 1934.
26. *Колупаев А. П., Кутузов М. Н., Муравин М. М., Саенко Д. В.* Геодезия. Ч. II. М., Геодезиздат, 1958.
27. *Конусов В. Г.* Предвычисление точности полигонометрических ходов. М., Недра, 1966.
28. *Коськов Б. И.* Городская полигонометрия. М., Геодезиздат, 1962.
29. *Коськов Б. И.* Справочное руководство по съемке городов. М., Недра, 1974.
30. *Кочетов Ф. Г.* Нивелиры с самоустанавливающейся линией визирования. М., Недра, 1969.
31. *Красовский Ф. Н., Данилов В. В.* Руководство по высшей геодезии. М., Редбуро ГУГСК, 1938.

32. Красовский Ф. Н. Избранные сочинения. Т. I. 1953, т. II, 1956. М., Геодезиздат.
33. Леонтович В. Г. Уход за геодезическими инструментами. Изд. Академии архитектуры СССР, 1953.
34. Литвинов Б. А. Основные вопросы построения и уравнивания полигонометрических сетей. М., Геодезиздат, 1962.
35. Михневич Г. В. и др. Геодезия. Ч. II, М., Недра, 1964.
36. Практическое руководство по вычислению триангуляции. РИО, ВТС, 1961.
37. Проворов К. Л. О точности сплошных сетей триангуляции. М., Геодезиздат, 1956.
38. Проворов К. Л. О построении сплошных сетей триангуляции. М., Геодезиздат, 1957.
39. Руководство по применению ственных знаков в полигонометрических и теодолитных ходах. М., Недра, 1972.
40. Руководство и таблицы по короткобазисной и параллактической полигонометрии. М., Недра, 1968.
41. Рытов А. В., Спиридонов А. И. Геодезические приборы для крупномасштабных топографических съемок. М., Недра, 1977.
42. Селиханович В. Г., Логинова Г. П. Задачник по геодезии. М., Недра, 1970.
43. Соловьев И. Д. Картографические проекции. М., ОНТИ, 1937.
44. Соловьев А. Ф. и др. Геодезия. Ч. I, 1962, ч. II, 1966. М., Воениздат.
45. Судakov С. Г. Основные геодезические сети. М., Недра, 1975.
46. Справочник геодезиста. Ч. I и II. М., Недра, 1975.
47. Таблицы для вычисления плоских прямоугольных координат Гаусса. М., Геодезиздат, 1958.
48. Тарди П., Лаклавер Ж. Геодезия. М., Геодезиздат, 1960.
49. Тетерин Е. Н. и др. Организация и планирование геодезических и топографических работ. М., Недра, 1965.
50. Труды ЦНИИГАиК Вып. 132. М., Геодезиздат, 1960.
51. Урмаев Н. А. Сферическая геодезия. РИО, ВТС, 1955.
52. Урмаев Н. А. Руководство по обработке триангуляции. УВТ РКК, 1932.
53. Успенский М. С. Рекогносцировка пунктов триангуляции. Труды ЦНИИГАиК, вып. 77. М., Геодезиздат, 1951.
54. Филоненко А. С., Щипицын Н. Г. Практикум по высшей геодезии. М., Недра, 1965.
55. Христов В. К. Координаты Гаусса—Крюгера на эллипсоиде вращения. М., Геодезиздат, 1957.
56. Чеботарев А. С., Селиханович В. Г., Соколов М. Н. Геодезия. ч. II. Геодезиздат, 1962.
57. Шишкин В. Н. Рекогносцировка пунктов триангуляции. М., Геодезиздат, 1959.
58. Шерман Д. С. Руководство по камеральной обработке базисов 1, 2, 3 классов. М., Геодезиздат, 1961.

ОГЛАВЛЕНИЕ

Предисловие	3
Глава I. Введение	5
§ 1. Предмет и задачи высшей геодезии	5
§ 2. Понятие о форме и размерах Земли	7
§ 3. Градусные измерения	8
§ 4. Понятие о фигуре Земли	10
§ 5. Основные линии и плоскости эллипсоида	12
§ 6. Уклонения отвесных линий	13
§ 7. Системы координат	15
§ 8. Понятие об измерении силы тяжести	18
§ 9. Исходные геодезические даты	19
§ 10. Основные геодезические работы	20
Глава II. Нивелирование I и II классов	25
§ 11. Основные положения о государственной нивелирной сети СССР	25
§ 12. Основное отличие нивелирования I и II классов от нивелирования III и IV классов	27
§ 13. Приборы, применяемые при нивелировании I и II классов	30
§ 14. Поверки и испытания высокоточных нивелиров типа Н-05	42
§ 15. Нивелирные рейки и их испытания	52
§ 16. Составление проекта, рекогносцировка и закрепление нивелирных линий	55
§ 17. Нивелирование I и II классов. Работа на станции. Полевой журнал	58
§ 18. Особые случаи нивелирования I и II классов. Привязка с помощью подвесной рейки	66
§ 19. Источники погрешностей нивелирования I и II классов	73
§ 20. Предварительные вычисления	77
§ 21. Сведения по организации нивелирования I и II классов	79
Глава III. Общее положение о триангуляции СССР. Угломерные приборы, их поверки и испытания	81
§ 22. Положение о триангуляции в СССР	81
§ 23. Последовательность и краткое содержание работ по построению сетей триангуляции	86
§ 24. Приборы и их характеристика	87
§ 25. Круги и оси оптических теодолитов	89
§ 26. Оптические микрометры	91
§ 27. Окулярный микрометр	95
§ 28. Отсчитывание по лимбам	96
§ 29. Теодолит ОТ-02М	99
§ 30. Теодолит Т2	105
§ 31. Теодолиты Т05 и Т1	113
§ 32. Зенитные расстояния. Рен	116
§ 33. Поверки и юстировки теодолитов	117
§ 34. Испытания угломерных приборов	120
§ 35. Испытание правильности работы оптического микрометра	120
§ 36. Испытание эксцентриситета алидады горизонтального круга	124
§ 37. Испытание эксцентриситета горизонтального круга	127
§ 38. Испытание систематических погрешностей измерения углов, связанных с люфтом подъемных винтов и азимутальным смещением круга	128
	395

§ 39. Определение рена оптического микрометра	131
§ 40. Определение цены деления окулярного микрометра	133
§ 41. Уход за оптическими теодолитами	135
Г л а в а IV. Измерение горизонтальных углов, направлений и зенитных расстояний	139
§ 42. Источники погрешностей при угловых измерениях и погрешности личные	139
§ 43. Погрешности приборов	140
§ 44. Погрешности, вызванные влиянием внешней среды	152
§ 45. Поправка за наклон оси вращения алидады	158
§ 46. Выгоднейшее время для измерения горизонтальных углов и зенитных расстояний. Методы высокоточных угловых измерений	161
§ 47. Общие правила наблюдений	164
§ 48. Измерение направлений по способу круговых приемов (способ Струве)	165
§ 49. Измерение горизонтальных углов во всех комбинациях (способ Шрейбера)	171
§ 50. Способ неполных приемов (способ Аладжалова)	177
§ 51. Измененный способ измерения углов в комбинациях (способ Томилина)	178
§ 52. Сравнительная оценка способов наблюдений	179
§ 53. Привязка ориентирных пунктов	180
§ 54. Элементы приведения	182
§ 55. Графический способ определения элементов приведения	185
§ 56. Аналитический способ определения элементов приведения	189
§ 57. Измерение зенитных расстояний	192
§ 58. Вычисление превышений по результатам геодезического нивелирования	193
§ 59. Определение коэффициента рефракции	196
§ 60. Точность геодезического нивелирования	197
§ 61. Определение высоты теодолита и визирной цели над центром пункта	199
§ 62. Полевые вычисления и полевой контроль	202
§ 63. Сведения по организации наблюдений	208
Г л а в а V. Предварительные вычисления в триангуляции и вычисление рабочих координат	211
§ 64. Цель, содержание и последовательность предварительных вычислений	211
§ 65. Составление ведомостей уравнивания углов и направлений и ведомости соединенных зенитных расстояний. Сводка результатов измерений	212
§ 66. Предварительное решение треугольников и вычисление их сферических избытков	217
§ 67. Вычисление поправок в направления за центрировку и редукцию. Поправки за уклонение отвесных линий и за высоту наблюдаемой цели	220
§ 68. Вычисление поправок за кривизну изображения геодезических линий на плоскости в проекции Гаусса (редуцирование направлений). Карточка предварительной обработки	222
§ 69. Уравнивание групп наблюдений	225
§ 70. Определение невязок в треугольниках. Оценка точности угловых измерений	226
§ 71. Полусное условие	228
§ 72. Вычисление рабочих координат пунктов триангуляции	230
§ 73. Порядок вычисления рабочих координат пунктов сети триангуляции методом последовательной вставки	231

§ 74. Вычисление превышений, определенных тригонометрическим нивелированием	235
§ 75. Уравнивание высот пунктов сети триангуляции	236
§ 76. Итоговые документы предварительной обработки триангуляции	239
Глава VI. Действие погрешностей в триангуляции	241
§ 77. Погрешность связующей стороны ряда триангуляции	241
§ 78. Погрешность азимута (дирекционного угла) связующей стороны. Продольный и поперечный сдвиги ряда	246
§ 79. Общее понятие о пунктах Лапласа	250
§ 80. Обратный вес логарифма стороны	251
§ 81. Выгоднейшая форма треугольника	253
§ 82. Понятие об оценке точности элементов в сплошной сети триангуляции	254
§ 83. Краткие сведения о точности трилатерации	256
Глава VII. Составление проекта триангуляционных сетей и рекогносцировка пунктов	258
§ 84. Проектирование триангуляционных сетей	258
§ 85. Собственно проектирование	261
§ 86. Содержание технических проектов	264
§ 87. Рекогносцировка пунктов триангуляции	265
§ 88. Особенности рекогносцировки в различных физико-географических условиях	270
§ 89. Расчет высот знаков	275
§ 90. Рекогносцировка базисных сторон, базисов и базисных сетей	
§ 91. Организация работ при рекогносцировке	281
Глава VIII. Полигонометрия	284
I. Полигонометрия главного геодезического обоснования	284
§ 92. Сущность и назначение полигонометрии для создания главного геодезического обоснования	284
§ 93. Классификация и схемы построения полигонометрических ходов и сетей	285
§ 94. Последовательность работ в полигонометрии	290
§ 95. Угловые измерения. Приборы. Основные источники погрешностей измерений	290
§ 96. Линейные измерения. Понятие о нормальных мерах длины и устройстве компараторов	293
§ 97. Понятие о непосредственном измерении длин линий в полигонометрии. Базисный прибор Едерина	298
§ 98. Общие сведения о светодальномерах и радиодальномерах	302
§ 99. Действие погрешностей угловых и линейных измерений	305
§ 100. Предвычисление точности полигонометрических ходов. Общие сведения о составлении проекта и рекогносцировке	314
§ 101. Передача высот на пункты полигонометрии	317
§ 102. Обработка результатов угловых и линейных измерений	318
§ 103. Достоинства и недостатки методов полигонометрии и триангуляции	323
II. Полигонометрия сетей сгущения	325
§ 104. Сущность, назначение и классификация полигонометрии сетей сгущения	325
§ 105. Приборы и методика угловых и линейных измерений в полигонометрии 1 и 2 разрядов. Источники погрешностей измерения углов	326
§ 106. Параллактическая, короткобазисная полигонометрия и засечки А. И. Дурнева	332
§ 107. Закрепление пунктов полигонометрии центрами и геодезиче-	

скими знаками. Передача координат с временных точек полигонометрического хода на центры стенных знаков	341
§ 108. Привязка полигонометрических ходов к опорным пунктам	348
§ 109. Способы ослабления угловых и линейных погрешностей	352
§ 110. Общие сведения по организации работ	356
Г л а в а IX. Прямоугольные координаты на плоскости в проекции Гаусса	358
§ 111. Радиусы кривизны меридиана и первого вертикала. Средний радиус кривизны	358
§ 112. Радиус параллели	359
§ 113. Длины дуг меридианов и параллелей	359
§ 114. Понятие о взаимных нормальных сечениях и геодезической линии	361
§ 115. Сферический избыток треугольника	363
§ 116. Общие сведения о картографических проекциях. Классификация и масштабы	364
§ 117. Краткие сведения об отдельных проекциях	368
§ 118. Общие сведения о проекции Гаусса	373
§ 119. Прямоугольные сфероидические координаты. Вывод формул для вычисления прямоугольных сфероидических координат по геодезическим	375
§ 120. Масштаб в проекции Гаусса. Условие равноугольности в проекции Гаусса	380
§ 121. Формулы вычисления координат Гаусса по геодезическим координатам и геодезическим координат по координатам Гаусса	382
§ 122. Гауссово сближение меридианов	384
§ 123. Перенос линий с поверхности эллипсоида на плоскость (редуцирование расстояний)	385
§ 124. Перенос направлений с поверхности эллипсоида на плоскость (редуцирование направлений). Формула вычисления дирекционного угла направления	387
§ 125. Изображение сети триангуляции в проекции Гаусса. Перенос сети триангуляции с поверхности эллипсоида на плоскость в проекции Гаусса	389
§ 126. Преобразование координат Гаусса из одной зоны в другую	391
Список литературы	393

ИБ № 1941

*Всеволод Леонидович Ассур,
Михаил Никифорович Кутузов,
Марк Михайлович Муравин*

Высшая геодезия

Издание второе,
переработанное и дополненное

Редактор В. Л. Ассур
Редактор издательства Н. Т. Куприна
Переплет художника М. И. Гозенпуд
Художественный редактор В. В. Евдокимов
Технический редактор А. Е. Матвеева
Корректор К. С. Торопцева

Сдано в набор 02.10.78.

Подписано в печать 27.02.79.

Т-02500. Формат 60×90^{1/16}. Бумага № 2.

Гарнитура литер. Печать высокая. Печ. л. 25,0.

Уч.-изд. л. 25,23. Тираж 17 500 экз.

Заказ 1166/6819—15. Цена 1 р. 10 к.

Издательство «Недра», 103633, Москва, К-12,
Третьяковский проезд, 1/19

Ленинградская типография № 6
Союзполиграфпрома при Государственном
Комитете СССР по делам издательств,
полиграфии и книжной торговли
193144, г. Ленинград, С-144, ул. Моисеенко, 10.

УВАЖАЕМЫЙ ТОВАРИЩ!

В издательстве «Недра»
готовятся к печати новые книги

БРЫКИН П. А. Экономика, организация и планирование топографо-геодезических работ: Учеб. пособие для техникумов. 2-е изд., перераб. и доп. 22 л., 1 р. 10 к.

Во втором издании (1-е изд. — 1973) изложены основные вопросы экономики, организации и планирования работ на современном этапе. Дана структура управления топографо-геодезическим производством, показана роль Главного управления геодезии и картографии при Совете Министров СССР, осуществляющего руководство топографо-геодезическими и картографическими работами в стране.

Учебник предназначен для учащихся топографических техникумов, а также может быть широко использован студентами геодезических вузов и факультетов и инженерно-техническими работниками топографо-геодезического производства в их практической деятельности.

ШРИФТЫ для проектов, планов и карт/Шулейкин А. С., Солдаткин В. Д., Воронежцев В. В. и др. 2-е изд., перераб. и доп. 5 л., 30 к.

Шрифты применяются при оформлении крупномасштабных проектов, планов и карт землеустройства, а также проектов архитектуры и планировки сельскохозяйственных районов.

Книга предназначена для работников топографо-геодезического и землеустроительного производства, а также может быть использована студентами землеустроительных, геодезических, архитектурных и других факультетов сельскохозяйственных вузов и учащимися техникумов тех же специальностей при оформлении учебных, курсовых и дипломных проектов и чертежей (1-е изд. — 1962).

Интересующие Вас книги Вы можете приобрести в местных книжных магазинах, распространяющих научно-техническую литературу, или заказать через отдел «Книга—почтой» магазинов:

№ 17 — 199178, Ленинград, В. О., Средний проспект, 61;

№ 59 — 127412, Москва, Коровинское шоссе, 20

Издательство «Недра»