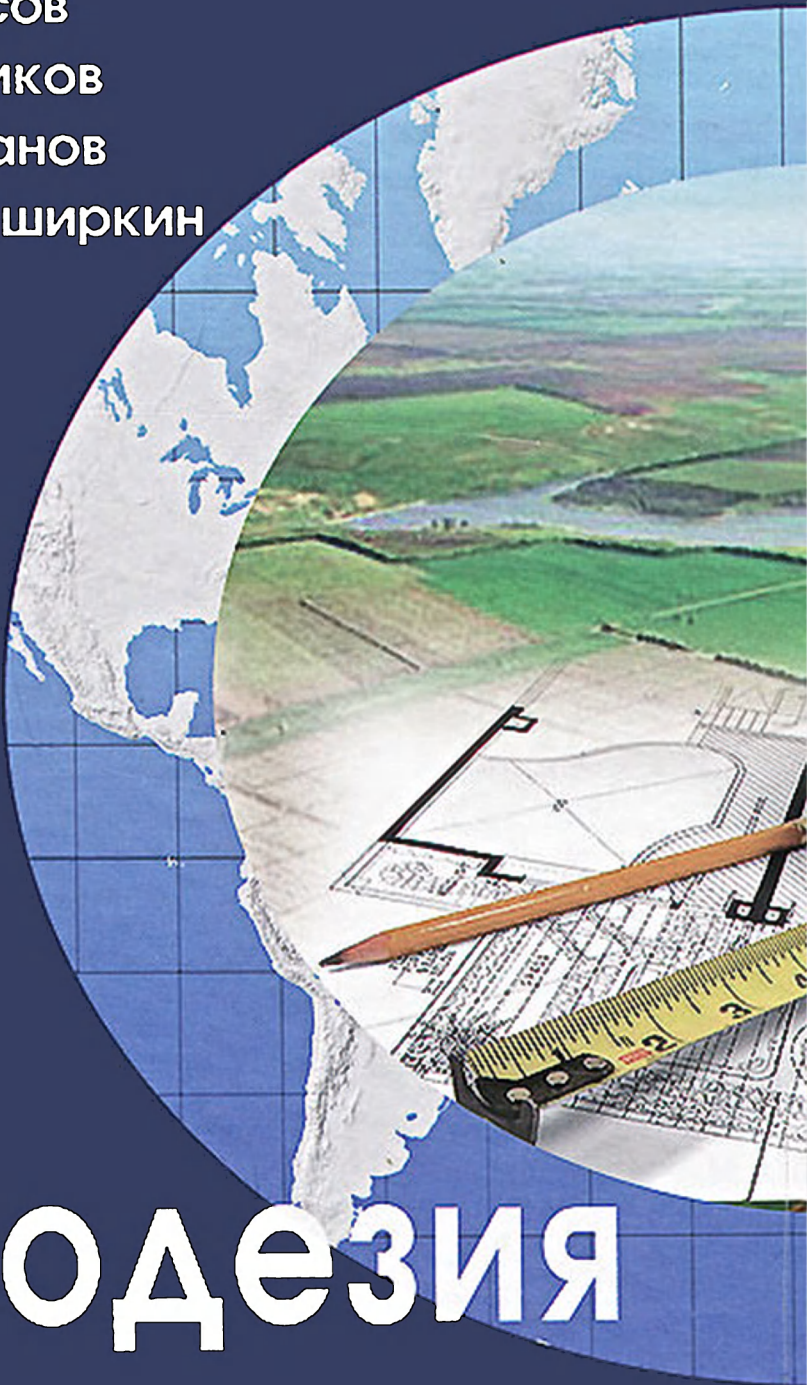


А.Г. Юнусов
А.Б. Беликов
В.Н. Баранов
Ю.Ю. Каширкин



Геодезия

gaudeamus



*Государственный университет
по землеустройству*

**А.Г. Юнусов
А.Б. Беликов
В.Н. Баранов
Ю.Ю. Каширкин**

Учебник для вузов

ГЕОДЕЗИЯ

*Рекомендовано Учебно-методическим объединением вузов РФ
по образованию в области землеустройства и кадастров
в качестве учебника для студентов
высших учебных заведений, обучающихся по направлению
120700 — «Землеустройство и кадастры»*

УДК 528
ББК 26.1
Ю 56

Рецензенты:

Коробочкин М.И. — профессор Государственного университета
по землеустройству;

Никольский Е.К. — профессор Нижегородского архитектурно-
строительного университета

Юнусов А.Г., Беликов А.Б., Баранов В.Н., Каширкин Ю.Ю.

Ю 56 **Геодезия: Учебник для вузов. — 2-е изд. — М.: Академический
проект; Трикста, 2015. — 409 с. — (Gaudeamus: библиотека геодези-
ста и картографа).**

ISBN 978-5-8291-1730-6 (Академический проект)

ISBN 978-5-904954-36-9 (Трикста)

В учебнике рассмотрены вопросы теории и описаны геодезические методы, современные приборы и инструменты, применяемые при геодезических работах. Изложена методика выполнения геодезических измерений, рассмотрены вопросы создания съемочного обоснования и производства топографических съемок с использованием традиционных и автоматизированных методов. Представлены сведения из теории погрешностей геодезических измерений.

Для студентов вузов, обучающихся по направлению 120700 — «Землеустройство и кадастры», а также для работников производства при выполнении геодезических работ при землеустройстве и создании кадастра объектов недвижимости и в различных отраслях хозяйства.

УДК 528
ББК 26.1

ISBN 978-5-8291-1730-6
ISBN 978-5-904954-36-9

© Юнусов А.Г., Беликов А.Б.,
Баранов В.Н., Каширкин Ю.Ю., 2011
© Оригинал-макет, оформление.
«Академический проект», 2015
© «Трикста», 2015

ПРЕДИСЛОВИЕ

Целью учебника по геодезии является формирование у будущего специалиста четкого представления о методах и средствах составления топографических планов и карт, об использовании геодезической информации для решения инженерных задач при землеустройстве и кадастровых работах.

Данная дисциплина формирует профессиональные и общекультурные компетенции, предусмотренные ФГОС по направлению ВПО «Землеустройство и кадастры».

При работе над учебником авторами был учтен и использован богатейший опыт преподавателей кафедры геодезии и геоинформатики Государственного университета по землеустройству. Первый учебник по геодезии для студентов землеустроительных специальностей был написан в 1958 г. авторским коллективом во главе с заслуженным деятелем науки и техники РСФСР, д.т.н., проф. А.В. Масловым и выдержал 6 изданий.

Работа между авторами распределилась так: А.Г. Юнусов (пп. 1.2, 1.7–1.9, гл. 3, гл. 4, пп. 5.2, 5.4–5.6, гл. 7, п. 11.1.4, гл. 13; совместно с В.Н. Барановым пп. 1.1, 1.6; совместно с А.Б. Беликовым пп. 5.1, 5.3, 6.1, 6.2; совместно с Ю.Ю. Каширкиным п. 5.4.5); А.Б. Беликов (п. 1.5.3, гл. 2, п. 6.3, гл. 8–11); В.Н. Баранов (пп. 1.3–1.5; совместно с Ю.Ю. Каширкиным пп. 12.1–12.4); Ю.Ю. Каширкин (п. 12.5, приложения 1, 2).

Авторы считают своим долгом отметить большой труд рецензентов книги проф. М.И. Коробочкина и проф. Е.К. Никольского.

Авторы с благодарностью примут все пожелания, направленные на улучшение содержания книги.

1.1. Предмет, задачи геодезии и ее место среди других дисциплин

Геодезия — наука, объектом изучения которой являются физическая поверхность и внешнее гравитационное поле Земли. Термин «геодезия» образован из греческих слов «*geo*» (geo) — земля и «*daioimai (dasomai)*» — разделяю и означает «землеразделение». Геодезия возникла в глубокой древности из потребностей землепользования и землевладения.

Современная геодезия — обширная отрасль естествознания, содержащая несколько направлений исследований, включающих: разработку и совершенствование методов и технических средств для измерений на земной поверхности и в ближайшем космическом пространстве; изображение земной поверхности и отдельных ее участков на планах и картах; определение фигуры, размеров Земли и ее внешнего гравитационного поля.

В связи с этим геодезию подразделяют на несколько достаточно самостоятельных научных дисциплин.

Отметим основные из них:

- геодезия в узком смысле рассматривает методы и технику измерений на местности в локальном районе для построения планов и карт. Совокупность этих работ называют топографической съемкой, или *топографией*;

- высшая геодезия рассматривает методы и технику измерений для определения поверхности всей Земли или отдельных, но значительных ее частей. Применение методов высшей геодезии позволяет получать координаты опорных точек на определяемой поверхности и элементы гравитационного поля в единой координатной системе;

- физическая геодезия, или *геодезическая гравиметрия*, решает задачу определения поверхности и поля Земли по данным измерений элементов гравитационного поля;

- космическая геодезия — раздел геодезии, в котором для определения поверхности и поля используют результаты наблюдения искусственных и естественных небесных тел;

— морская геодезия — научная дисциплина, в задачи которой входит создание опорной сети на поверхности или дне океана для обеспечения геофизических съемок прибрежной части Мирового океана и его морей (съемка континентального шельфа) и исследований океанического дна;

— прикладная или инженерная геодезия — раздел геодезии, в котором рассматривают методы и средства геодезических измерений, выполняемых для обеспечения строительства и эксплуатации различных сооружений, землеустройства, кадастра объектов недвижимости и других направлений хозяйственной деятельности.

Карты, планы, цифровые модели местности и др. материалы, полученные в результате геодезических работ, необходимы для решения задач, связанных с перераспределением и отводом земельных участков во владение и пользование гражданам страны, государственным, кооперативным и др. предприятиям, организациям, а также для проектирования новых объектов хозяйственной деятельности. Проектные работы, перенесение проектов в натуру производятся геодезическими методами. Большое значение имеют геодезические работы, предназначенные для обеспечения заинтересованных предприятий, учреждений, организаций, частных лиц сведениями об объектах недвижимости в целях их рационального использования и охраны, регулирования земельных отношений, землеустройства, кадастра недвижимости, установления обоснованной платы за пользование земельным участком и оценки хозяйственной деятельности.

Отдельные разделы геодезии не являются обособленными и тесно связаны между собой. Так, результаты, получаемые средствами космической геодезии, используют во всех остальных разделах, а создаваемая высшей геодезией *сеть опорных пунктов* служит основой для топографии и инженерной геодезии. В свою очередь, высшая геодезия рассматривает вопросы совместного использования результатов, полученных методами космической и физической геодезии, для наиболее точного определения поверхности и гравитационного поля Земли. Морская геодезия использует методы и результаты высшей и космической геодезии.

Вопросы теории измерений, в том числе и геодезических, рассматривает наука *метрология*.

Являясь одной из отраслей естествознания, геодезия взаимодействует с другими науками о Земле. Для решения своих задач геодезия привлекает измерения астрономических координат. Отсюда ее тесная связь с *геодезической астрономией*. Проблема определения фигуры Земли в своей основе является также проблемой астрономии, поскольку размеры Земли и ее орбитального движения вокруг Солнца принимаются в астрономии за единицы измерения расстояний, а период суточного вращения Земли служит осно-

вой для установления шкалы астрономического времени. Проблема определения и изучения фигуры Земли в настоящее время является серьезной научной проблемой естествознания, т. к. параметры фигуры Земли с течением времени должны определяться более детально с точностью, удовлетворяющей современным требованиям науки и инженерной практики.

Составление карт, планов и создание изображений поверхности Земли (также небесного тела или неба) невозможно без использования методов *математической картографии*.

Поверхность Земли определяют непрерывно и изображают в виде карт и планов или задают дискретно, определяя координаты опорных точек в единой системе. Изображение поверхности Земли получают также с помощью снимков с самолетов или из космоса. Обработкой аэро- и космических снимков занимается *фотограмметрия*. Космическая геодезия опирается на теорию движения искусственных спутников, отсюда ее связь с *небесной механикой*. Изучением океана и, в частности, определением формы его поверхности занимается *океанография*.

Поверхность Земли и ее ориентировка относительно оси точного вращения в силу различных причин с течением времени изменяется. Изучение этих изменений является задачей *геодинамики*, представляющей также один из разделов высшей геодезии.

Исключительно важную роль во всех разделах геодезии играет *математика*, поскольку ее методы, по определению, позволяют изучать «пространственные формы и количественные отношения действительного мира» (Ф. Энгельс).

Изучением качественных характеристик результатов геодезических измерений (и измерений вообще), законов возникновения неизбежных погрешностей в процессе измерений, разработкой способов вычислений, позволяющих получать оптимальные по точности результаты, занимается *теория математической обработки результатов геодезических измерений*.

В геодезии широко применяются методы математического моделирования, теории вероятностей, математической статистики и др. Методы прикладной математики в настоящее время являются базовыми при теоретическом обосновании современных способов геодезических измерений и обработки результатов измерений.

Широкое использование в геодезии электронных тахеометров, методов лазерной локации ИСЗ, глобальных систем позиционирования (GPS, ГЛОНАСС), и других методов и приборов, построенных с применением новейших технологий, определило тесную связь геодезии с радиоэлектроникой, оптоэлектроникой, теорией автоматического регулирования и другими отраслями современной науки и техники.

1.2. Краткая справка об истории развития геодезии

Необходимость проведения геодезических работ возникла у человечества в глубокой древности. Народы Египта, Греции и других стран за несколько тысячелетий до нашей эры вели геодезические работы в целях строительства, деления земельных массивов на части, о чем свидетельствуют раскопки и уцелевшие памятники.

Геодезия на Руси также возникла в связи с необходимостью делить земельные участки на части (проводить межевание) и определять их площади. О геодезических работах на территории России, производившихся несколько столетий назад, свидетельствуют летописи, чертежи, надписи на камнях и др. Например, в летописи «Слово о зачале (т. е. начале) Киево-Печерского монастыря», относящейся к 1017 г. имеется упоминание о сажени как единице для линейных измерений. Древнейшим памятником является т. н. Тмутараканский камень, найденный в 1792 г. вблизи города Тамань и в настоящее время находящийся в Эрмитаже (г. Санкт-Петербург). На этом камне сохранилась надпись, свидетельствующая о том, что в 1068 г. князь Глеб измерил расстояние длиной около 20 км между Керчью и Таманью (бывшие Корчев и Тмутаракань) по льду через Керченский пролив. Князь Глеб применял особую русскую меру — прямую сажень (длина ее около 152 см). Таким образом, уже во второй половине XI в. в Древней Руси проводили геодезические работы, в результате которых было определено сравнительно большое расстояние.

В начале XIV в. русские князья по примеру Византии делали описания земельных владений своих подданных в целях распределения податей, повинностей и дани. Эти описания проводили княжеские «писцы», по сути, первые землемеры. Они знали грамоту, умели считать, ориентировались в княжеских законах и владели простейшими методами измерений на местности. Впервые термин «межевание» (землеразделение) встречается в одной из жалованных грамот 1470 г. в царствование Ивана III (1440 — 1505). Из путевых записок «Хождение за три моря» тверского купца и путешественника Афанасия Никитина (60-е гг. XV в.) видно, что русские люди хорошо знали небо, наблюдали видимое расположение созвездий для ориентировки и исчисления времени.

Исследователи-историки имели всекие основания считать, что в XVI в., а может быть, и в конце XV в. потребности в измерении земель привели к необходимости создания рукописей геометрического содержания. Так, историк В.Н. Татищев (1686 — 1750) утверждал, что у него был наказ, данный в 1556 г. при Иване IV Грозном (1530 — 1584) писцам о том, как следует измерять землю. С 1556 г.

работы по описанию земель велись на основе «писцовых наказов» (инструкций) о порядке проведения описаний.

В середине XVI в. была составлена первая карта в нашей стране, изображающая Московию, написано первое русское практическое руководство по геодезии, имевшее название: «Книга, именуемая геометрия, или землемерие радиксом и циркулем, глубокомудрая, дающая легкий способ измерять места самые недоступные, плоскости, дебри». В книге говорится, что для измерения расстояний служил набор «мерных вервей» 80, 40 и 30 сажен. Однако общий уровень образования на Руси к концу XVI в. по сравнению с Западной Европой был достаточно низким.

С середины XVII в. писцовые описания земель велись в соответствии с Соборным уложением 1649 г. (первым сводом законов России), где межевание признавалось как самостоятельное юридическое действие. Межевание начинали от уездных городов и постепенно распространяли его по волостям. При этом для обозначения границ на местности применяли столбы, деревья с тесаными гранями, вырубали просеки, рыли ямы, использовали также меженники и границы живых урочищ. Длину граничных линий выражали в саженях, площади пашни измеряли в десятинах. Инструментами для измерения служили трехаршинная сажень (2,13 м) и мерная веревка.

В 1775 г. при разборке Оружейной палаты в Москве был обнаружен «Устав ратных, пушечных и других дел, касающихся до воинской науки», создание которого относится к 1607 и 1621 гг.. «Устав» интересен тем, что в нем излагаются некоторые геометрические сведения в виде рецептов, как решать задачи на определение расстояний, недоступных для непосредственного измерения.

Следующая по времени геометрическая рукопись относится к 1629 г.; она входила в «Книгу сошного письма» и имела название «О земном верстании, как земля верстать». Вся рукопись была посвящена вычислению площадей. При этом любые очертания полей предлагалось представлять в виде треугольников, трапеций, квадратов и прямоугольников.

По мере развития естественных наук, и прежде всего математики и физики, совершенствовались и геодезические работы. Дальнейшему их развитию способствовало изобретение в 1669 г. французским ученым Ж. Пикаром (1620 — 1682) зрительной трубы с сеткой нитей и метода триангуляции голландским математиком и физиком В. Снеллиусом (1591 — 1626). С этого времени значительно повысилась точность съемочных работ.

Первые инструментальные съемки для картографирования России в соответствии с Указом Петра I (1672 — 1725) были начаты в 1720 г. По результатам этих работ был составлен первый «Атлас Всероссийской империи», изданный в 1734 г. В него входили генераль-

ная карта России и 14 карт отдельных губерний. До этого времени материалами для составления карт служили схематические чертежи, составляемые по отдельным районам на основе опросов.

Постановке техники измерений на научную основу способствовала одна из самых замечательных книг по математике — «Арифметика» Л.Ф. Магницкого (1669 — 1739), изданная в 1703 г. и содержащая изложение арифметики, основ алгебры, тригонометрии, астрономии, первоначальные сведения о методах практической геометрии (геодезии), а также навигационные сведения.

Мероприятия Петра I, связанные с заселением Ингерманландии* русскими, составление карты России и генеральное межевание** уже проводили на основе новой геодезической техники измерений. Веревки были заменены металлическими цепями, а для измерения углов стали применять астролябии.

В 1725 г. была организована Русская Академия наук. При ней открылась оптическая мастерская, в задачи которой входило изготовление геодезических приборов (астролябии, ватерпаса с перспективной трубкой — нивелира, астрономических и земных зрительных труб) и различных оптических стекол и зеркал. В 1739 г. был учрежден географический департамент при Академии наук, занимавшийся работами по составлению карт страны. В 1758 — 1763 гг. департаментом руководил М.В. Ломоносов (1711 — 1765).

В 1765 г. Екатерина II (1729 — 1796) своим указом утвердила особую комиссию по государственному межеванию. В 1766 г. были созданы две межевые инструкции: одна для землемеров «Инструкция землемерам, к генеральному всей империи земель размежеванию», другая — для межевых учреждений (губернских канцелярий и провинциальных контор). Утвердив инструкции, Екатерина II написала изречение *«Каждый при своем»*. Впоследствии оно находилось на знаке форменного кепи воспитанников Константиновского межевого института. Исторические источники свидетельствуют, что обучение геодезии («землемерию») проводилось по книге «Молодой геодезист, или Первые основания геодезии, содержащие все геодезическое знание, предложенное вкратце, изъясненное правилами и примерами», написанной профессором, членом Императорской академии наук С.К. Котельниковым в 1766 г.

* Ингерманландия — старинное название земель по Неве и Финскому заливу, отвоєванных Петром I у шведов.

** Генеральное межевание — установление границ частных земельных владений, являющееся государственным мероприятием и проводившееся в интересах землевладельцев в 1766 — 1861 гг.

Работы по генеральному межеванию в России выявили очевидную нехватку квалифицированных специалистов. Межевика в то время в большинстве своем не имели специального образования. Поэтому 25 мая 1779 г. при Межевой канцелярии была организована Константиновская землемерная школа (эту дату, видимо, следует считать датой начала развития геодезии как академической науки), с 1819 г. — Константиновское землемерное училище, а с 10 мая 1835 г. — Константиновский межевой институт. В 1930 г. на базе землеустроительного факультета создан Московский институт землеустройства, с 1992 г. — Государственный университет по землеустройству.

В целом генеральное межевание длилось почти 100 лет (1766 — 1861). Оно было проведено в 32 губерниях на общей площади 300 млн га, причем к 1796 г. была обмежевана большая часть дач — 90,2 % в 23 губерниях на площади около 150 млн га. В среднем за год межевые работы проводили на площади 4,5 млн га и включали около 5000 дач.

В связи с возросшими потребностями армии и морского флота в топографических картах в 1797 г. создается Депо карт, при котором в 1811 г. организуется механическая мастерская по изготовлению и ремонту геодезических и топографических инструментов. Начиная с 1817 г., мастерская изготовляла базисные жезловые приборы для линейных измерений. В 1821 г. мастерскую реорганизовали, и она стала называться механическим заведением Главного штаба.

В 1822 г. основан Корпус военных топографов, выполнявший геодезические, топографические и картографические работы военного и общегосударственного назначения.

В 1839 г. по инициативе астронома-геодезиста В.Я. Струве (1793 — 1864) была основана Пулковская обсерватория, которая с первых дней стала школой русской астрономии и геодезии. При ней имелась механическая мастерская, которая изготовливала высокоточные геодезические и астрономические приборы для экспедиций, организуемых Академией наук, Пулковской обсерваторией и Корпусом военных топографов. Выпускавшиеся небольшие серии высокоточных геодезических и астрономических инструментов свидетельствовали о высоких способностях русских механиков.

С 1842 г. значительно увеличился выпуск геодезических и топографических инструментов для обеспечения большего объема работ, выполнявшихся Корпусом военных топографов, Межевым и другими ведомствами.

В XIX в. начали проводить геодезические работы по построению геодезических сетей и градусные измерения под руководством русских ученых-геодезистов В.Я. Струве, К.Н. Теннера (1783 — 1859) и др. Эти работы, отличавшиеся по тому времени наивысшей точностью, имели большое научное значение. Они оказали решающее

влияние на развитие теории геодезии и методов астрономо-геодезических работ во всем мире.

Развитие в середине XIX в. землеустроительных работ, изыскания железных дорог и др. работы вызвали появление значительного количества геодезических инструментов невысокой точности отечественного производства и ввозимых из-за границы. Геодезические работы на значительных территориях, проведенные при генеральном межевании и завершившиеся изготовлением генеральных уездных планов и губернских атласов, послужили материалом для изготовления карт страны.

В конце XIX в. ограниченное финансирование и общая отсталость России в развитии машиностроительной и оптико-механической промышленности были основными причинами прекращения производства отечественных высокоточных инструментов. Механические мастерские занялись исключительно ремонтом высокоточных геодезических инструментов и сборкой инструментов невысокой точности из деталей, ввозимых из-за границы. Отставание оптико-механического производства привело к тому, что изготовление 30 и 20-секундных теодолитов было освоено лишь к 1917 г.

В связи с расцветом землеустроительных работ в начале XX в., ежегодный выпуск одноминутных теодолитов достиг 2000 шт.

Результаты генерального межевания после реформы 1861 г. были основой земельно-правовых отношений в России до 1917 г. Потребность в геодезических работах была небольшая, и геодезия развивалась очень медленно. Производили геодезические съемочные работы и составляли планы, как правило, на отдельные небольшие участки владений помещиков и крестьянских общин, в гористой местности Кавказа, а также на крупных земельных массивах Полтавской и Черниговской губерний. Для измерений углов и линий еще часто применяли астролябии и мерные цепи.

После революции 1917 г. требования к проведению геодезических работ возрастали с каждым годом. Уничтожение частной собственности на землю и ликвидация крупных землевладений требовали большого объема работ по отводу земель коллективным хозяйствам (совхозам и колхозам), уравнительному распределению земель между селениями и сельскохозяйственными объединениями, устранению дальнотерритории, чересполосицы и др. Возникла необходимость съемки больших площадей, включающих большое количество землепользований.

После Гражданской войны для восстановительных мероприятий в народном хозяйстве начали проводить геодезические работы, связанные с обновлением и составлением карт. Чтобы координировать все геодезические работы, проводимые на территории молодой Советской республики, и упорядочить геодезическое и картографи-

ческое дело, 15 марта 1919 г. Правительством России был издан декрет об учреждении Высшего геодезического управления (позднее Главное управление геодезии и картографии). Работы стали выполнять по единым техническим инструкциям и наставлениям.

Приведение в единую систему большого числа перекрывающихся съёмочных работ, выполняемых различными ведомствами, вызвало изменение техники геодезических измерений и их вычислительной обработки. Возросшие потребности в геодезических инструментах вызвали высокие темпы роста производства инструментов. В 1923 г. вступили в строй заводы «Геодезия» и «Геофизика» по изготовлению теодолитов точности 1' и 30" и других геодезических инструментов, которые положили начало отечественному геодезическому инструментоведению.

Новые требования землеустройства заставили производить съёмку рельефа местности специально для сельскохозяйственных целей. Вскоре появился новый вид съёмки — аэрофотосъёмка, которую в 1927 г. начали применять на Украине и в Средней Азии. В 1927—1928 гг. в Фергане, Украине и Московской губернии были проведены опытные работы по использованию аэрофотоматериалов (аэрофотоснимков, фотопланов) для составления землеустроительных проектов и перенесения их в натуру. В результате этих работ установлено, что фотопланы как в отношении полноты и точности, так и в отношении удобств пользования ими при землеустроительных работах имеют ряд преимуществ перед планами наземных съёмок. Это объясняется в первую очередь тем, что фотографическое изображение местности позволяет составить более детальное и полное представление о растительности, почве и других факторах, которые вместе с экономическими условиями определяют направление развития территории. Массовое внедрение аэрофотосъёмки в землеустройстве началось в 30-х гг. XX столетия. Этот период был крупным переломом в развитии геодезии не только в сельском хозяйстве, но и в народном хозяйстве в целом.

В 1929 г. завод «Геодезия» выпустил 10-секундный универсальный теодолит, являющийся первенцем точных отечественных геодезических приборов.

В 1934 г. заводом аэрогеодезических инструментов «Аэрогео-прибор» были выпущены первые образцы отечественных 5-секундных универсальных теодолитов У-5, оптическая система которых была изготовлена из отечественного оптического стекла. Первые попытки нанести деления на стеклянные лимбы в 1932—1933 гг. оказались неудачными.

В 1939 г. были проведены подготовительные работы по выпуску оптических теодолитов и в 1940 г. выпущены опытные образцы теодолитов со стеклянными кругами с объединением отсчетов в один

отсчетный микроскоп и с трубой, имеющей внутреннюю фокусировку.

Во время Великой Отечественной войны (1941 — 1945 гг.) геодезические работы в сельском хозяйстве продолжались. В послевоенный период восстановление разрушенных и строительство новых городов и сел, заводов, крупнейших в мире гидроэлектростанций и оросительных систем было продолжено.

В 1947 г. заводы оптико-механической промышленности начали серийно выпускать оптические теодолиты ОТС, ОТМ и теодолит ОТБ с просветленной оптикой.

К 1960 г. было завершено создание карты масштаба 1:100 000 на всю территорию страны, а к 1970 г. — астрономо-геодезической сети I-го класса. В 1980-х годах завершена съемка всей территории в масштабе 1:25 000. Промышленные и сельскохозяйственные районы страны покрыты топографическими съемками в масштабе 1:10 000 и крупнее. Объемы крупномасштабных топографических съемок постоянно увеличиваются.

В настоящее время широко применяют спутниковые технологии, позволяющие с высокой точностью в любое время определять координаты пунктов геодезических построений. Для этого на высоте около 20 000 км функционирует сеть искусственных спутников Земли. Орбиты спутников расположены так, чтобы в любой точке поверхности Земли и Мирового океана в любое время суток можно было принимать сигналы не менее четырех спутников. В настоящее время функционируют космические навигационные системы ГЛОНАСС (Глобальная Навигационная Спутниковая Система, Россия) и NAVSTAR (Navigation Sattelite providing Time and Range — навигационная спутниковая система, обеспечивающая измерение времени и местоположения, США).

В связи с проводимой в России земельной реформой для целей землеустройства и кадастра объектов недвижимости основные геодезические работы выполняют подразделения Федеральной службы государственной регистрации, кадастра и картографии (Росреестр). Росреестр и его подразделения в рамках реализации совместного Российско-Швейцарского кадастрового проекта «Москва» в 2003 г. на территории Москвы и Московской области внедрили первую в России спутниковую систему межевания земель, которая способствует продвижению спутниковых технологий в производство. Эта система состоит из вычислительного центра и 28 референционных (стационарных) станций по приему спутниковой измерительной информации. Площадь обслуживаемой территории составляет около 70 тыс. км². В режиме реального времени точность определения координат пунктов — 1–2 см, а в режиме постобработки — до 1 мм.

1.3. Роль геодезии в хозяйственном развитии страны

Задачи, решаемые геодезией, методы и возможности современных технических средств измерений определяют ее значение для решения народно-хозяйственных задач.

Количественные данные о Земле как планете и окружающем нас мире нужны не только ученым-теоретикам, решающим фундаментальные научные проблемы, но и в не меньшей мере специалистам, выполняющим государственное планирование производства и размещение производительных сил; инженерам и техническим работникам для проектирования инженерных сооружений, геологам и геофизикам при разведке и эксплуатации природных богатств; при выполнении землеустроительных и кадастровых работ и т. д.

Необходимым элементом во всех видах хозяйственной деятельности является топографическая карта или план местности. Топографическая изученность территории есть важнейшее условие социально-экономического развития любой страны. В отношении нашей страны, простирающейся по долготе на 11 часовых поясов, картографо-геодезическое и навигационное обеспечение различных служб, включая транспортный комплекс, играет принципиально важную роль.

Методы инженерной геодезии обеспечивают соблюдение геометрических форм проекта инженерного сооружения и контролируют его расположение на местности. Устойчивость инженерного сооружения невозможно обеспечить без выявления и оценки его деформации, что требует наличия высокоточных приборов, специальных методов выполнения высокоточных геодезических работ.

В нашей стране накоплен огромный опыт в деле строительства наземных и подземных инженерных сооружений, созданы проектно-изыскательские и научно-исследовательские институты, строительно-монтажные управления. В процессе строительства важную роль играет геодезия и маркшейдерия (раздел геодезии, рассматривающий комплекс геодезических работ в подземных выработках).

Необходимость и высокая точность геодезическо-маркшейдерских работ признавалась всегда и являлась стимулом разработки и усовершенствования геодезических методов.

Очевидные результаты разработок новых геодезических методов в тоннелестроении получены при строительстве Московского и Ленинградского метрополитенов, на железнодорожных тоннелях Кавказа, Дальнего востока, Сибири, где была обеспечена высокая точность результатов геодезических работ.

Инженерно-геодезические работы для гидротехнического строительства следует рассматривать как комплексные и многоплановые, обеспечивающие строительство гидротехнических сооружений на всех его этапах.

Сюда непременно входят:

- топографо-геодезические работы по обеспечению картами и сетью геодезических пунктов участка работ;
- геодезические изыскания для проектирования дорог;
- создание геодезических сетей для определения границ затопления и профиля водной поверхности реки;
- разбивочные работы при строительстве;
- геодезические наблюдения за осадками и сдвигами плотин.

Гидроэнергетика страны, возможности ее электростанций являются, как известно, важнейшими компонентами в развитии экономики; при этом геодезическое сопровождение строительства и эксплуатации гидростанций играет ведущую роль.

С развитием техники существенно увеличиваются размеры инженерных сооружений, возникают новые задачи, не имевшие прецедента в геодезической и строительной практике. Возникает необходимость в разработке новых подходов в решении геодезических задач при строительстве и монтаже новейших уникальных инженерных сооружений: ускорителей элементарных частиц, радиотелескопов с диаметром зеркала в десятки метров, строительстве и монтаже сложных промышленных конвейеров и др. Здесь следует отметить, что роль и значение геодезических работ и доля ответственности геодезиста в промышленном и гражданском строительстве непрерывно возрастает.

Топографо-геодезические работы по созданию карт, планов, работы по созданию высокоточной геодезической основы непрерывно выполняются для обеспечения эффективной работы сельскохозяйственного сектора экономики страны. Для учета земельного фонда, проведения землеустроительных работ, агромелиоративных мероприятий, строительства каналов, осушительной и оросительной мелиорации и других подобных мероприятий необходимо создавать и поддерживать в рабочем состоянии топогеодезическую основу. Специфика этого вида геодезических работ состоит в том, что разнообразные сельскохозяйственные мероприятия предъявляют различные требования к точности создаваемой геодезической продукции. Решение проблемы геодезического обеспечения потребовало построения специальных опорных геодезических сетей на территории нашей страны.

В последние десятилетия для обеспечения сельскохозяйственных мероприятий весьма эффективно используется аэрофото-съемка, являющаяся оперативным средством создания и обновления карт и планов.

Исключительное значение имеет геодезия для обороны страны. Традиционно велика роль военных геодезистов и топографов в обеспечении планирования и проведения военных операций геодезическими данными и картами. В связи с развитием ракетной тех-

ники роль геодезии существенно возросла, причем методы геодезических работ принципиально изменились и в настоящее время основаны на широком использовании инструментов и приборов, созданных на базе новейших достижений в области радиоэлектроники и оптики.

Таков далеко не полный перечень народно-хозяйственных задач, решаемых геодезической службой страны, от качества работы которой во многом зависит экономическое и социальное развитие государства.

1.4. Форма и размеры Земли

Как было отмечено выше, важнейшей задачей геодезии является изучение фигуры Земли, т. е. определение размеров и формы Земли, а также определение ее внешнего гравитационного поля. В настоящее время под фигурой Земли понимают форму ее поверхности на суше и невозмущенную волнениями поверхность океанов и морей.

Внешняя, или физическая, поверхность Земли на суше представлена сложнейшими геометрическими формами, и ее непосредственное изучение представляет серьезную проблему.

Бодная поверхность мирового океана в условиях отсутствия волнений, ветровых нагонов и других возмущающих факторов является т. н. уровенной поверхностью, т. е. поверхностью, которая в каждой точке перпендикулярна направлению действия силы тяжести.

Эта поверхность носит название *геоида* (*geo* — Земля, *йдос* — вид, геоид — землеподобный), предложенное в 1873 г. немецким геодезистом Дж. Б. Листингом,

Поверхность геоида, как установлено по данным многочисленных измерений, имеет сложную форму. Количественная оценка геометрии геоида по ряду причин затруднена, следовательно, сложная и, в общем, слабо изученная поверхность геоида не могла служить координатной поверхностью для определения взаимного положения точек на земной поверхности.

При математической обработке геодезических измерений поверхность геоида заменяется более простой и известной поверхностью относимости (поверхностью, на которую редуцируют, т. е. переносят, измеренные величины) — поверхностью общего земного эллипсоида, который имеет известные размеры и, кроме того, строго зафиксированное положение в теле Земли.

Здесь необходимо добавить, что и размеры земного эллипсоида, и его ориентировка в теле Земли должны быть такими, чтобы его поверхность была близка к поверхности геоида.

Можно напомнить, что поверхность эллипсоида вращения образована вращением эллипса вокруг его малой оси; размеры и форма эллипсоида вращения определяются двумя параметрами — большой полуосью и полярным сжатием.

Взаимное расположение геоида и эллипсоида представлено схематично на рис. 1.1.

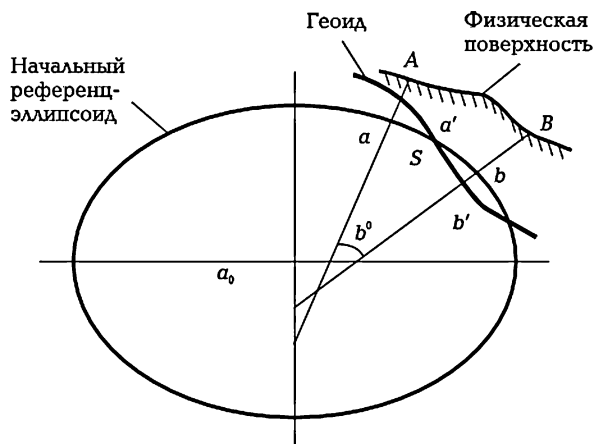


Рис. 1.1. Взаимное положение геоида и референц-эллипсоида

Как правило, геодезические измерения для определения параметров эллипсоида выполняются на ограниченной территории (отдельное государство или несколько государств). В этом случае мы имеем дело с эллипсоидом, поверхность которого наилучшим образом приближается к некоторой региональной части геоида. Такой эллипсоид называют *референц-эллипсоидом*.

1.5. Общее представление о системах координат в геодезии

Для картографирования земной поверхности, построения опорных геодезических сетей, решения задач прикладной геодезии, для выполнения топографо-геодезических работ по созданию топографических и специальных (землеустроительных, кадастровых и др.) карт и планов необходимым является установление систем координат. В настоящее время применяют различные системы координат, отличающиеся между собой расположением начала отсчета, ориентировкой начальной и основной плоскостей, а также видом координатных систем.

Наиболее распространенными в геодезии являются прямоугольные системы координат в трехмерном пространстве или на плоскости. Для задания таких систем координат, очевидно, следует

1.5.2. Геодезическая эллипсоидальная система координат

Геодезическая эллипсоидальная система координат строится на базе эллипсоида вращения, поверхность которого используется в качестве поверхности относимости, на которую проецируются и затем обрабатываются результаты геодезических измерений.

Центр эллипсоида помещается в центре масс Земли. Ось Z прямоугольной СК направлена вдоль малой оси эллипсоида; оси X и Y лежат в плоскости экватора эллипсоида. Сечение эллипсоида плоскостью XOZ фиксирует на поверхности эллипсоида начальный меридиан.

Точки земной поверхности проецируются на эллипсоид по нормальям к его поверхности.

Геодезические эллипсоидальные координаты B , L , H (рис. 1.2) определяются следующим образом.

Геодезическая широта B точки P — это угол между нормалью к эллипсоиду и плоскостью экватора. Ясно, что $0^\circ \leq B \leq 90^\circ$ может быть как северной (знак $+$), так и южной (знак $-$).

Геодезическая долгота L точки — это двугранный угол между плоскостями начального геодезического меридиана (плоскость $Y=0$) и плоскостью геодезического меридиана пункта.

Плоскостью геодезического меридиана пункта называется плоскость, проходящая через нормаль к эллипсоиду и малую полуось эллипсоида. Сечение этой плоскостью поверхности эллипсоида является *геодезическим меридианом* (линией равных долгот) на поверхности эллипсоида.

Геодезическая высота пункта H (рис. 1.2) есть отрезок нормали к поверхности эллипсоида ($PP_0 = H$).

Геодезическая долгота L отсчитывается от начального (гринвичского) геодезического меридиана в направлении на восток от 0 до 360° . В ряде случаев пользуются понятием восточной и западной долготы, т. е. отсчитывают долготу на восток или на запад от Гринвича с обязательным указанием восточная или западная долгота пункта. Пределы изменения долготы в этом случае ограничены 0° и 180° .

1.5.3. Система плоских прямоугольных координат проекции Гаусса—Крюгера

Обработка результатов геодезических измерений и их использование в инженерных целях становятся более простыми и наглядными, если они представлены в системе прямоугольных координат на плоскости. В этом случае становится возможным применение простых формул аналитической геометрии.

Поэтому в геодезии стараются изображать небольшие участки земной поверхности на плоскости, при этом неизбежно возникающие искажения вычисляют и при необходимости учитывают.

Формально закон отображения эллипсоидальной поверхности на плоскости можно выразить следующими уравнениями:

$$\begin{aligned}x &= f_1(B, L); \\ y &= f_2(B, L).\end{aligned}\tag{1.1}$$

где x, y — плоские координаты изображаемой точки; B, L — эллипсоидальные координаты.

Формулы (1.1) показывают, что каждой точке поверхности эллипсоида соответствует точка на плоскости. Закон отображения точек эллипсоида на плоскость определяется видом функций f_1 и f_2 ; они также характеризуют искажения геометрических фигур, возникающие при этом. Отображение эллипсоида на плоскость, выполненное по определенному математическому правилу (алгоритму) носит название *картографической проекции* или просто проекции.

При этом основная проблема выбора вида проекции заключается в том, что ни всю поверхность земного эллипсоида, ни его части нельзя представить (развернуть) на плоскости без искажений.

Требования, которые установлены при выборе проекции:

- 1) минимум искажений изображаемых элементов поверхности;
- 2) простота учета искажений.

Системы плоских прямоугольных координат с единым началом для отображения поверхности всего земного эллипсоида практически быть не может, поскольку искажения при этом становятся слишком большими. В связи с этим неизбежным является разделение земной поверхности на части, или *зоны*, изображаемые независимо, каждая в своей системе координат. При выборе проекции следует стремиться к минимальному числу зон на территории одного государства. Также должна быть предусмотрена возможность перехода из зоны в зону в пограничных областях.

Отмеченным требованиям, как показали исследования, вполне удовлетворяет проекция *Гаусса—Крюгера*. Эта проекция была разработана и предложена К.Ф. Гауссом в 1825—30 гг.; в 1912 г. Л. Крюгер разработал детали ее применения и вывел соответствующие формулы, в связи с чем проекция получила существующее название.

В проекции Гаусса—Крюгера земной эллипсоид поделен на зоны меридианами, протяженность по долготе которых составляет 6° . Каждая зона представляет собой сферический двугрульник (рис. 1.3), построенный от северного полюса к южному. Количество таких зон на Земле равно 60. Начало счета зон ведется от гринвичского меридиана. Средний меридиан каждой зоны называется

осевым меридианом. Долготы осевых меридианов вычисляют по формуле:

$$L_0 = 6^\circ n - 3^\circ, n = 1, 2, 3, \dots 60,$$

где n — номер зоны, отсчитываемый от начального (гринвичского) меридиана.

Внутри каждой зоны изображение осевого меридиана принимается за ось абсцисс (ось x), а изображение экватора за ось ординат (ось y). Осевого меридиана и экватора изображаются на плоскости прямыми линиями. Осевого меридиана изображается без искажений.

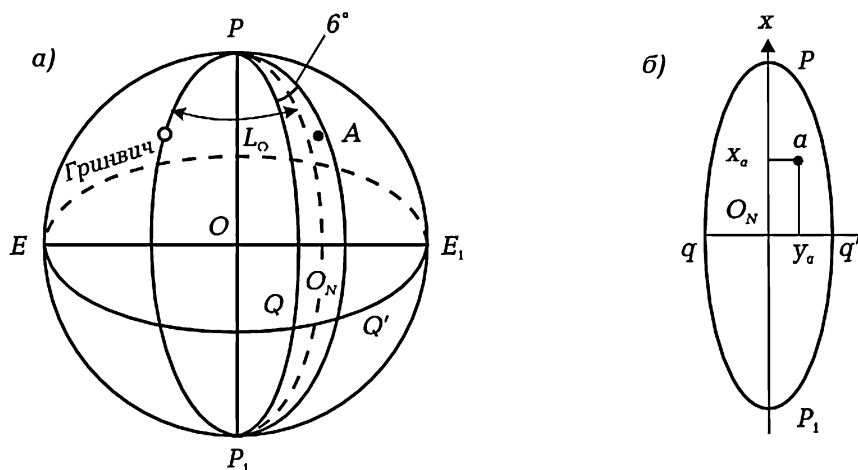


Рис. 1.3. Зоны на эллипсоиде (а) и плоскости (б)

Таким образом, в каждой зоне образуется своя система плоских прямоугольных координат с началом в точке пересечения изображений осевого меридиана и экватора.

Проекция Гаусса — Крюгера обладает свойством *конформности*, т. е. бесконечно малые контуры на эллипсоиде изображаются подобными на плоскости, угловые искажения при проектировании отсутствуют, масштаб изображения в каждой точке зависит только от координат точки.

Для всей территории России абсциссы x положительные, поэтому знак «+» перед значением абсциссы не ставится. Ординаты y могут иметь положительные (на восток от осевого меридиана) и отрицательные (на запад от осевого меридиана) значения. Для удобства начало счета ординат сдвигают на запад на 500 км, т. е. к значениям ординат прибавляют 500 км и впереди полученной суммы ставят номер зоны. Таким образом, все ординаты получают положительное значение.

Понятие высоты в физическом определении непосредственно связано с работой, совершаемой в поле силы тяжести. Если точки расположены на одной уровенной поверхности (например, на поверхности замкнутого водоема), считают, что высоты («физические») этих точек одинаковы, т. к. на уровенной поверхности потенциал силы тяжести — величина постоянная. В данном случае мерой высоты или разности высот является работа, совершаемая силой тяжести или другой силой против действия силы тяжести при перемещении единичной массы из одной точки в другую, т. е. разность потенциалов двух точек. Разность высот в геометрическом представлении определяется методом геометрического нивелирования. Разность потенциалов, или разность «физических» высот, получают по данным геометрического нивелирования и измерениям силы тяжести.

При измерениях средней точности (например, в топографии) понятия высоты сращивают, т. е. уровенные поверхности считают плоскими и параллельными друг другу, в результате чего значения «геометрических» и «физических» высот становятся равными.

При выполнении геодезических работ для обеспечения гидротехнических сооружений, создаваемых на значительных территориях, пользуются системой т. н. динамических высот, обладающих свойством постоянства на уровенной поверхности. В этой системе по значениям высот естественным образом определяется направление течения воды. Система динамических высот, однако, обладает рядом недостатков, не позволяющих использовать ее для решения научных задач и при составлении карт на значительных территориях.

В нашей стране высотное положение точек определяется в системе т. н. нормальных высот. Система нормальных высот не обладает свойством постоянства на уровенной поверхности, однако в данном случае изменения высот уровенных поверхностей происходит только в направлении север — юг (в меридиане) и по величине незначительно, вполне допускает возможность применения этой системы для работ средней точности. При необходимости всегда имеется возможность перевычисления нормальных высот в любую другую систему нивелирных высот.

Исходным пунктом нивелирной сети в нашей стране является репер, непосредственно связанный с урвнеммерным постом, на котором ведутся непрерывные измерения положения уровня моря (Нуль Кронштадского футштока, фиксирующий средний уровень Балтийского моря за период с 1825 по 1839 гг.).

Нормальная нивелирная (гипсометрическая) высота H' связана с геодезической высотой H следующим выражением:

$$H = H' + \zeta,$$

где ζ — аномалия высоты, т. н. высота квазигеоида.

Высота квазигеоида характеризует уклонения (аномалии) гравитационного поля Земли от его модельного значения (отличия реального поля от принятой математической модели гравитационного поля). Высота квазигеоида может быть получена по совокупности геодезических, астрономических и гравиметрических данных с помощью т. н. астрономо-гравиметрического нивелирования.

Приближенное значение ζ можно получить в интернете по опубликованным данным разложения геопотенциала FGM-96 (США), ГАО-98 (РФ).

Следует помнить, что на топографических, землеустроительных и других картах используется нормальная система высот, исходным пунктом которой является нуль-пункт Кронштадского футштока (Балтийская система высот).

1.6. Ориентирование направлений

В процессе решения задач в геодезии возникает необходимость ориентирования геодезических построений на физической поверхности Земли относительно направления север — юг. Проблема ориентирования в различных разделах геодезии и в смежных науках решается различными методами и с разной точностью.

При создании планов местности, при работах невысокой точности способы и приемы ориентирования подобны *навигационным методам*, где применяются приближенные методы астронаблюдений (например, наблюдения Солнца) или используются направления, задаваемые магнитной стрелкой.

Для геодезических работ высокой точности ориентирующее направление задается по результатам высокоточных астрономических наблюдений, выполняемых по специальной программе.

Решая задачу ориентирования некоторого направления, следует прежде всего определить систему координат, в которой задается направление север — юг или направление меридиана.

На местности при выполнении полевых геодезических работ естественным оказалось использование горизонтальной системы координат, в которой основная плоскость горизонтальна, т. е. ориентирована перпендикулярно к направлению отвеса (направлению в точку зенита).

Направление, образованное пересечением плоскости горизонта и плоскости меридиана, принимается в качестве *исходного* (в топографии его называют направлением *истинного меридиана*). Плоскость меридиана проходит через отвесную линию и направление, параллельное оси вращения Земли, проходящее через данную точку.

Угол между направлением на некоторый земной предмет, лежащий в плоскости горизонта, и северным направлением истинного меридиана, отсчитываемый по ходу часовой стрелки от направления меридиана, называется *астрономическим азимутом*.

Отметим важную особенность, возникающую при ориентировании линий с привлечением азимутов как ориентировочных углов. Согласно определению азимута некоторого направления, его величина неразрывно связана с направлением меридиана в плоскости горизонта, однако все меридианы на поверхности эллипсоида или на сферической поверхности сходятся в одной точке (в полюсе). Отсюда следует, что с изменением положения пункта на земной поверхности вдоль фиксированного направления BC азимут этого направления будет изменяться (рис. 1.5, а). Таким образом, непарallelность меридианов вызывает изменение азимута прямой линии в различных точках этой линии. Очевидно, эта причина вызовет явления, когда прямой и обратный азимуты прямой линии различаются не точно на 180° (рис. 1.5, б).

Отмеченное явление носит название *сближение меридианов*. Непарallelность меридианов на сферической поверхности зависит от широты пункта и на экваторе полностью отсутствует, т. е. на экваторе все меридианы параллельны.

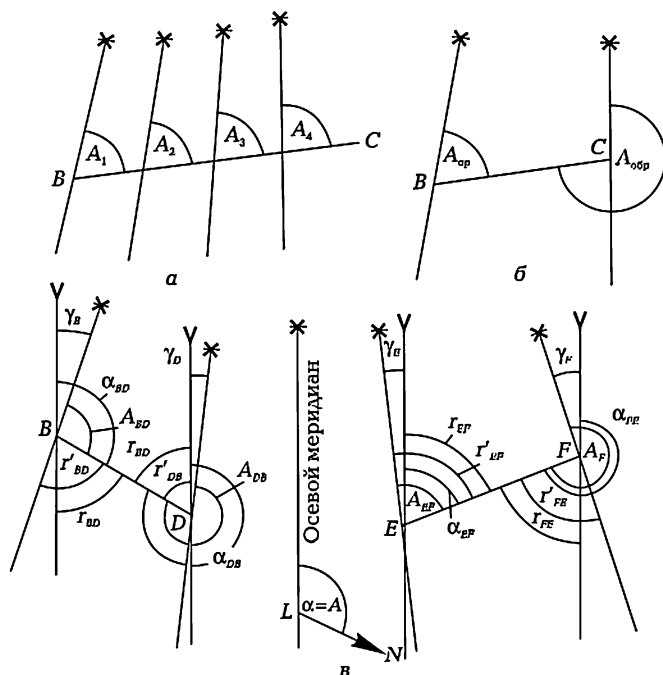


Рис. 1.5. Прямые и обратные азимуты и дирекционные углы.

Наличие сближения меридианов вызывает очевидную неопределенность и явные неудобства при ориентировании на местности и при обработке результатов измерений в камеральных условиях.

В этой связи для ориентации направлений широкое применение нашел т. н. *дирекционный угол*.

Идея применения дирекционного угла заключается в следующем. Для некоторого довольно значительного участка местности один из меридианов принимают в качестве базового, относительно которого ориентируются все направления. В качестве таких меридианов чаще всего выбирают осевые меридианы шестиградусных зон.

Таким образом, от азимута направления линии, величина которого зависит от положения точки на линии, переходят к *дирекционному углу, отсчитываемому от северного направления линии, параллельной осевому меридиану данной зоны*. Дирекционный угол аналогично азимуту отсчитывается от северного направления линии по ходу часовой стрелки до фиксируемого направления и изменяется в пределах от 0° до 360° . Разность прямого и обратного дирекционных углов одного направления равна 180° . Например, для линии BD (рис.1.5, в) соотношение между обратным и прямым дирекционными углами:

$$\alpha_{DB} - \alpha_{BD} = 180^\circ.$$

Следовательно,

$$\alpha_{DB} = \alpha_{BD} + 180^\circ. \quad (1.2)$$

Разность между азимутом A и дирекционным углом α линии в данной точке (рис. 1.5, в) равна сближению меридианов точки относительно осевого меридиана зоны:

$$\gamma = A - \alpha, \quad (1.3)$$

т. е. согласно определению сближение меридианов является горизонтальным углом между направлениями меридиана в данной точке и линии, параллельной осевому меридиану зоны.

Формула для вычисления γ имеет вид:

$$\gamma = \Delta L \sin B_i, \quad (1.4)$$

где $\Delta L = L_i - L_0$ — разность долгот в произвольной i -ой точке и долготы осевого меридиана зоны; B_i — широта i -ой точки.

Согласно формуле (1.4) сближение меридианов будет положительным к востоку от осевого меридиана и отрицательным к западу от него. Сближение меридианов внутри зоны называется иначе зональным или гауссовым сближением.

Если начальная точка L линии LN лежит на осевом меридиане, то азимут линии (рис.1.5, в) совпадает с ее дирекционным углом.

Пользуясь формулой (1.4), можно вычислять значения дирекционных углов направления, если известен его азимут.

В геодезии при ориентировании направлений вместо дирекционного угла используется также понятие «румб» (англ. — *thumb*), которым обозначают горизонтальный угол между ближайшим к направлению концом (северным или южным) линии, параллельной осевому меридиану, и направлением данной линии (значение румба не может быть больше 90°).

Румб отсчитывается в обе стороны от линии, параллельной осевому меридиану, т. е. по ходу либо против хода часовой стрелки. Румб является острым углом. Определение четверти направления задается названием румба. Первая буква указывает от какого конца меридиана отсчитан румб (северного — *С* или южного — *Ю*), вторая обозначает сторону горизонта (восток — *В* или запад — *З*). Пользуясь таким определением, легко пересчитать дирекционные углы в румбы. Румбами удобно пользоваться при определении тригонометрических функций или острых углов. Связь между румбом и дирекционным углом показана на рис. 1.5, в.

Связь между румбом r и дирекционным углом α направления в разных четвертях может быть выражена следующими соотношениями:

I	СВ	$\alpha = r;$	$r = \alpha;$
II	ЮВ	$\alpha = 180^\circ - r;$	$r = 180^\circ - \alpha;$
III	ЮЗ	$\alpha = 180^\circ + r;$	$r = \alpha - 180^\circ;$
IV	СЗ	$\alpha = 360^\circ - r;$	$r = 360^\circ - \alpha.$

Прямой и обратный румбы равны по величине и отличаются один от другого названиями, определяющими противоположное направление: СВ $\leftrightarrow$ ЮЗ; СЗ $\leftrightarrow$ ЮВ.

В качестве исходного направления при ориентировании линий в отдельных случаях, когда не требуется высокая точность, используется направление магнитного меридиана.

Направление *магнитного* меридиана определяется по магнитной стрелке, которая, находясь в свободно подвешенном состоянии, под действием магнитного поля Земли самопроизвольно устанавливается в плоскости магнитного меридиана.

Направления магнитного и истинного меридианов не совпадают, угол между ними называется *склонением магнитной стрелки*.

Связь между магнитным азимутом направления A_m и истинным азимутом A определяется формулой:

$$A_m = A + \sigma.$$

Склонение магнитной стрелки σ отсчитывается от направления истинного меридиана и считается положительным к востоку и отрицательным к западу.

Регулярные наблюдения за поведением магнитного поля Земли в течение более полутора веков показали, что геомагнитному полю Земли присущи хорошо регистрируемые вариации, которые обусловлены глубинными процессами внутри Земли и процессами во внешнем магнитном поле Земли. Вариации в магнитной сфере, обусловленные внешними источниками — короткопериодические (от долей секунд до нескольких лет); вариации, отражающие внутреннюю динамику, имеют периодичность 60, 80 и более лет.

Следствием этого является ситуация, когда величина и даже знак склонения магнитной стрелки не остаются постоянными с течением времени в одном и том же пункте. Меняется величина склонения и при изменении координат пункта наблюдения.

На территории РФ изменения склонения σ происходят в пределах десятков градусов, принимая значения $+25^\circ$ на побережье Карского моря и -13° в Якутии. Установлено, что в течение продолжительного отрезка времени (порядка столетий) происходит изменение склонения магнитной стрелки в пределах десятка градусов. Такие изменения называются *вековыми*.

В течение года изменение склонения магнитной стрелки в различных районах на территории Земного шара может быть различным; например, в европейской части оно составляет величину порядка $5'$. Наблюдается также суточное изменение склонения, которое в средней полосе России достигает $15'$. Все сказанное позволяет сделать вывод, что в условиях отсутствия магнитной аномалии, определение магнитного азимута линии возможно с точностью до $15'$.

Для ориентирования на местности линии или карты применяют инструмент, называемый *буссоль* (фр. *boussole*), служащий для измерения магнитного азимута направлений на местности (рис. 1.6). Основные элементы буссоли: магнитная стрелка, кольцо с угловыми делениями, возможны диоптры для визирования на земной предмет.

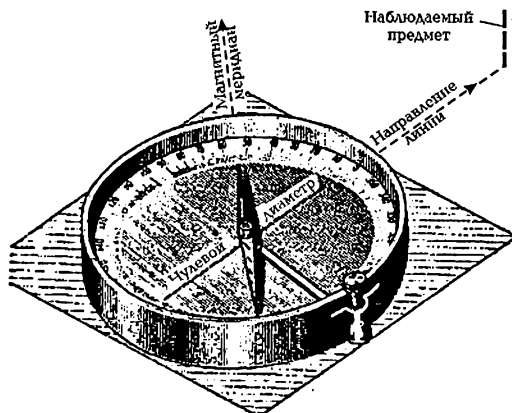


Рис. 1.6. Буссоль

Буссоль может использоваться как самостоятельный инструмент или входить в комплект геодезических приборов (например, теодолитов).

1.7. Передача дирекционных углов на смежные линии

Зависимость между дирекционным углом α_{AB} линии AB и дирекционным углом α_{BC} линии BC (рис. 1.7.) можно установить, если измерить угол между этими линиями в точке B . При геодезических измерениях по линиям AB и BC угол β_{Π} в точке B называют правым, а угол β_{Λ} — левым. Согласно формуле (1.2) дирекционный угол линии BA будет:

$$\alpha_{BA} = \alpha_{AB} + 180^\circ.$$

На рис. 1.7, видно, что

$$\alpha_{BC} = \alpha_{BA} - \beta_{\Pi}.$$

Подставляя в это выражение значение α_{BA} , получим:

$$\alpha_{BC} = \alpha_{AB} + 180^\circ - \beta_{\Pi}. \quad (1.5)$$

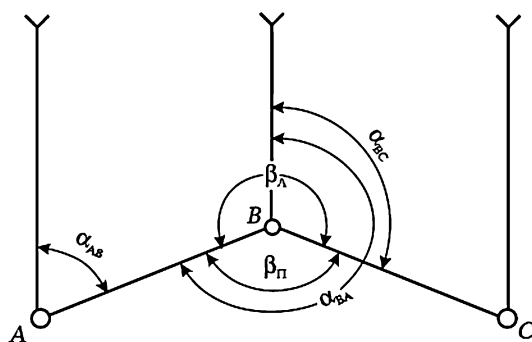


Рис. 1.7. Схема определения дирекционного угла последующей линии по дирекционному углу предыдущей

Если измерен левый по ходу угол β_{Λ} , то

$$\beta_{\Pi} = 360^\circ - \beta_{\Lambda},$$

тогда

$$\alpha_{BC} = \alpha_{AB} + 180^\circ - 360^\circ + \beta_{\Lambda} = \alpha_{AB} - 180^\circ + \beta_{\Lambda}. \quad (1.6)$$

В общем виде формулу для вычисления дирекционных углов последующих сторон по измеренным правым углам β_{Π} можно записать так:

$$\alpha_n = \alpha_{n-1} + 180^\circ - \beta_{\text{П}}. \quad (1.7)$$

т. е. дирекционный угол линии последующей равен дирекционному углу предыдущей линии плюс 180° и минус угол, вправо по ходу лежащий между этими линиями.

Формулы (1.5) – (1.7) используют при передаче дирекционного угла от исходной (опорной) линии к линиям, ориентировку которых необходимо определить при вычислительной обработке результатов полевых угловых измерений для определения координат точек съёмочной сети.

1.8. Единицы измерений, применяемые в геодезии

В геодезии измеряются различные величины (под величиной понимают количественную характеристику физического тела, явления или процесса). Измерить величину — значит определить ее числовое значение в принятых единицах измерения (метр, квадратный метр, градус и т. д.).

Измерения называют *прямыми*, если их выполняют при помощи измерительных приборов, позволяющих сравнить измеряемое значение с принятым за единицу измерения эталонным значением, и *косвенными*, когда результат получают по прямым измерениям других величин, связанных с определяемой известной математической зависимостью. Например, значение угла в треугольнике можно непосредственно измерить теодолитом (прямое измерение), но можно значение этого угла вычислить (косвенное определение), если три стороны этого треугольника были непосредственно измерены.

За единицу линейных измерений (расстояний, горизонтальных проложений, высот, превышений) в геодезии принят *метр*, за единицу измерений горизонтальных и вертикальных углов — *градус, минута, секунда*.

Первоначальная длина метра по предложению комиссии Парижской академии наук от 19 марта 1791 г. должна была равняться одной десятиmillionной части четверти длины дуги Парижского меридиана. В 1799 г. был изготовлен образец метра в виде жезла из платины. Он получил название «архивный метр». В 1889 г. с «архивного метра» были изготовлены 31 копия-жезл из 90 % платины и 10 % иридия, названные *эталоны*. Три эталона хранятся в помещении Международного бюро мер и весов в Севре, около Парижа, а остальные были распределены между странами-участницами комиссии в качестве их национальных эталонов. Россия получила эталон № 11, хранящийся в Академии наук России, и № 28, хранящийся в НИИ метрологии им. Д.И. Менделеева в Санкт-Петербурге.

В XX в. метрическая система легла в основу современной Международной системы единиц или сокращенно «система СИ» (SI — System International), которую сейчас повсеместно используют в науке, технике, образовании и народном хозяйстве.

Основные единицы (механические)

Длина, метр (м)	1 м равен расстоянию, которое свет проходит в вакууме за $1/299\,792\,458$ доли секунды*
Масса, килограмм (кг)	1 кг равен массе международного прототипа килограмма, который хранится в Севре (Франция)
Время, секунда (с)	1 с равна $9\,192\,631\,770$ периодам излучения, соответствующего переходу между двумя сверхтонкими уровнями основного состояния атома цезия 133

Дополнительные единицы (геометрические):

Плоский угол, радиан (рад.)	Радиан-угол между двумя радиусами окружности, длина дуги между которыми равна радиусу
-----------------------------	---

Производные единицы (пространства, времени и механические):

Скорость, метр в секунду (м/с)	1 м/с — скорость прямолинейно и равномерно движущейся точки, при которой она за время 1 с проходит путь 1 м
Ускорение, метр на секунду в квадрате (м/с ²)	1 м/с ² — ускорение прямолинейно и равноускоренно движущейся точки, при котором за время 1 с скорость точки изменяется на 1 м/с
Площадь, квадратный метр (м ²)	1 м ² — площадь квадрата с длиной стороны, равной 1 м
Объем, кубический метр (м ³)	1 м ³ — объем куба с длиной ребра, равной 1 м
Частота, герц (Гц)	Герц — частота, при которой за время 1 с. происходит один цикл периодического процесса ($\text{Гц}=1/\text{с}$)
Давление, паскаль (Па)	Н/м ² (ньютон на квадратный метр); 1 мм ртутного столба = 133,3 Па 1 атмосфера = 760 мм рт. столба = 101 325 Па; 1 бар = 10^5 Па

* Интерференционный метод позволяет сравнивать жезл с эталонной длиной световой волны в 100 раз точнее, чем с платиново-иридиевым эталоном метра.

Несистемные величины

Диапазон измеряемых величин очень широк и разнообразен, поэтому допускается применение исторически сложившихся и прочно вошедших в геодезическое производство несистемных единиц. Это десятичные кратные (образованные умножением на 10, 100, 1000 и т. д.) и десятичные дольные (образованные умножением на 0,1; 0,01; 0,001 и т. д.) от единиц системы СИ и др.

Для измерения горизонтальных и вертикальных углов используют следующие угловые единицы:

1 градус = $1^\circ = 1/90$ часть прямого угла или $1/360$ часть окружности;

1 минута = $1' = 1/60$ часть градуса = $0^\circ 01' 00''$ ($60''$);

1 секунда = $1'' = 1/60$ часть минуты = $0^\circ 00' 01''$.

Наряду с градусной системой измерения иногда используется и градовая система, в которой прямой угол делится на 100 частей, называемых градами (gon), т. е.

1 град = $1g = 0,9^\circ = 1/100$ часть прямого угла или $1/400$ часть окружности:

1 g = 100 с (десятичных минут);

1 с десятичная минута = 100 сс (десятичных секунд) = $0,01g = 1$ сантигон (sgon) ;

1сс десятичная секунда = $0,001g = 1$ миллигон (mgon).

Между угловыми единицами имеются следующие зависимости:

$1^\circ = 1,111g$; $1g = 0,9^\circ = 54'$;

$1' = 1,85185с$; $1с = 0,54' = 32,4''$;

$1'' = 0,3086419сс$; $1сс = 0,054' = 3,24''$.

Для измерения длин линий:

1 километр (км) = 1000 м;

1 дециметр (дм) = 0,1 м;

1 сантиметр (см) = 0,01 м;

1 миллиметр (мм) = 0,001 м.

Для измерения площадей:

1 километр квадратный ($км^2$) = $1\,000\,000\,м^2 = 100$ га;

1 гектар (га) = $10\,000\,м^2$;

1 дециметр квадратный ($дм^2$) = $0,01\,м^2$;

1 сантиметр квадратный ($см^2$) = $0,0001\,м^2$.

1 миллиметр квадратный ($мм^2$) = $0,000001\,м^2$.

В Великобритании и США для всех целей, кроме научных, продолжают использовать «свою» для каждой страны старую систему единиц.

До перехода на метрическую систему в России (до 1928 г.) использовали следующие единицы измерений:

1 верста = 1066,8 м = 1,066 8 км;

1 сажень = 3 аршина = 2,133 6 м;

1 аршин = 71,12 см;

1 вершок = 4,445 см;
1 дюйм = 25,4 мм;
1 десятина = $10\,925,4\text{ м}^2 = 1,0925\text{ га}$.

1.9. Понятие об основных этапах производства геодезических работ

Все геодезические работы по их производственному признаку можно условно разделить на три процесса: *измерительные*, *вычислительные* и *графические*. По месту выполнения их обычно делят на *полевые* и *камеральные*.

Целью *полевых* работ, которые занимают значительное место, является сбор метрической информации об объектах местности для создания планово-картографического материала на определенную территорию. Полевые работы являются в основном «*измерительными*» и они связаны с постоянным перемещением на местности. Полевые работы включают выбор места установки и закрепление долговременных и временных геодезических пунктов, выполнение измерений геодезическими инструментами и приборами: *теодолитами* и *тахеометрами* (горизонтальных и вертикальных углов); *нивелирами* (превышений); *спутниковыми приемниками* (координат точек); *мерными* металлическими *рулетками* и *лентами*, *лазерными рулетками* и *дальномерами* (расстояний).

Результаты измерений записываются в различные журналы, форма и содержание которых определяется инструкциями, а на магнитные носители — в электронных приборах.

В *камеральных* (офисных) условиях выполняется математическая обработка результатов измерений. *Вычислительный* процесс выполняется по определенным алгоритмам с использованием различной вычислительной техники.

Завершающим этапом является «*графический*» процесс, который состоит в оформлении измерительных и вычислительных материалов в соответствующие геодезические чертежи — *планы*, *карты*, *профили* на бумажной основе или в электронном виде.

Обозначенные на местности специальными геодезическими знаками точки с известными координатами, от которых выполняют геодезические измерения, называются *исходными* (*опорными*). Эти точки рассчитаны на длительную сохранность и использование. Взаимное положение исходных точек определяется измерениями высокой точности, позволяющей принимать эти точки за исходный каркас при выполнении на его основе последующих видов геодезических работ. Такая опора называется *геодезической сетью*, а ее точки — пунктами. Если для ее пунктов установлено взаимное по-

ложение только на поверхности относимости или горизонтальной плоскости, то она — *плановая*. Если для пунктов исходной геодезической опоры установлено их взаимное положение и по высоте, то она — *высотная*.

Точки, положение которых на местности необходимо определить, называют *определяемыми*.

При геодезических работах — с целью уменьшения влияния погрешностей измерений, затрат времени и средств на их производство соблюдают правило — «от общего к частному». В соответствии с этим правилом на основе пунктов исходной геодезической опоры для выполнения детальных геодезических работ создают *съемочное геодезическое обоснование*. Эти точки характеризуются менее прочным закреплением на местности, сравнительно небольшими расстояниями между ними, менее точным определением их взаимного положения.

Комплекс работ — как полевых, так и камеральных, в результате которых получают необходимые данные для составления карты, плана, профиля, называется *геодезической съемкой*. Таким образом, сущность геодезической съемки заключается в создании геодезического съемочного обоснования, съемке *ситуации* (объектов местности и контуров) и составлении плана, профиля и др.

Все измерения производят с помощью определенных приборов, приемов и способов, которые применяют соответственно в каждом конкретном случае. В зависимости от этого геодезические съемки имеют названия: *теодолитная*, *тахеометрическая*, *мензуральная* и др.

Перед выполнением геодезической съемки участка на местности создают съемочное обоснование, точки которого располагают равномерно как по границе участка, так и внутри его. Затем выполняют геодезические измерения для определения взаимного положения (координат) этих точек. Далее, используя эти точки, приступают к съемке подробностей местности внутри участка. Съемка ситуации внутри участка выполняется с использованием менее точных методов и приборов, чем построение геодезического обоснования.

Границы обособленных участков пашни, пастбища, леса, куртарника и другие объекты называют *контурами*. На местности контуры бывают прямолинейные (ломаные) и криволинейные.

Если при съемке определяется только плановое положение объектов местности и контуров, то съемка называется *горизонтальной* или *контурной* (*теодолитной*). Если при съемке определяется и высотное положение объектов местности и контуров, то съемка называется *топографической* (*тахеометрической*).

Вопросы и задачи для самопроверки

1. Что называется уровенной поверхностью?
2. Поверхность какой фигуры более всего соответствует поверхности геоида?
3. Какие системы координат различают на плоскости?
4. Что такое широта и долгота точки местности?
5. Какие координаты называют прямоугольными и каковы их знаки?
6. Что называют склонением магнитной стрелки и по какой формуле его вычисляют?
7. По названию какой оси меридиану присвоено название «осевой»?
8. Что называют дирекционным углом линии?
9. Что называют сближением меридианов и по какой формуле его вычисляют?
10. В чем преимущество использования дирекционных углов по сравнению с азимутами?
11. Прямой дирекционный угол линии равен $75^{\circ}14'$. Чему равен обратный дирекционный угол?
12. Напишите формулу для вычисления дирекционного угла последующей линии по известному дирекционному углу предыдущей линии и левому углу при точке.
13. Напишите формулы связи между румбом и дирекционным углом направления в разных четвертях.

Глава 2

РЕШЕНИЕ НЕКОТОРЫХ ЗАДАЧ НА ПЛОСКОСТИ

2.1. Прямая геодезическая задача

Прямая геодезическая задача состоит в том, что по известным (исходным) координатам начального пункта $A(X_A, Y_A)$ линии AP , дирекционному углу этой линии α_{AP} и ее горизонтальному проложению S_{AP} вычисляют координаты конечной точки $P(X_P, Y_P)$ (рис. 2.1).

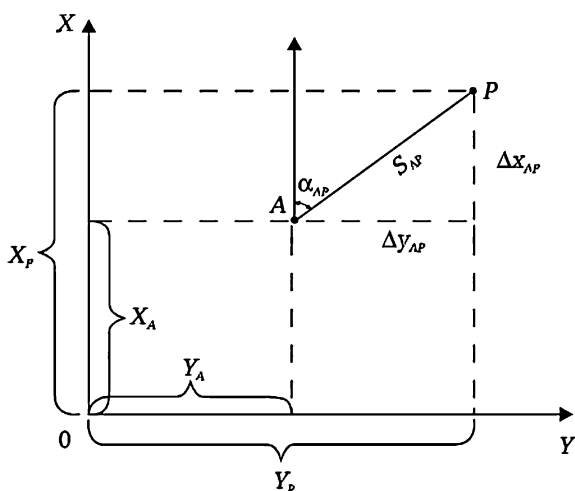


Рис. 2.1. Прямая геодезическая задача

Как видно из приведенного рисунка, для решения этой задачи необходимо вычислить приращения координат линии AP , т. е. проекции горизонтального проложения этой линии на оси прямоугольной системы координат. Приращения координат вычисляют по формулам:

$$\begin{aligned} \Delta x_{AP} &= S_{AP} \cos \alpha_{AP}; \\ \Delta y_{AP} &= S_{AP} \sin \alpha_{AP}. \end{aligned} \quad (2.1)$$

Тогда координаты конечной точки получают из соотношений:

$$\begin{aligned} X_p &= X_A + \Delta x_{AP}; \\ Y_p &= Y_A + \Delta y_{AP}. \end{aligned} \quad (2.2)$$

Указание. При решении прямой геодезической задачи следует обращать внимание на знаки тригонометрических функций при вычислениях приращений координат.

Пример решения прямой геодезической задачи

Точка А имеет координаты: $X_A = 1254,27$ м, $Y_A = 458,27$ м. Линия АВ имеет дирекционный угол $\alpha_{AB} = 137^\circ 24,3'$ и длину $S_{AB} = 215,47$ м. Вычислить координаты точки В.

Решение

Отметим, что линия АВ направлена во вторую четверть и, следовательно, косинус имеет знак минус, а синус — знак плюс. Таким образом, приращение $\Delta x < 0$, а приращение $\Delta y > 0$. Проводим вычисление приращений координат: $\Delta x = -158,62$ м и $\Delta y = +145,83$ м. Тогда координаты точки В равны: $X_B = 1095,65$ м и $Y_B = 604,10$ м.

Задачи для устного решения

1. Точка А имеет координаты: $X_A = 200,00$ м, $Y_A = 200,00$ м. Линия АВ имеет длину $S_{AB} = 100,00$ м. Вычислить координаты точки В, если:
 - 1.1. $\alpha_{AB} = 0^\circ$; 1.2. $\alpha_{AB} = 90^\circ$; 1.3. $\alpha_{AB} = 180^\circ$; 1.4. $\alpha_{AB} = 270^\circ$.
2. Точка А имеет координаты: $X_A = 200,00$ м, $Y_A = 200,00$ м. Линия АВ имеет длину $S_{AB} = 100,00$ м. Вычислить координаты точки В, если:
 - 2.1. $\alpha_{AB} = 45^\circ$; 2.2. $\alpha_{AB} = 135^\circ$; 2.3. $\alpha_{AB} = 225^\circ$; 2.4. $\alpha_{AB} = 315^\circ$.

Задачи для решения с калькулятором

1. Точка А имеет координаты $X_A = 2745,76$ м; $Y_A = 3860,27$ м. Линия АР имеет дирекционный угол $\alpha_{AP} = 217^\circ 31' 18''$, а ее длина $S_{AP} = 409,27$ м. Вычислить координаты точки Р.
2. Точка местности А имеет координаты $X_A = 4745,15$ м; $Y_A = 2169,71$ м. Из этой точки исходит направление АВ, дирекционный угол которого $\alpha_{AB} = 301^\circ 44',5$. На местности измерены угол $\angle BAP = \beta_A = 117^\circ 14',2$ и расстояние $S_{AP} = 309,27$ м. Вычислить координаты точки Р.

2.2. Обратная геодезическая задача

Обратная геодезическая задача состоит в том, что по известным координатам конечных точек линии АР вычисляют дирекционный угол и горизонтальное проложение этой линии, т. е. известны X_A, Y_A, X_P, Y_P ; необходимо определить α_{AP} и S_{AP} .

Задача решается двумя способами, но в любом случае предварительно необходимо вычислить приращения координат, следуя

правилу: *приращение координат равно разности координат конечной и начальной точек линии.*

Если необходимо вычислить дирекционный угол направления AP , то точка A — начальная, а точка P — конечная. Тогда приращения координат вычисляют по формулам:

$$\begin{aligned}\Delta X_{AP} &= X_P - X_A; \\ \Delta Y_{AP} &= Y_P - Y_A.\end{aligned}\quad (2.3)$$

Если же необходимо вычислить дирекционный угол направления PA , то точка P — начальная, а точка A — конечная. В этом случае приращения координат вычисляют по формулам:

$$\begin{aligned}\Delta X_{PA} &= X_A - X_P; \\ \Delta Y_{PA} &= Y_A - Y_P.\end{aligned}\quad (2.4)$$

Естественно, что длина линии $S_{AP} = S_{PA}$ не зависит от выбора направления.

Вычисления по формулам (2.3) и (2.4) бесконтрольные, поэтому приращения необходимо вычислять с особым вниманием.

Первый способ

Вначале вычисляют дирекционный угол по формуле:

$$\alpha = \operatorname{arctg} \frac{\Delta y_{AP}}{\Delta x_{AP}}. \quad (2.5)$$

Для однозначного определения дирекционного угла следует учитывать знаки приращений координат. Соотношения между величиной дирекционного угла, названием румба и знаками приращений приведены в табл. 2.1.

Горизонтальное проложение вычисляют по формулам:

$$S_{AP} = \frac{\Delta x_{AP}}{\cos \alpha_{AP}} = \frac{\Delta y_{AP}}{\sin \alpha_{AP}}. \quad (2.6)$$

Сходимость результатов вычисления S_{AP} контролирует вычисление дирекционного угла и горизонтального проложения, но не контролирует вычисление приращений.

Таблица 2.1

Соотношение между величиной дирекционного угла, названием румба и знаками приращений координат

Дирекционный угол линии	Название румба	Знаки приращений координат	
		Δx	Δy
0–90°	СВ	+	+
90°–180°	ЮВ	–	+
180°–270°	ЮЗ	–	–
270°–360°	СЗ	+	–

Второй способ

По вычисленным приращениям координат вычисляют горизонтальное проложение:

$$S_{AP} = \sqrt{\Delta x_{AP}^2 + \Delta y_{AP}^2}. \quad (2.7)$$

Далее дважды вычисляют дирекционный угол:

$$\alpha_{AP} = \arccos \frac{\Delta x_{AP}}{S_{AP}} = \arcsin \frac{\Delta y_{AP}}{S_{AP}}. \quad (2.8)$$

Указание. При вычислениях обратите внимание на знаки приращений, которые помогут вам правильно определить название румба и, соответственно, величину дирекционного угла.

Пример решения обратной геодезической задачи

Точки A и B имеют соответственно координаты: $X_A = 1254,27$ м; $Y_A = 458,52$ м, и $X_B = 2067,81$ м; $Y_B = 203,38$ м. Вычислить дирекционный угол и длину линии AB .

Решение

Вычисляем приращения координат, вычитая из координат конечной точки B координаты начальной точки A .

$$\Delta X_{AB} = X_B - X_A = 2067,81 - 1254,27 = +813,54 \text{ м};$$

$$\Delta Y_{AB} = Y_B - Y_A = 203,38 - 458,52 = -255,14 \text{ м}.$$

Сочетание знаков (+; -), следовательно, название румба — СЗ, и дирекционный угол будет иметь значение в пределах $270^\circ < \alpha_{AB} < 360^\circ$.

Первый способ

Вычисляем тангенс румба, учитывая абсолютные значения приращений, т. к. по знакам приращений уже определено название румба.

$$\operatorname{tg} r_{AB} = \frac{|\Delta x|}{|\Delta y|} = \frac{255,14}{813,54} = 0,313617.$$

Этому значению тангенса соответствует угол в первой четверти, равный $17^\circ 24,7'$. Следовательно, румб линии AB будет равен $r_{AB} = \text{СЗ}:17^\circ 24,7'$, а дирекционный угол — $\alpha_{AB} = 342^\circ 35,3'$.

Далее вычисляем с контролем длину линии AB :

$$S_{AB} = \frac{\Delta x}{\cos \alpha_{AB}} = \frac{+813,54}{+0,954179} = 852,61 \text{ м};$$

$$S_{AB} = \frac{\Delta y}{\sin \alpha_{AB}} = \frac{-255,14}{-0,299235} = 852,64 \text{ м}.$$

Расхождение в значениях расстояний произошло за счет округления значения румба до десятых долей минуты. Допустимое расхождение может быть 0,05 м. В этом случае наиболее правильный ответ получают по наиболь-

шему по абсолютной величине значению тригонометрической функции. В данном примере — по значению $\cos \alpha$, т. е. окончательный ответ $S_{AB} = 851,61$ м.

Второй способ

Вычисляем длину линии AB :

$$S_{AB} = \sqrt{(X_B - X_A)^2 + (Y_B - Y_A)^2} = \sqrt{813,54^2 + (-255,14)^2} = \sqrt{726943,7512} = 852,61 \text{ м.}$$

Вычисляем с контролем румб линии AB , используя абсолютные значения приращений, т. к. название румба установлено.

$$r_{AB} = C3 : \arccos \frac{|\Delta x_{AB}|}{S_{AB}} = C3 : \arccos \frac{813,54}{852,61} = C3 : 17^\circ 24,7';$$

$$r_{AB} = C3 : \arcsin \frac{|\Delta y_{AB}|}{S_{AB}} = C3 : \arcsin \frac{255,14}{852,61} = C3 : 17^\circ 24,7'.$$

Дирекционный угол линии AB равен $\alpha_{AB} = 342^\circ 35,3'$.

Задачи для устного решения

1. Точки A и B имеют соответственно координаты:
 $X_A = 400,00$ м; $Y_A = 400,00$ м, и $X_B = 200,00$ м; $Y_B = 600,00$ м.
Вычислить дирекционный угол и длину линии AB .
2. Точки A и B имеют соответственно координаты:
 $X_A = 400,00$ м; $Y_A = 400,00$ м, и $X_B = 600,00$ м; $Y_B = 200,00$ м.
Вычислить дирекционный угол и длину линии AB .
3. Точки A и B имеют соответственно координаты:
 $X_A = 400,00$ м; $Y_A = 400,00$ м, и $X_B = 400,00$ м; $Y_B = 600,00$ м.
Вычислить дирекционный угол и длину линии AB .
4. Точки A и B имеют соответственно координаты:
 $X_A = 400,00$ м; $Y_A = 400,00$ м, и $X_B = 200,00$ м; $Y_B = 400,00$ м.
Вычислить дирекционный угол и длину линии BA .
5. Точки A и B имеют соответственно координаты:
 $X_A = 400,00$ м; $Y_A = 400,00$ м, и $X_B = 200,00$ м; $Y_B = 600,00$ м.
Вычислить дирекционный угол и длину линии BA .
6. Точки A и B имеют соответственно координаты:
 $X_A = 400,00$ м; $Y_A = 400,00$ м, и $X_B = 600,00$ м; $Y_B = 200,00$ м.
Вычислить дирекционный угол и длину линии BA .
7. Точки A и B имеют соответственно координаты:
 $X_A = 400,00$ м; $Y_A = 400,00$ м, и $X_B = 400,00$ м; $Y_B = 600,00$ м.
Вычислить дирекционный угол и длину линии BA .
8. Точки A и B имеют соответственно координаты:
 $X_A = 400,00$ м; $Y_A = 400,00$ м, и $X_B = 200,00$ м; $Y_B = 400,00$ м.
Вычислить дирекционный угол и длину линии BA .

Задание

1. Сравнить результаты решения задач 1 и 5, 2 и 6, 3 и 7, 4 и 8. Сделать соответствующие пояснения по результатам сравнения.

2. На листе бумаги построить геодезическую прямоугольную систему координат. Нанести точки с координатами, заданными в условиях задач 1 – 8. Показать на чертеже искомые дирекционные углы для каждой задачи.

Задачи для решения с калькулятором

1. Точки A и B имеют соответственно координаты:

$$X_A = 1478,10 \text{ м}; Y_A = 2327,91 \text{ м}, \text{ и } X_B = 747,21 \text{ м}; Y_B = 3277,18 \text{ м}.$$

Вычислить дирекционный угол и длину линии BA .

2. На местности имеются две точки A и B с координатами:

$X_A = 1278,98 \text{ м}; Y_A = 1417,10 \text{ м}, \text{ и } X_B = 921,55 \text{ м}; Y_B = 2433,03 \text{ м}$. В точке A измерен левый по ходу угол $\angle BAK = \beta_A = 103^\circ 17' 25''$ и расстояние $S_{AK} = 674,27 \text{ м}$. Вычислить координаты точки K .

Указание: Для облегчения решения задачи сделайте чертеж, на котором покажите оси координат, в произвольном масштабе расположите исходные точки, покажите дирекционный угол исходного направления, измеренный угол и дирекционный угол направления на определяемую точку. По чертежу определите знаки приращений координат.

2.3. Вычисление координат точки пересечения двух прямых

Пусть заданы два отрезка прямых линии (рис 2.2) координатами своих концов: отрезок AQ , где $A(X_A, Y_A)$ и $Q(X_Q, Y_Q)$; отрезок BF , где $B(X_B, Y_B)$ и $F(X_F, Y_F)$. Необходимо вычислить координаты точки $P(X_P, Y_P)$ пересечения этих отрезков.

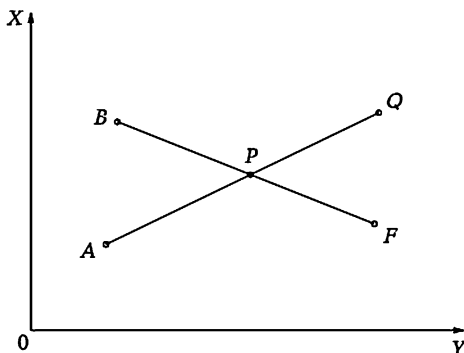


Рис. 2.2. Определение координат точки пересечения двух прямых

Уравнения прямых, на которых расположены заданные отрезки, имеют вид (уравнения прямой, проходящей через две точки):

$$AQ: \frac{X - X_A}{X_Q - X_A} = \frac{Y - Y_A}{Y_Q - Y_A};$$

$$BF: \frac{X - X_B}{X_F - X_B} = \frac{Y - Y_B}{Y_F - Y_B}.$$

Преобразуем уравнения прямых :

$$AQ: Y = \frac{Y_Q - Y_A}{X_Q - X_A} X - Y_A;$$

$$BF: Y = \frac{Y_F - Y_B}{X_F - X_B} X - Y_B.$$

Введем обозначения для дирекционных углов линий AQ и BF , соответственно:

$$\frac{Y_Q - Y_A}{X_Q - X_A} = \operatorname{tg} \alpha_1;$$

$$\frac{Y_F - Y_B}{X_F - X_B} = \operatorname{tg} \alpha_2.$$

Запишем преобразованные уравнения прямых относительно неизвестной ординаты Y_p с учетом введенных обозначений:

$$\begin{aligned} AQ: Y_p &= (X_p - X_A) \operatorname{tg} \alpha_1 + Y_A; \\ BF: Y_p &= (X_p - X_B) \operatorname{tg} \alpha_2 + Y_B. \end{aligned} \quad (2.9)$$

Раскроем скобки и приравняем правые части уравнений:

$$X_p \operatorname{tg} \alpha_1 - X_A \operatorname{tg} \alpha_1 + Y_A = X_p \operatorname{tg} \alpha_2 - X_B \operatorname{tg} \alpha_2 + Y_B.$$

Решим уравнение относительно искомой абсциссы X_p :

$$X_p (\operatorname{tg} \alpha_1 - \operatorname{tg} \alpha_2) = X_A \operatorname{tg} \alpha_1 - X_B \operatorname{tg} \alpha_2 + Y_B - Y_A.$$

или

$$X_p = \frac{\operatorname{tg} \alpha_1 X_A - \operatorname{tg} \alpha_2 X_B - (Y_A - Y_B)}{\operatorname{tg} \alpha_1 - \operatorname{tg} \alpha_2}. \quad (2.10)$$

Подставляя значение абсциссы X_p в систему уравнений (2.9), дважды получаем ординаты Y_p точки пересечения двух прямых AQ и BF .

2.4. Вычисление координат точек пересечения двух окружностей

Пусть заданы две окружности своими уравнениями:

$$(x - x_A)^2 + (y - y_A)^2 = S_A^2; \quad (x - x_B)^2 + (y - y_B)^2 = S_B^2.$$

При этом точка A с координатами $(x_A; y_A)$ есть центр первой окружности, а S_A — радиус этой окружности. Соответственно точка B с координатами $(x_B; y_B)$ — центр второй окружности, а S_B — радиус второй окружности.

Определение координат точек пересечения этих окружностей (а их в общем случае две) можно получить из совместного решения представленных уравнений. Однако с вычислительной точки зре-

ния такой метод решения является достаточно трудоемким. В связи с этим воспользуемся несколько иным приемом и будем вычислять не координаты искомых точек, а их приращения относительно координат центров заданных окружностей.

Рассмотрим внимательно рис. 2.3. Для определения координат т. Q необходимо знать дирекционный угол направления AQ и расстояние между этими точками A и Q . Решая прямую геодезическую задачу, мы можем найти координаты точки Q .

Расстояние от точки A до точки Q известно — это радиус первой окружности S_A . Дирекционный угол направления AQ может быть вычислен по формуле:

$$\alpha_{AQ} = \alpha_{AB} - \beta_A. \quad (2.11)$$

Если искомая точка Q находится слева от исходного направления AB , то дирекционный угол получают как разность $(\alpha - \beta)$.

Если искомая точка F находится справа от исходного направления AB , то дирекционный угол получают как сумму $(\alpha + \beta)$.

Второе правило мы будем использовать при нахождении дирекционного угла направления AF :

$$\alpha_{AF} = \alpha_{AB} + \beta_A. \quad (2.12)$$

Дирекционный угол α_{AB} направления AB получим из решения обратной геодезической задачи по известным координатам точек A и B . Остается решить вопрос относительно вычисления угла β_A .

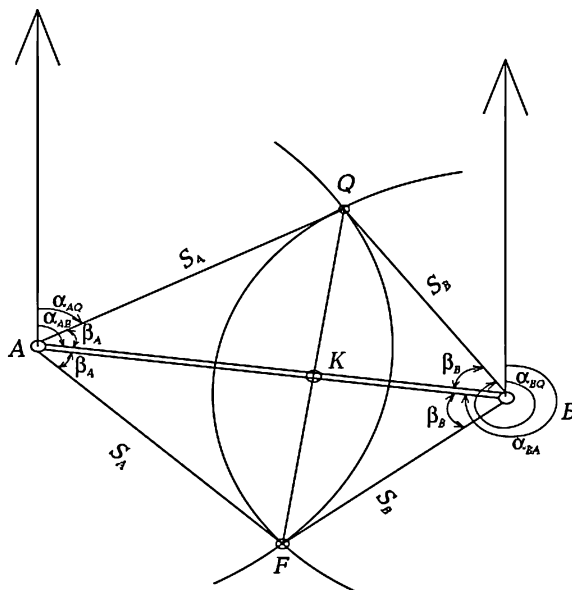


Рис. 2.3. Определение координат точек пересечения двух окружностей

Аналогичные рассуждения мы можем провести в отношении вычисления приращений координат по линиям BQ и BF . Длины линий BQ и BF равны радиусу второй окружности S_B , а дирекционные углы этих направлений могут быть вычислены по формулам:

$$\alpha_{BQ} = \alpha_{BA} + \beta_B; \quad (2.13)$$

$$\alpha_{BF} = \alpha_{BA} - \beta_B. \quad (2.14)$$

Здесь следует обратить внимание на знаки, с которыми угол β_B входит в эти формулы.

Здесь также остается открытым вопрос о величине угла β_B . Вычисление этих углов может быть осуществлено по формулам:

$$\beta_A = \arccos \frac{AK}{S_A}; \quad (2.15)$$

$$\beta_B = \arccos \frac{BK}{S_B}. \quad (2.16)$$

Следует учесть, что треугольники AKQ и BKQ — прямоугольные.

Учитывая, что для указанных треугольников QK — общий катет, можем записать следующее равенство:

$$S_A^2 - AK^2 = S_B^2 - BK^2.$$

Приписав к последнему равенству очевидное равенство

$$AK + BK = AB,$$

получим систему из двух уравнений с двумя неизвестными. Решив эту систему, получим:

$$AK = \frac{S_{AB}^2 - S_A^2 + S_B^2}{2S_{AB}}; \quad (2.17)$$

$$BK = \frac{S_{AB}^2 - S_B^2 + S_A^2}{2S_{AB}}. \quad (2.18)$$

Контроль вычислений можно осуществить по формуле $AK + BK = AB$.

Применяя формулы (2.15) и (2.16), вычисляем вспомогательные углы β_A и β_B . Затем по формулам (2.12) — (2.14) вычисляем дирекционные углы направлений AQ , AF , BQ и BF . Далее по формулам

$$\Delta x_{AQ} = S_A \cos \alpha_{AQ}; \Delta y_{AQ} = S_A \sin \alpha_{AQ};$$

$$\Delta x_{AF} = S_A \cos \alpha_{AF}; \Delta y_{AF} = S_A \sin \alpha_{AF};$$

$$\Delta x_{BQ} = S_B \cos \alpha_{BQ}; \Delta y_{BQ} = S_B \sin \alpha_{BQ};$$

$$\Delta x_{BF} = S_B \cos \alpha_{BF}; \Delta y_{BF} = S_B \sin \alpha_{BF}$$

вычисляем приращения координат и с контролем координаты точеч Q и F .

Пример определения координат точек пересечения двух окружностей

Имеются две точки с известными координатами: $A(x_A = 11371,17; y_A = 8552,42)$ и $B(x_B = 9946,57; y_B = 7696,97)$. От этих точек измерены расстояния до точки Q : $S_A = 2121,64$ м и $S_B = 1793,76$ м. Необходимо вычислить координаты точки Q , если известно, что точка Q расположена влево от направления AB .

Решение

1. Строим схему расположения точек (рис. 2.4).

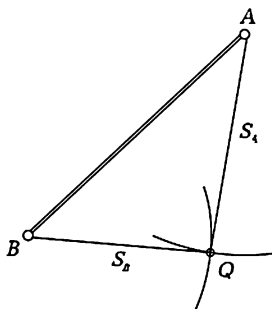


Рис. 2.4. Схема расположения точек к задаче нахождения координат точки пересечения двух окружностей.

2. Решаем обратную геодезическую задачу по направлению AB .

Название величин	Значения
x_A	11371,17
x_B	9946,57
Δx_{AB}	-1424,80
y_A	8552,42
y_B	7696,97
Δy_{AB}	-855,45
r_{AB}	ЮЗ: 30°58'50"
α_{AB}	210°58'50"
S_{AB}	1661,71

3. Вычисляем вспомогательные отрезки AK и BK .

Название величин	Значения
$AK = \frac{S_{AB}^2 + S_A^2 - S_B^2}{2S_{AB}}$	1217,14
$BK = \frac{S_{AB}^2 + S_B^2 - S_A^2}{2S_{AB}}$	444,57
$AK + BK = S_{AB}$	1661,71

4. Вычисляем вспомогательные углы.

Название величин	Значения
$\beta_A = \arccos \frac{AK}{S_A}$	54°59'34"
$\beta_B = \arccos \frac{BK}{S_B}$	75°39'00"

5. Вычисляем дирекционные углы направлений AQ и BQ.

Название величин	Значения
α_{AB}	210°58'50"
β_A	54°59'34"
$\alpha_{AQ} = \alpha_{AB} - \beta_A$	155°59'19"
α_{BA}	30°58'50"
β_B	75°39'00"
$\alpha_{BQ} = \alpha_{BA} + \beta_B$	106°39'03"

6. Вычисляем координаты искомой точки AQ и BQ.

Название величин	Значения	Название величин	Значения
x_A	11371,17	x_B	9946,57
$\Delta x_{AQ} = S_A \cos \alpha_{AQ}$	-1938,08	$\Delta x_{BQ} = S_B \cos \alpha_{BQ}$	-513,48
x_Q	9433,09	x_Q	9433,09
y_A	8552,42	y_B	7696,97
$\Delta y_{AQ} = S_A \sin \alpha_{AQ}$	863,24	$\Delta y_{BQ} = S_B \sin \alpha_{BQ}$	1718,69
y_Q	9415,66	y_Q	9415,66

2.5. Перевычисление плоских прямоугольных координат из одной системы в другую

Преобразования координат на плоскости связаны с переходом от одной системы координат к другой. Здесь возможно несколько вариантов:

Параллельное перемещение осей координат

В системе координат XOY (рис. 2.5) задана точка A(X_A ; Y_A). Имеется «новая» система координат X'O'Y' с осями, параллельными «исходной» системе. В «исходной» системе координаты «нового» начала O'(X_{O'}; Y_{O'}).

Необходимо вычислить координаты точки A(X'_A; Y'_A) в «новой» системе. Как видно из чертежа, перевычисление из «исходной» в «новую» выполняется по следующим формулам:

$$\begin{aligned} X'_A &= X_A - X_{O'}; \\ Y'_A &= Y_A - Y_{O'}. \end{aligned} \quad (2.19)$$

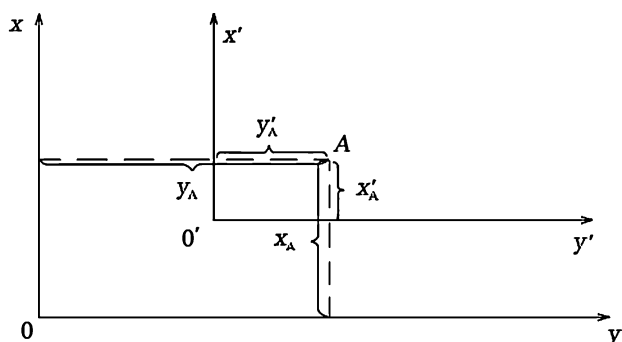


Рис. 2.5. Параллельное перемещение осей координат

Разворот системы координат

В системе координат XOY (рис. 2.6) задана точка $A(X_A, Y_A)$. Имеется «новая» система координат $X'O'Y'$ с осями, развернутыми по отношению к исходной на угол α . Угол считается от северного направления исходной оси OX по ходу часовой стрелки до северного направления оси OX' . Тогда координаты точки $A(X'_A, Y'_A)$ в новой системе координат будут равны:

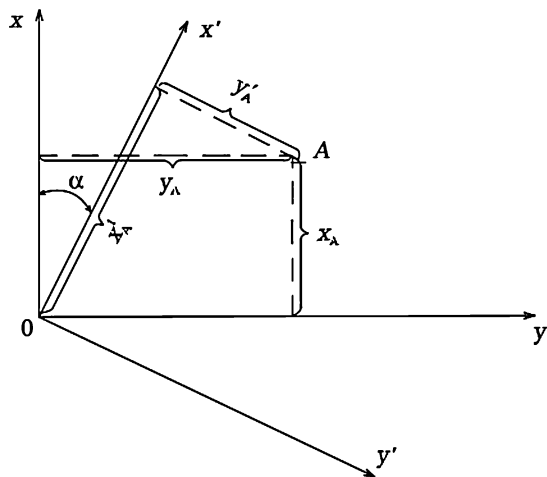


Рис. 2.6. Разворот системы координат

$$\begin{aligned} X'_A &= X_A \cos \alpha + Y_A \sin \alpha; \\ Y'_A &= -X_A \sin \alpha + Y_A \cos \alpha. \end{aligned} \quad (2.20)$$

3.1. Карта. План. Профиль

Конечным результатом топографо-геодезических работ являются чертежи земной поверхности, числовые данные для составления цифровых моделей местности и др. материал, представленный в упорядоченном виде. Чертежи могут быть составлены на бумажной основе, представлены в электронной форме или в виде компьютерной базы данных. Традиционными формами чертежей являются: *карта, план, профиль*.

При изображении на бумаге, т. е. на плоскости, всей земной поверхности или значительных ее участков невозможно избежать искажений изображения вследствие кривизны изображаемой земной поверхности, поскольку при любом способе проектирования на плоскость возникают искажения в длинах линий и углах между ними.

Уменьшенное искаженное за счет влияния кривизны Земли, плоское изображение всей земной поверхности или значительной ее части, построенное по определенным математическим законам, называется *картой*.

В зависимости от назначения карты при ее создании выбирается определенная картографическая проекция, т. е. математический закон проектирования местности на плоскость.

Ортогональную проекцию небольших участков местности (до 20×20 км) на уровенную поверхность можно считать плоской, пренебрегая кривизной Земли. Уменьшенное изображение такой проекции на бумаге будет без искажений, вызванных кривизной Земли, и подобным участку местности.

Уменьшенное, подобное изображение горизонтального проложения сравнительно небольшого участка земной поверхности на плоскости называется *планом*.

Наглядным изображением неровностей земной поверхности является *профиль*, т. е. уменьшенное изображение ее вертикального разреза по выбранному направлению.

На планах и картах могут изображаться ситуация и рельеф, либо только *ситуация* (от франц. situation — местоположение).

Совокупность изображений на плане местных предметов естественного и искусственного происхождения (реки, леса, кустарника, земельных участков, зданий, улиц и др.), называется *ситуацией местности*.

Совокупность неровностей земной поверхности естественного происхождения называется рельефом местности.

Принято считать, что план можно составлять на территорию, не превышающую площади круга радиусом 10 км.

Если на плане изображены только границы объектов местности, его называют *контурным* (рис. 3.1, а). Если, кроме контуров, на план нанесен и рельеф, такой план называют *топографическим* (рис. 3.1, б).

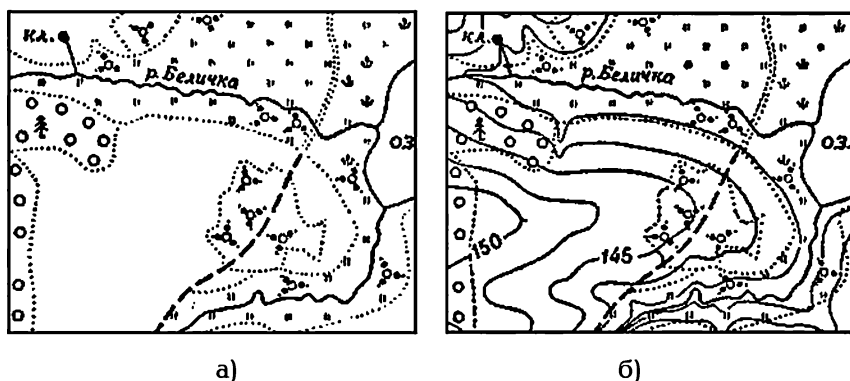


Рис. 3.1. Контурный (а) и топографический (б) планы.

Картой называют чертеж, на котором может быть изображена поверхность всей Земли или любой ее части в обобщенном и уменьшенном виде. Карты могут иметь различное назначение: сельскохозяйственные, кадастровые, экономические, политические и т. д. — это т. н. *тематические* или *специальные* карты; на них показывают контуры ситуации и специальную нагрузку, соответствующую тематике карты.

Карты, на которых, кроме контуров ситуации, изображен рельеф земной поверхности, называют *общегеографическими*. Общегеографическая основа может быть каркасом для построения тематических карт.

При любых измерениях по планам и картам следует помнить, что масштаб плана во всех его точках можно считать одинаковым, а масштаб во всех точках карты вследствие искажений может быть различным.

3.2. Масштаб. Точность масштаба

3.2.1. Понятие о масштабах планов и карт

При составлении планов, карт, профилей результаты измерения линий на местности уменьшают в сотни или тысячи раз.

Степень уменьшения линий местности (горизонтальных положений) при изображении их на плане называется *масштабом*.

Под *масштабом карты* в общем случае понимается отношение длины линии на карте к ее длине на поверхности относимости. В зависимости от картографической проекции изображения на карте в разных ее местах имеют различные по величине искажения, поэтому масштаб карты неодинаков. Для карт, составленных в мелком масштабе, обычно обозначают средний масштаб.

Масштаб, выраженный числом в виде простой дроби, называется *численным*. У него числитель равен единице, а знаменатель — круглое число, например, $1/500$, $1/1000$ или $1:500$, $1:1000$. Масштаб $1:500$ показывает, что изображение линии местности (горизонтального проложения) уменьшено на плане в 500 раз и одной единице длины на плане, карте или профиле соответствует на местности 500 таких единиц, т. е. одному сантиметру на плане, карте или профиле соответствует 500 см, или 5 м, на местности.

Численный масштаб подписывают на планах, картах или профилях в их нижней части, сопровождая пояснительной надписью, например, «в 1 сантиметре 5 м», т. к. длины линий местности удобно выражать в метрах. Чтобы определить количество метров на местности в одном сантиметре плана (карты), надо у знаменателя численного масштаба отбросить два последних нуля, например, 1 см плана масштаба $1:2000$ соответствует 20 м на местности.

Чтобы на плане (карте) показать больше подробностей, их надо составлять в более крупном масштабе. Чем меньше знаменатель численного масштаба, тем масштаб крупнее, а масштаб с большим знаменателем считается мелким. К крупным масштабам относят: $1:500$, $1:1000$, $1:2000$, $1:5000$; к средним — $1:10\ 000$, $1:25\ 000$, $1:50\ 000$; к мелким — $1:100\ 000$, $1:200\ 000$, $1:500\ 000$, $1:1\ 000\ 000$ и мельче.

Планы и карты в России создаются в масштабах, образующих строго определенную систему, называемую *масштабным рядом*. Масштабный ряд установлен с таким расчетом, чтобы он удовлетворял всем условиям потребителей и чтобы имела возможность легко переходить от одного масштаба к другому.

Зная численный масштаб, легко длины линий местности переводить в длины линий на плане (карте) и наоборот. Такой перевод сопряжен с вычислениями, поэтому, чтобы не производить таких вычислений, пользуются графически построенной *шкалой* (номограммой). Такая шкала называется *линейным масштабом* (рис. 3.2).

1 : 10 000

в 1 сантиметре 100 метров

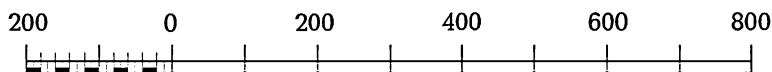


Рис. 3.2. Численный и линейный масштабы

Линейный масштаб представляет собой график в виде отрезка прямой горизонтальной линии, на которой последовательно отложены равные отрезки, называемые *основанием* масштаба. Основание масштаба соответствует целому числу десятков или сотен метров на местности. Для повышения точности измерений крайнее левое основание делится на более мелкие отрезки. Началом счета является нуль (0) — общая точка первого и второго основания масштаба. Остальные отрезки подписывают в соответствии с величиной численного масштаба. Если основание масштаба равно 2 см, то такой линейный масштаб называется *нормальным*. На рис. 3.2 нормальный линейный масштаб построен для численного 1:10 000 (в 1 см — 100 м, а в 2 см — 200 м).

Измерения по линейному масштабу обычно производят *циркулем-измерителем* (рис. 3.3), который перед работой должен быть хорошо отрегулирован. При измерении циркуль следует держать одной рукой, наклоняя его несколько от себя так, чтобы хорошо были видны одновременно оба острия иглок.

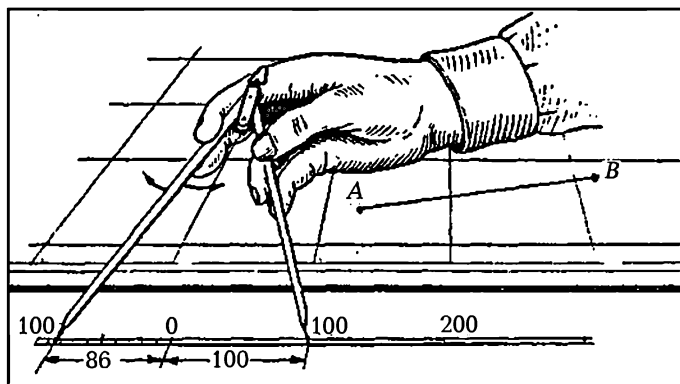


Рис. 3.3. Определение расстояний по линейному масштабу

При измерении расстояний раствор циркуля устанавливают по точкам *A* и *B* на плане, а затем прикладывают циркуль к линейному масштабу так, чтобы его левая ножка пришлась слева от нуля, а пра-

вая стояла точно на одном из делений вправо от нуля. Определяемое расстояние будет равно сумме отсчетов по обоим концам иглол циркуля, т. е. $100 + 86 = 186$ м. При этом десятые доли мелких делений определяются «на глаз».

При выполнении картометрических работ на планах (картах) основными элементами графического построения являются точки-наколы иглы циркуля и линии. Накол представляет собой кружок очень малого диаметра. Физиологическое свойство человеческого глаза таково, что при рассматривании с расстояния 25–30 см двух рядом расположенных точек (наколов) они сливаются в одну, если расстояние между ними меньше 0,1 мм (по исследованиям на кафедре геодезии ГУЗа — 0,08 мм). Это связано с критическим углом зрения человека, равным 1'. Величина 0,1 мм принята за предельную *графическую точность* измерения по карте, т. е. является такой минимальной величиной, которую можно видеть невооруженным глазом и ощущать при измерениях циркулем.

При выполнении съемочных работ мерой точности работы наряду с величиной 0,1 мм является соответствующее этой величине расстояние на местности, называемое *предельной точностью масштаба*. Это та максимальная точность, с которой может быть определено расстояние по данному плану (карте). При этом следует учитывать, что вследствие накопления неизбежных погрешностей в технологическом процессе изготовления плана (карты) *практическая точность* результата измерения расстояний по планам (картам) значительно грубее предельной графической точности и может достигать 1 мм.

Предельную точность масштаба легко рассчитать, разделив знаменатель численного масштаба на 10 000. Например, точность масштаба 1:5 000 равна 0,5 м. Знать величину точности масштаба необходимо при выборе масштаба съемки и при определении, какие объекты местности не следует снимать, т. к. они не изобразятся в данном масштабе.

Например, земельный участок размером 10х10 м на картах масштабов 1:50 000, 1:100 000 и 1:200 000 изобразится в виде точки, а при масштабах плана (карты) 1:5000, 1:10 000, 1:25 000, будет иметь размеры соответственно $2,0 \times 2,0$ мм, $1,0 \times 1,0$ мм, $0,4 \times 0,4$ мм, т. е. чем больше знаменатель численного масштаба, тем детальность плана меньше и, наоборот, чем меньше знаменатель численного масштаба, тем детальность больше.

3.2.2. Построение поперечного масштаба, его точность. Измерение длин линий на плане

Для повышения точности измерения расстояний на плане (карте), чтобы не измерять величину отрезка «на глаз», используют

шкалу *поперечного* масштаба, которую можно построить следующим образом.

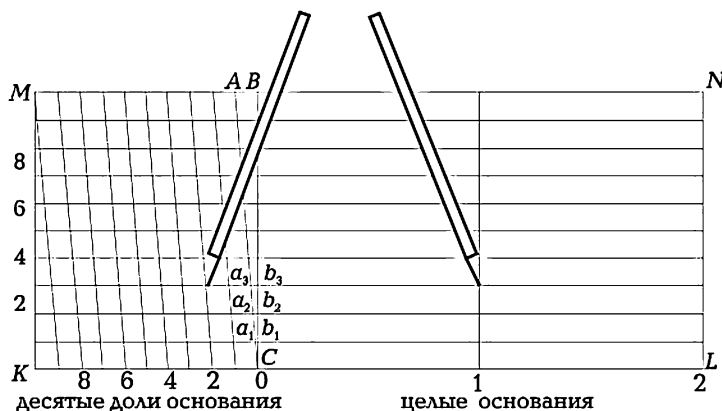


Рис. 3.4. Нормальный поперечный масштаб

На горизонтальной прямой KL (рис. 3.4) откладывают несколько раз основание масштаба, равное 2 см. Через полученные точки проводят линии, перпендикулярные к KL . Первое основание KC делят на десять равных частей. Крайние перпендикуляры KM и LN делят на десять равных частей и через деления на перпендикулярах проводят линии, параллельные основанию KL . Отрезок MB также делят на 10 равных частей. При этом т. C соединяют с т. A , а остальные наклонные линии, называемые *трансверсалиями*, проводятся параллельно. В результате графических построений получают т. н., *поперечный масштаб*. Отрезок $a_1 b_1$ называется *наименьшим делением* поперечного масштаба.

Если число делений основания масштаба n , число делений на перпендикуляре m , то наименьшее деление поперечного масштаба $a_1 b_1$ будет равно:

$$a_1 b_1 = KC/nm. \quad (3.1)$$

Пример. Если $KC = 2$ см, $n = 10$, $m = 10$, то $a_1 b_1 = 2 \text{ см} / 10 \times 10 = 0,02$ см, что при масштабе 1:10 000 соответствует 2 м, $a_2 b_2$ — 4 м и т. д., AB — 20 м.

Так как основание поперечного масштаба выбирают равным 2 см, то практически значение всех его делений в метрах можно считать для любого численного масштаба.

Поперечный масштаб обычно гравировается на специальных металлических линейках, называемых *масштабными*, а также на геодезическом транспорте.

На таких масштабных линейках обычно указываются порядковые номера малых и больших делений, поэтому для каждого конк-

ретного масштаба плана необходимо предварительно определить, какому значению в метрах соответствует наименьшее деление масштаба и другие деления.

Поперечным масштабом пользуются следующим образом. Пусть требуется отложить на плане (карте) масштаба 1:10 000 линию длиной 246 м (рис. 3.4). При основании масштаба, равном 2 см, одно деление справа от нуля будет соответствовать 200 м, слева — 20 м. Наименьшее деление согласно формуле (3.1) — 2 м. Ставят правую ножку измерителя на деление с отметкой 200 (порядковый номер 1), а вторую ножку — влево от нуля на второе деление (т. к. одно деление соответствует 20 м), что будет соответствовать 240 м. Затем переставив измеритель вверх так, чтобы левая ножка измерителя шла по наклонной линии (трансверсали), а правая — по вертикальной до третьей горизонтальной линии, на которой имеется отрезок a_3b_3 соответствующий 6 м и получают общую длину линии 246 м. Полученным раствором измерителя откладывают расстояние на плане (карте).

Для определения длины линии на плане берут соответствующий раствор измерителя и прикладывают к поперечному масштабу так, чтобы правая его ножка совпала с делением справа от нуля, а вторая — находилась в пределах левого от нуля основания. Затем подсчитывают число метров. Если левая ножка измерителя не совпадает с делением на основании, то раствор измерителя передвигают вверх до совпадения ее с трансверсалью, при этом обе ножки должны лежать на одной горизонтальной линии. После этого отсчитывают длину горизонтального проложения линии местности. Если длина линии превышает длину шкалы поперечного масштаба, то ее измеряют или откладывают по частям.

С помощью нормального поперечного масштаба можно откладывать и измерять расстояния с точностью до 0,2 мм, что соответствует одной сотой основания. Если же положение ножек циркуля между горизонтальными линиями шкалы оценивать на глаз, то можно отсчитывать расстояния с точностью до 0,1 мм.

3.3. Условные знаки

На планах и картах изображение объектов местности (ситуации) представлено в картографических условных знаках, применяемых в соответствии с их стандартами, принятыми для определенных масштабов планов и карт.

Картографические условные знаки принято делить на *масштабные (контурные)*, *внемасштабные* и *пояснительные* (рис. 3.5).

Масштабными (контурными) знаками называются условные знаки, применяемые для заполнения площадей объектов, выража-

ющихся в масштабе плана или карты. По плану или карте можно определить при помощи такого знака не только местоположение объекта или предмета, но его размеры и очертания.

Границы площадных объектов на плане могут быть изображены сплошными линиями разного цвета: черным (здания и сооружения, ограды, дороги и т. д.), голубым (водохранилища, реки, озера), коричневым (естественные обрывы почвогрунтов), светло-розовым (улицы и площади в населенных пунктах) и т. д. Точечный пунтир применяется для границ сельскохозяйственных и естественных угодий местности, границ насыпей и выемок у дорог. Границы просек, тоннелей и некоторых сооружений обозначаются простым пунктиром. Заполняющие знаки внутри контура располагаются в определенном порядке.

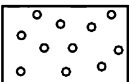
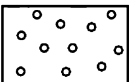
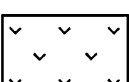
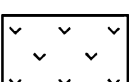
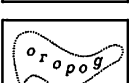
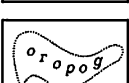
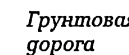
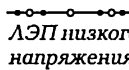
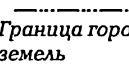
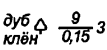
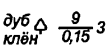
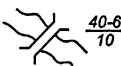
Масштабные (контурные)	Внемасштабные	
	Лес	
	Кустарник	
	Сенокос	
	Залежи	
	Огород	
	Пашня	
		Пояснительные
		 Отдельно стоящее дерево
		 Межевой знак
		 Естественные источники
		 Мельница
		 Шоссе
		 Грунтовая дорога
		 ЛЭП низкого напряжения
		 Граница городских земель
		 9 — средняя высота деревьев, м 0,15 — средняя толщина деревьев, м
		 3 — расстояние между деревьями, м
		 40 — длина моста, м 6 — ширина проезжей части, м 10 — грузоподъемность, т
		 30 — ширина реки, м 1,5 — глубина реки, м п — грунт дна (песок)

Рис. 3.5. Типы условных знаков

Если объект на плане (карте) не может быть выражен масштабным знаком из-за своей малости, то применяется внемасштабный условный знак, например, межевой знак, отдельно растущее дерево, километровый столб и др. Предметы, обозначенные такими условными знаками, занимают на плане больше места, чем следовало бы по масштабу. Объекты местности, выраженные внемасштабными условными знаками, могут служить хорошими ориентирами на местности.

Для дополнительной характеристики изображаемых на плане (карте) местных предметов, например, ширины и материала покрытия дорог, средней высоты и толщины деревьев в лесу и др. служат *пояснительные условные знаки*.

На крупномасштабных топографических планах (картах) рельеф местности изображается *горизонталями и пояснительными подписями характерных точек рельефа*.

В России таблицы общегосударственных условных знаков разрабатываются и издаются централизованно, но отдельные ведомства иногда разрабатывают свои дополнения для выделения важных для них деталей и объектов местности.

3.4. Изображение рельефа на топографических планах

При создании топографических планов и карт на участки земной поверхности требуется иметь информацию не только о форме и размерах объектов, но и представление о неровностях земной поверхности, т. е. ее понижениях и возвышенностях.

Рельеф местности имеет важное значение для организации сельскохозяйственного производства, т. к. от рельефа во многом зависят распределение почвенных вод, процессы почвообразования, микроклимат и пр. Поэтому при разработке проектов землеустройства территории, выборе мест под застройку, при отводе площадей под сад, овощные и полевые культуры, при проектировании и строительстве гидротехнических сооружений, дорог и др. обязательно учитывают рельеф земной поверхности.

На физической поверхности Земли встречаются различные неровности, которые в своей совокупности образуют рельеф местности. Рельеф в природе складывается из различных сочетаний основных форм. Основными формами рельефа являются: *гора, котловина, хребет, лощина и седловина* (рис. 3.6).

Горой называется куполообразная или конусообразная возвышенность земной поверхности, верхняя часть которой — вершина — находится часто на большой высоте над уровнем моря. Боковая поверхность горы называется *скатом* или *склоном*. Основание горы, являющееся линией перехода скатов в окружающую ровную поверхность, называется *подоймой* горы.

Небольшую гору, высотой до 200 м, называют *холмом*. Насыпной холм называют *курганом*.

Котловина представляет собой замкнутое углубление земной поверхности конусообразной формы. Нижнюю часть котловины называют *дном*, боковую поверхность — *скатом*, линию перехода боковой поверхности в окружающую местность — *бровкой*. Небольшую котловину называют *ямой, воронкой* или *впадиной*.

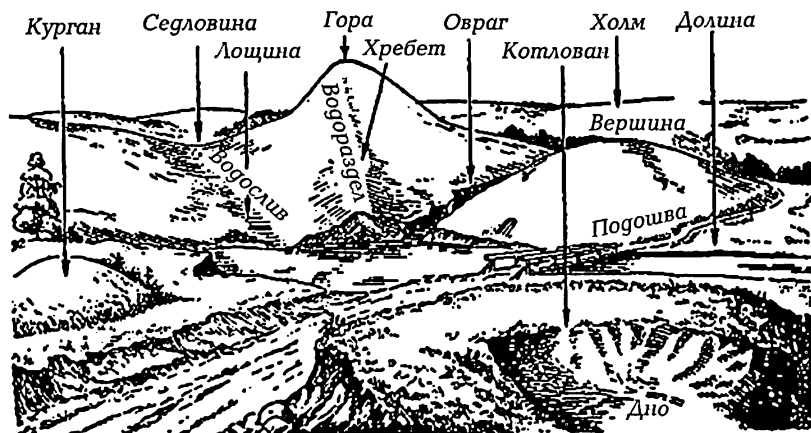


Рис. 3.6. Формы рельефа

Хребет — это вытянутая в одном направлении возвышенность с двумя противоположными скатами. Линию пересечения его скатов, проходящую по самым высоким точкам хребта, называют *водоразделом*, от которого вода и атмосферные осадки скатываются вниз по двум скатам.

Лощина — это вытянутое в одном направлении углубление с постоянно понижающимся дном. Скатy лощины называются ее боками. Линия, проходящая по самым низким точкам дна, по которой обычно стекает вода, называется *осью лощины*, *водосливной линией* или *водотоком*. Верхнюю границу скатов называют *бровкой лощины*.

Широкую лощину с пологим дном называют *долиной*. В горных районах узкую и глубокую лощину с крутыми, каменистыми скатами называют *ущельем*. Узкую лощину с крутыми склонами в равнинной местности называют *оврагом* или *балкой*. Под влиянием весенних и дождевых вод и ливней овраги увеличиваются как в длину, врезаая своей вершиной дальше в окружающую местность, так и в ширину, образуя сначала небольшие промоины, переходящие затем в боковые овраги разных порядков.

Седловина — это пониженный участок водораздела между двумя возвышенностями и двумя лощинами, расходящимися от седловины в противоположные стороны. В горной местности седловину называют *перевалом*.

Для изображения рельефа местности в *характерных точках* *седловин*, на вершинах гор, на дне котловин, на водоразделах хребтов, водотоках лощин, на бровках котловин и лощин, на подошвах гор и на точках перегибов скатов при топографической съемке оп-

ределяют их высоты, которые затем подписывают на плане около этих точек.

Но подписать высоты всех характерных точек рельефа на плане практически невозможно, т. к. чрезмерная нагрузка плана лишила бы его наглядности, поэтому для наглядного представления о формах рельефа на планах (картах) пользуются условными обозначениями. Например, на географических картах предгорные и горные местности окрашивают коричневой краской по принципу чем больше высоты точек, тем темнее тон окраски; низменности окрашивают зеленой краской — чем меньше высоты точек, тем темнее тон окраски. Однако такой способ изображения рельефа не дает точного представления о превышениях между точками земной поверхности и о крутизне скатов.

Иногда на землеустроительных планах рельеф изображают стрелками по направлению скатов и около них подписывают углы наклона ската, что также загружает план и затрудняет определение превышений между точками.

Наиболее наглядным, позволяющим рассчитывать высоты точек местности и превышения между ними, является способ изображения рельефа *горизонталями* (*изогипсами* — линиями равных высот), который начал применяться почти одновременно в России и во Франции в 1820—1830 гг. Полный переход к изображению рельефа способом горизонталей в России был осуществлен в 60-х гг. XIX в.

Под горизонталями понимают след от пересечения физической поверхности Земли *уровенной* поверхностью (геометрическое место точек, высоты которых одинаковы), поэтому *горизонтالي* — это линии, все точки которых имеют одинаковые высоты. Например, граница воды и суши у озера, пруда есть горизонталь (см. п. 1.5.4).

Образование горизонталей рассмотрим на примере рис. 3.7, где изображены два холма, рассеченные рядом *уровенных* поверхностей *а, б, в, г, д*, расположенных друг от друга на одинаковом расстоянии *h*, называемом *высотой сечения рельефа* ($h = 10$ м). В сечениях получены плавные кривые линии на высотах 100, 110...140 м, которые проектируются на горизонтальную плоскость для изображения их на плане.

При ортогональном проектировании этих линий на горизонтальную плоскость с уменьшением в соответствии с масштабом плана получаются замкнутые кривые линии, изображающие горизонтали.

Изображение основных форм рельефа горизонталями приведено на рис. 3.8.

В пересечении с поверхностью ската *уровенные* поверхности образуют кривые линии, ортогональные проекции которых в виде горизонталей показаны в нижней части каждого рисунка основных форм рельефа.

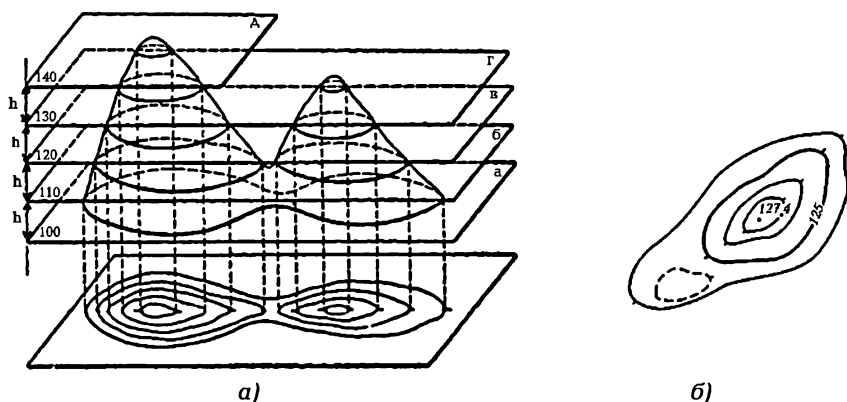


Рис. 3.7. Схема образования горизонталей: секущие уровенные поверхности для удобства показаны плоскостями

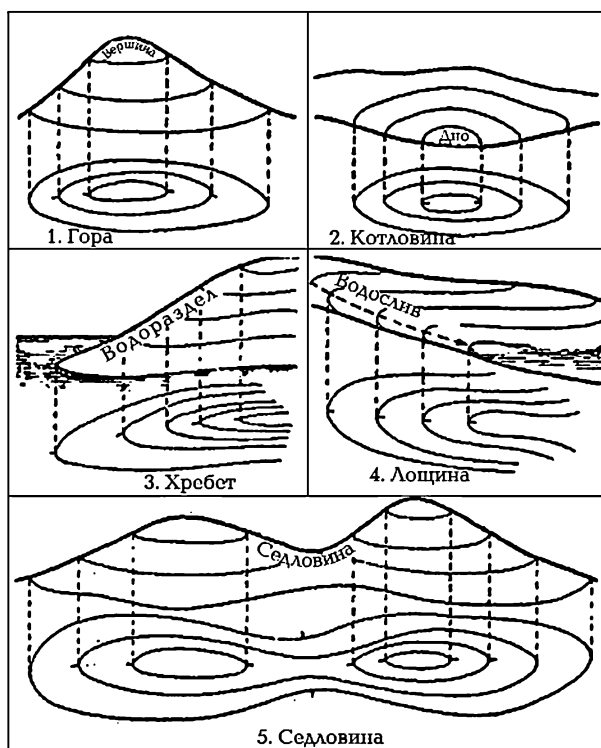


Рис. 3.8. Изображение горизонталями основных форм рельефа

Чтобы отличить изображение котловины от изображения горы, на одной или нескольких горизонталях перпендикулярно им проводят черточки — указатели в сторону понижения ската, или, как их еще называют, *скатитрихи* (бергштрихи).

Высоты горизонталей подписывают либо в разрыве горизонталей, либо у их концов так, чтобы нижняя часть цифр располагалась ниже по скату (рис. 3.7, б). Высоты горизонталей всегда кратны высоте сечения рельефа.

Например, при высоте сечения рельефа 2,5 м не может быть горизонтали с высотой 181 м, а могут быть горизонтали с высотами 180; 182,5; 185 м и т. д. Высота сечения рельефа на рисунке 3.7, б равна 1 м.

Высота вершины горы подписана 127,4 м, следовательно, высота первой горизонтали, изображающей форму верхней части этой горы, — 127 м, второй — 126, третьей — 125 (эта горизонталь утолщена и ее высота подписана в разрыве). Назначение утолщенных горизонталей состоит в облегчении счета горизонталей при определении высот.

Если отдельные характерные формы рельефа (блюдца, западины, отдельные бугры) нельзя отобразить горизонталями с выбранной высотой сечения, то проводят *полугоризонтالي* прерывистыми линиями, а иногда и *четвертьгоризонтали*. Также полугоризонтали проводят для лучшей читаемости рельефа, когда расстояние между основными горизонталями на плане более 3—4 см.

При выборе высоты сечения рельефа учитывают:

- масштаб плана или карты (чем крупнее масштаб, тем меньше высота сечения рельефа);
- характер рельефа местности (для горной местности высота сечения рельефа больше, чем для равнинной);
- требуемую точность и детальность, определяемые хозяйственно-техническими соображениями (чем точнее и детальнее требуется изобразить рельеф, тем меньше должна быть высота его сечения).

Высота сечения рельефа, обычно применяемая при съемках, приведена ниже:

Местность	Масштаб				
	1:1000	1:2000	1:5000	1:10 000	1:25 000
Равнинная	0,5	0,5	0,5—1,0	1	2,5
Всхолмленная	0,5	1	1-2	2,5	5
Горная	1	1	2,5	5	10

Горизонтали на планах и картах проводят без разрыва через все объекты, за исключением насыпей, выемок, ям, карьеров, оврагов и рек, каналов, если они изображены двумя линиями.

Чтобы иметь возможность соединять отдельные топографические планы (карты), счет высот горизонталей ведут от основной уровенной поверхности, выбор которой должен быть четко определен заранее.

Вопросы и задачи для самопроверки

1. Что называют картой, планом, профилем?
2. Что называют масштабом плана?
3. Какие существуют масштабы планов?
4. Что называют точностью масштаба?
5. Какая точность у масштабов 1:17 000, 1:23 000, 1:50 000?
6. Длина горизонтального проложения линии местности равна 327 м, масштаб плана 1:5000. Чему равна длина этой линии на плане?
7. Как определяют величину наименьшего деления поперечного масштаба?
8. Чему равно горизонтальное проложение линии местности, если на плане масштаба 1:2000 она равна 2,38 см?
9. Какие виды картографических условных знаков вам известны?

ЗАДАЧИ, РЕШАЕМЫЕ ПО ПЛАНАМ (КАРТАМ) ПРИ ИЗУЧЕНИИ МЕСТНОСТИ

4.1. Определение высот точек на плане

Если точка расположена на горизонтали, то ее высоту устанавливают по высоте этой горизонтали. Для определения высоты точки C , расположенной между горизонталями с высотами 72 и 73 м (рис. 4.1), проводят линию ab (заложение ската) через эту точку, перпендикулярную к горизонталям. Отрезку ba на плане соответствует превышение $h_{ba} = H_b - H_a$ между соседними горизонталями, а отрезку ac — превышение h_{ca} .

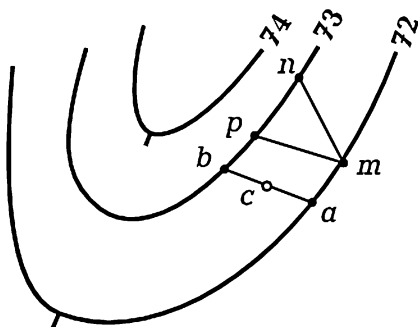


Рис. 4.1. Схема определения высот точек и уклонов

Для решения задачи по определению высоты точки, расположенной между горизонталями, необходимо измерить длины отрезков ac и ab циркулем-измерителем. Тогда из пропорции

$$h_{ca} / h_{ba} = ac / ab$$

определим превышение $h_{ca} = (ca / ba) \times h_{ba}$.

Тогда искомая высота точки C вычисляется по формуле

$$H_C = H_a + h_{ca}. \quad (4.1)$$

4.2. Определение уклона и угла наклона линии

Пусть линия местности AB (рис. 4.2) наклонена к горизонту AC под углом ν . Тангенс этого угла называется *уклоном линии* и обозначается буквой i :

$$i = \operatorname{tg} \nu = \frac{h}{S}, \quad (4.2)$$

т. е. уклон линии равен отношению превышения h к горизонтальному проложению S .

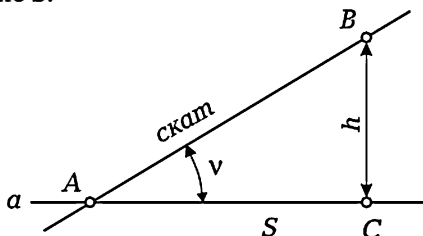


Рис. 4.2. Схема определения уклона линии

Пример. Если $h = 1$ м, а $S = 20$ м, то по формуле (4.2) получим, что $i = 1/20 = 0,05$, если $h = 1$ м; $S = 1$ м, то получится $i = h$.

Из этого следует, что уклон линии численно можно рассматривать как превышение, приходящееся на единицу горизонтального расстояния.

Уклон $i = 0,05$ показывает, что линия местности повышается или понижается на 5 см через каждый 1 м или на 5 м через каждые 100 м горизонтального расстояния S . Если превышение положительное ($+h$), то уклон положителен (линия направлена вверх на подъем), а когда превышение отрицательное ($-h$) — уклон отрицателен и линия направлена вниз на спуск.

Измерив по плану длину *заложения* (горизонтального проложения линии между двумя соседними горизонталями по заданному направлению) $mn = S = 29$ м (см. рис. 4.1) и зная высоту сечения $h = 1$ м, найдем $i = 1/29 = 0,034$ или, выразив уклон в процентах, получим $i = 3,4 \%$.

4.3. Определение крутизны ската. Графики заложений

Мерой крутизны склона служит уклон, или тангенс угла наклона линий местности к плоскости горизонта. Длина линии tr (рис. 4.1) меньше длины линии tn , а превышение (вертикальное расстояние) между горизонталями в обоих случаях одно и то же — 1 м. Следовательно, линия, соответствующая заложению tr , имеет больший уклон, а у линии tn уклон меньше. Очевидно, самому ко-

роткому расстоянию между двумя соседними горизонталями соответствует самая крутая линия на местности. Чтобы при определении крутизны не прибегать каждый раз к вычислению уклона i , строят на плане график, называемый *графиком заложений*. Он позволяет по измеренному заложению S определить уклон i (в тысячных долях или в процентах) или угол наклона v (в градусной мере). Поэтому различают графики заложений в уклонах и в углах наклона.

График заложений может быть использован только для работы на плане (карте) лишь того масштаба и такой высоты сечения рельефа, для которых он построен.

Графики строят так. Для принятой высоты сечения рельефа и интересующих уклонов и углов наклона вычисляют горизонтальные проложения по формулам:

$$S = h/i \text{ и } S = h/\operatorname{tg} v = h \operatorname{ctg} v.$$

Примем в формуле (4.2) $h = 1$ м, тогда придавая i последовательно значения, указанные ниже, найдем соответствующие значения S в метрах

i 0,01 0,03 0,05 0,07 0,10 0,20 0,30 0,40 0,50 0,70 1,0

S , м ... 100 33,3 20 14,3 10 5 3,3 2,5 2,0 1,4 1

На рис. 4.3, а, представляющем график заложений в уклонах, на вертикальной прямой отложены произвольные равные отрезки, а на перпендикулярных к этой линии — значения заложений S в масштабе данного плана. Взяв в раствор циркуля отрезок ab (см. рис. 4.3, а), переносим его с плана на график заложений и находим, что заложению ab соответствует уклон 0,04, или 4 %.

При построении графика заложений в углах наклона аналогично предыдущему последовательно придают v значения, указанные ниже, и находят значения тригонометрических функций (котангенсы) для соответствующих углов и вычисляют значения заложений S в метрах

v 0°30' 1° 2° 3° 4° 5° 10° 15° 20° 30° 45°

S ... 114,6 57,3 28,6 19,1 14,3 11,4 5,7 3,7 2,8 1,7 1,0 м

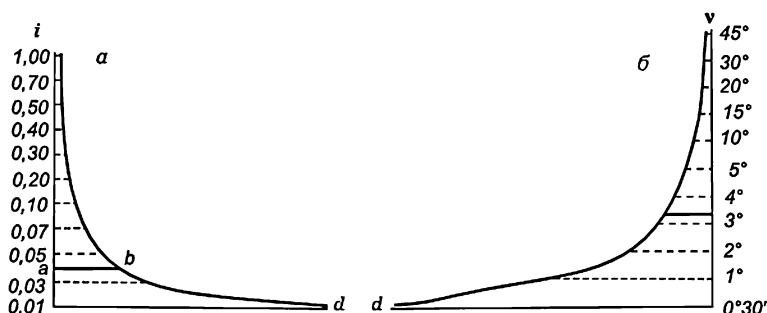


Рис. 4.3. Графики заложений

По этим данным подобно предыдущему построен график заложений в углах наклона (рис. 4.3, б). Заложению ab (сплошная линия на графике), перенесенному с плана на этот график заложений, соответствует $v = 3,3^\circ$.

Пользуясь уклоном, можно решать задачи предусмотренные формулой (4.1), т. е. определить высоту точки c (рис. 4.1), зная высоту точки a , уклон линии и горизонтальное проложение между этими точками. Согласно формуле (4.2) $h = is$, т. е. превышение равно произведению уклона и горизонтального проложения. Тогда высота точки c будет

$$H_c = H_a + h_{ca} = H_a + is.$$

4.4. Построение профиля местности по данным топографического плана

Пусть требуется построить профиль по линии AB (рис. 4.4) на топографическом плане. На листе бумаги проводим произвольную прямую ab и на ней в заданном горизонтальном масштабе откладываем горизонтальные проекции расстояний между точками (I, II, III, ..., VII), разместившиеся на пересечениях горизонталей плана с прямой AB .

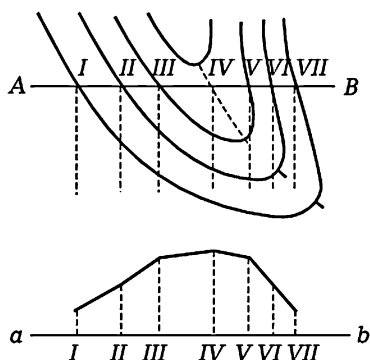


Рис. 4.4. Построение профиля линии по карте

Высоты этих точек известны и равны высотам соответствующих горизонталей или вычислены по известным значениям заложения и уклона. Высоты каждой характерной точки рельефа откладывают на перпендикулярах к прямой ab в выбранном масштабе. Чтобы выразить профиль местности более рельефно, высоты точек откладывают в масштабе, в десять раз крупнее горизонтального масштаба профиля. Соединив вершины перпендикуляров прямыми линиями, получают требуемый профиль.

4.5. Построение на плане (карте) линии заданного уклона

Задача построения линии заданного уклона часто встречается в инженерной практике при трассировании — укладке оси инженерного линейного сооружения — трассы дороги, трубопровода и т. д. Определение положения такой линии может производиться на местности, на топографических планах (картах), на цифровых моделях местности.

Рассмотрим задачу нанесения на топографический план (карту) линии заданного уклона на следующем примере. Допустим, что из точки M (рис. 4.5) на топографическом плане с высотой сечения рельефа 5 м требуется провести кратчайшую ломаную линию по направлению к точке N так, чтобы уклоны отдельных участков ее не превышали 5 %. Тогда подъем или спуск (превышение) вдоль линии допускается не более 1 м на каждые 20 м или 5 м на 100 м горизонтального расстояния.

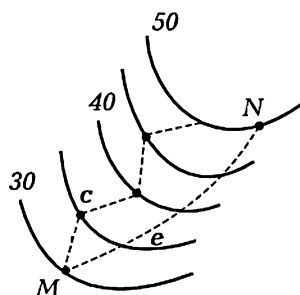


Рис. 4.5. Схема поиска линии заданного уклона

Так как горизонтали проведены на плане через 5 м, то при соблюдении требования 5 % уклона расстояние между смежными горизонталями должно быть 100 м. Поэтому, взяв в раствор циркуля из точки M горизонталь с высотой 35 м в двух точках c и e . Из этих точек тем же раствором 100 м засекаем точки на горизонтали с высотой 40 м. Если этот прием продолжим далее, то получим два варианта положения на плане линии заданного уклона MeN и McN . Вариант McN извилистее и длиннее, направление MeN менее извилисто, короче по длине и может быть принято за окончательное.

4.6. Определение положения горизонталей на плане между точками с известными высотами

В процессе полевых геодезических съемочных работ обычно определяют плановое и высотное положение характерных точек контуров и рельефа. Характерные точки рельефа при съемке на местности (см. рис. 7.16) выбираются, как правило, так, чтобы между ними склон был бы однообразным (т. е. имел $i = \text{const}$), т. к. по ним определяют положение горизонталей на плане методом линейной интерполяции.

Определение местоположения горизонталей на плане между точками с известными высотами называют их **интерполированием**.

Интерполирование горизонталей может выполняться следующими способами: аналитическим, графическим или «на глаз».

Сущность аналитического способа состоит в том, что по высотам конечных точек линии $S(7Г-7Д)$ соответственно 72,75 и 72,30, можно рассчитать положение горизонтали на этой линии с высотой 72,5 м (рис. 4.6, а). Для этого вычислим расстояние между этой горизонталью и точкой 7Д. Из подобия треугольников построенного профиля линии $7Г-7Д$ следует $d/s = \Delta h/h$, откуда $d = (\Delta h/h) \times s$.

Но $\Delta h = 72,50 - 72,30 = 0,20$ м; $h = 72,75 - 72,30 = 0,45$ м; $s = 40$ м, поэтому $d = (0,20/0,45) \times 40 = 17,8$ м.

Следовательно, горизонталь с высотой 72,5 м проходит на расстоянии 17,8 м от точки 7Д и на расстоянии 22,2 м от точки 7Г.

Отложив одно из этих расстояний в масштабе плана от соответствующей точки, получим положение горизонтали.

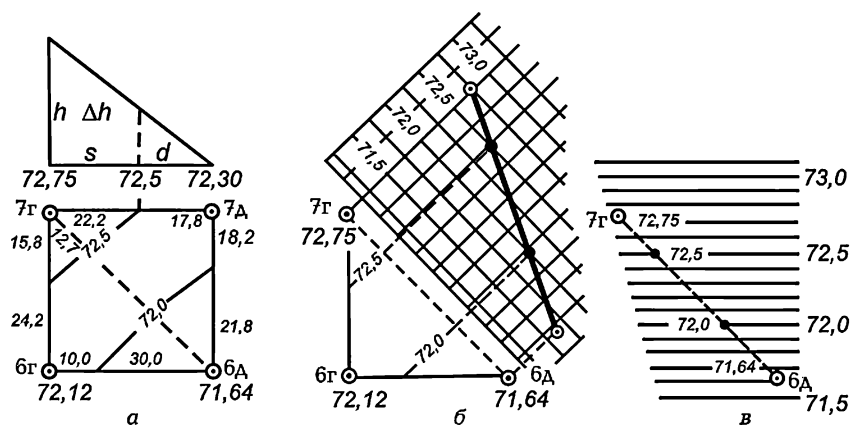


Рис. 4.6. Схема интерполирования горизонталей:
а — аналитическим способом; б — графическим по клеткам;
в — графическим по параллельным линиям

Аналогично рассчитано положение горизонталей с высотами 72,5 м и 72,0 м соответственно по линиям $7Г-6Д$; $7Д-6Д$ и $6Г-6Д$. В рассмотренном квадрате горизонтали пересекают диагональ $7Г-6Д$, поэтому полезно рассчитать положение этих горизонталей и по этой диагонали.

Результаты этих расчетов записаны на рисунке 4.6, а.

Расчеты при интерполировании горизонталей можно производить в уме — сравнением величин h и Δh , т. е. решать задачу делением отрезка на части.

При графическом способе горизонтали интерполируют, используя миллиметровую или клетчатую бумагу (рис. 4.6, б). Ее прикладывают к точкам и на ней в произвольном вертикальном масштабе строят профиль линии $7Г-6Д$, подписывая высоты горизонталей. За-

тем точки пересечения линии профиля с линиями горизонталей проектируют на линию 7г—6д и получают положение горизонталей на этой линии. Графический способ интерполирования горизонталей тем точнее, чем крупнее вертикальный масштаб профиля.

Интерполировать горизонталы можно, пользуясь прозрачной бумагой (калькой) с параллельными линиями (рис. 4.6, в), против которых подписывают высоты горизонталей. Параллельные линии считаются секущими плоскостями. Затем бумагу накладывают на линию 7г—6д так, чтобы точки 7г и 6д расположились между параллельными линиями с соответствующими высотами, после чего точки пересечения линии 7г—6д с линиями горизонталей перекальчивают на план.

Опытные исполнители достаточно точно интерполируют горизонталы «на глаз».

После интерполирования положения горизонталей на сторонах квадратов и по диагонали проводят горизонталы, плавно изгибая их при изменении направления, чтобы правильно отобразить формы рельефа.

Чтение рельефа на плане (карте) может быть облегчено, если некоторые горизонталы провести утолщенными. Горизонталы с высотами, кратными 5; 10; 25 м при высоте сечения соответственно 1; 2,5; 5 м утолщают и в закруглениях горизонталей ставят скатштрихи. Вычерчивают горизонталы тушью плавными линиями толщиной 0,1 мм, от руки, коричневым цветом.

4.7. Определение границ водосборной площади

Водосборной площадью называется территория, с которой вода атмосферных осадков стекает к данному пункту водосбора. На рис. 4.7 обозначена плотина AB на горизонтали с высотой 185 м с зеркалом воды (обозначено штриховкой). Требуется показать на плане границу площади, с которой вода атмосферных осадков стекает к плотине.

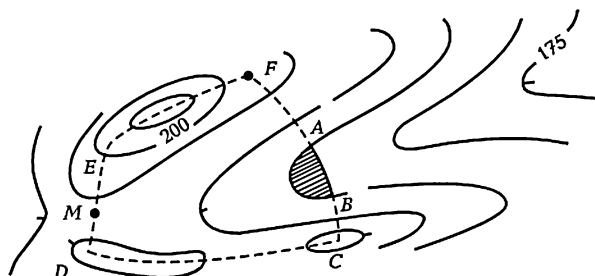


Рис. 4.7. Схема определения границ водосборной площади

Граница водосборной площади показана пунктиром, который проходит по водораздельным линиям $CDMEF$. Для этого сначала в верховье лощины находят середину седловины M и вершины холмов, примыкающих к ней. От водоразделов к плотине граница проходит перпендикулярно горизонталям.

Величина водосборной площади может быть определена на плане графически или механически — планиметром (п. 4.11.1).

4.8. Определение прямоугольных координат точек на плане (карте) и нанесение точек на план по координатам

Для удобства определения плоских прямоугольных координат точек местности на планах (картах) и для нанесения на план объектов по их координатам строится *координатная сетка*, представляющая собой систему квадратов, образованных линиями, параллельными координатным осям, которая иногда называется *километровой*, т. к. подписи значений координат линий сетки выражаются в км. На планах масштабов 1:500 — 1:10 000 линии координатной сетки проводят через 10 см на плане, на картах масштабов 1:25 000 и 1:50 000 — проводят соответственно через 4 и 2 см (1 км на местности).

Все точки, лежащие на горизонтальной линии координатной сетки, имеют одинаковую абсциссу; все точки, лежащие на вертикальной линии, имеют одинаковую ординату.

Приблизленно местоположение какого-либо объекта на плане можно указать, назвав квадрат сетки, в котором он расположен. Для этого надо прочесть подписи горизонтальной и вертикальной координатных линий, образующих юго-западный угол квадрата. Поэтому координаты точек x и y , расположенных внутри одного квадрата координатной сетки на плане (карте), содержат одинаковое число значений километров или долей километра, представляющих координаты x_n и y_n его юго-западного угла (рис. 4.8, а). Тогда координаты x_A и y_A некоторой точки A на плане определяют по формулам:

$$x_A = x_n + a; \quad y_A = y_n + c,$$

где: x_n и y_n — координаты юго-западного угла квадрата, внутри которого расположена точка A (списывают с плана); a и c — расстояния от точки A до южной и западной сторон квадрата, измеренные циркулем при помощи поперечного масштаба по перпендикулярам, опущенным из этой точки на стороны квадрата.

Координаты точки A для контроля могут быть определены и от координат других углов квадрата:

от северо-западного угла по формулам

$$x_A = x_{n+1} - b, \quad y_A = y_n + c;$$

от северо-восточного угла по формулам

$$x_A = x_{n+1} - b, \quad y_A = y_{n+1} - d;$$

от юго-восточного угла по формулам

$$x_A = x_n + a, \quad y_A = y_{n+1} - d.$$

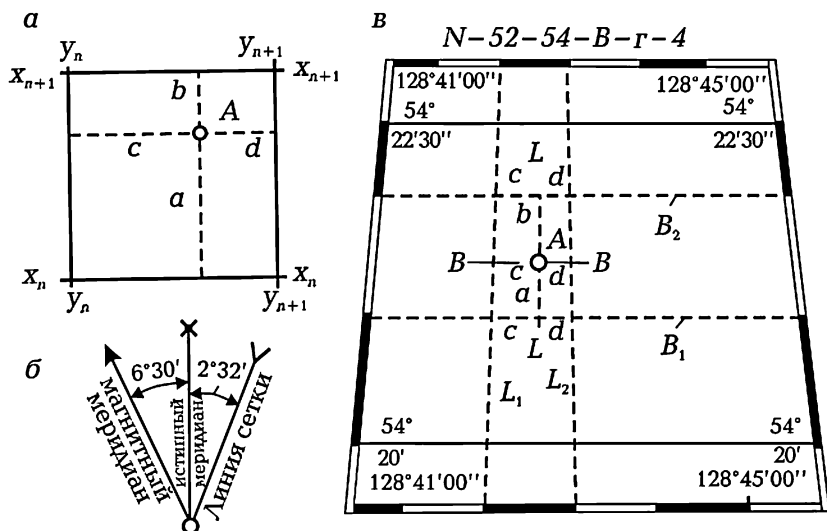


Рис. 4.8. Схема определения координат точек

При нанесении, например, точки P по координатам $x = 6\,176\,600$ м, $y = 6\,329\,350$ м на план прежде всего находят квадрат сетки, в котором расположена эта точка — 7629 (рис. 4.9). Затем от нижней линии этого квадрата откладывают циркулем 600 м на боковых сторонах квадрата. Для контроля от верхней координатной линии вниз откладывают 400 м, т. е. дополнение до полной длины стороны квадрата.

После этого наколы, выполненные циркулем, соединяют по линейке тонкой линией. Затем от левой вертикальной линии квадрата по нижней и верхней его сторонам откладывают расстояние 350 м, а для контроля от правой линии квадрата — дополнение до полной длины стороны квадрата.

Проведя через полученные наколы циркуля тонкую вертикальную линию, определяют точку P на пересечении линий.

4.9. Определение углов ориентирования линий

Дирекционный угол направления линии на плане определяют

Более точные значения дирекционного угла направления и го-

Для определения истинного и магнитного азимутов линии

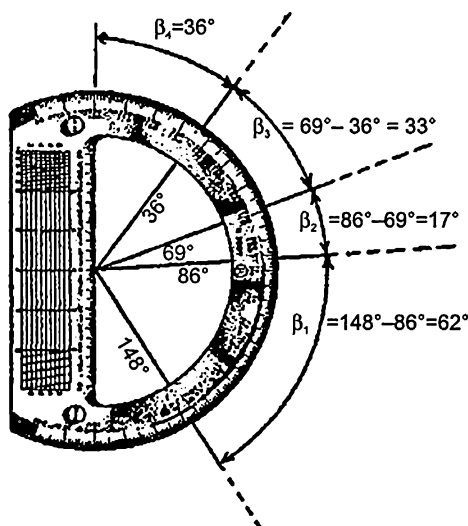


Рис. 4.10. Схема измерения угла и направлений геодезическим транспортиром

4.10. Определение геодезических координат точек

На листах топографических карт меридианы и параллели (кроме рамок) не проводят. Однако при необходимости их можно нанести при помощи минутных делений, нанесенных на градусной рамке (рис. 4.8, в; 4.9), расположенной между внутренней рамкой листа карты и оформительской рамкой, залитой черной тушью.

Примечание. С 1960 г. введено деление минутных отрезков на рамках карт масштабов 1:25 000 — 1:100 000 на шесть частей, т. е. через 10".

По градусным рамкам через минутные или 10"-е деления широты и долготы можно провести направления истинных меридианов и параллелей, что значительно облегчает пользование картой. Для этой цели соединяют прямыми оба конца одноименных минутных или 10"-х делений по широте и по долготе, расположенных на противоположных сторонах градусной рамки так, чтобы заданная точка A оказалась между ними. После этого измеряют координатные отрезки a и b (в мм) — расстояния по меридиану LL , от точки A до ближайших точек на параллелях B_1 (южной) и B_2 (северной), а отрезки c и d — расстояния по параллели BB от той же точки до ближайших меридианов L_1 (западного) и L_2 (восточного).

Широту B_A и долготу L_A определяемой точки A (рис. 4.8, в) вычисляют по формулам:

$$B_A = B_1 + [a / (a + b)] \times (B_2 - B_1) = B_2 - [b / (a + b)] \times (B_2 - B_1);$$

$$L_A = L_1 + [c / (c + d)] \times (L_2 - L_1) = L_2 - [d / (c + d)] \times (L_2 - L_1),$$

где B_1, B_2 — широты параллелей южнее и севернее точки A ; L_1, L_2 — долготы меридианов западнее и восточнее точки A .

Отложив на параллелях B_1 и B_2 отрезки c и d , получают точки L_1 и L_2 . Линия, проведенная между этими точками, должна пройти через данную точку A и представлять истинный (геодезический) меридиан, от которого можно измерять истинные (геодезические) азимуты направлений, выходящих из этой точки.

4.11. Методы определения площадей по плану

Площади земельных участков на плане можно определять различными способами: графическим и механическим.

Графический способ выгодно применять тогда, когда граница участка — ломаная линия с небольшим числом поворотов. При этом способе площади участков вычисляют по результатам измерения линий на плане. Участок делят тонкими линиями на геометрические фигуры, как правило, треугольники (реже на другие фигуры), в которых графически с плана, с учетом масштаба определяют его элементы — основание и высоту. Желательно, чтобы полученные треугольники были близки к равносторонним.

Затем по формулам геометрии вычисляют площадь фигуры. Для повышения точности, а также для контроля необходимо площадь каждой геометрической фигуры определить второй раз, но уже по другим измеренным элементам. Общая площадь участка получится суммированием площадей всех геометрических фигур.

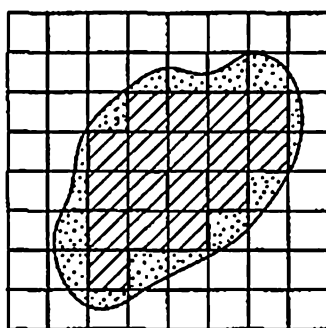
При графическом способе вычисления площади точность результата зависит от погрешностей полевых измерений, предшествующих созданию плана; погрешностей, содержащихся в самом плане при его построении, и особенно от погрешностей измерения линий по плану, которые будут больше на мелкомасштабных планах и меньше на крупномасштабных. Так как графическая точность измерения линий на плане (0,1 мм) не зависит от длины линии, то относительная погрешность измерения на плане больших сторон меньше, чем коротких. Поэтому относительная погрешность определения площади тем меньше, чем больше площадь фигуры.

К графическому способу относят определение площади при помощи различных *палеток*: квадратной, из параллельных линий, точечной, радиально-кольцевой, криволинейной и т. д.

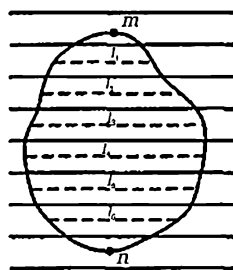
Палетка представляет собой сетку мелких квадратов со сторонами 1 — 2 мм или группу параллельных линий, проведенных на рас-

стоянии 2 мм одна от другой. Такую сетку наносят на прозрачном материале: стекле, восковке, лавсановой пленке. Обычно палеткой определяют площади участков с извилистыми границами, небольших по размеру: не больше 2 см^2 — квадратной палеткой и не больше 10 см^2 — параллельной. Палетку накладывают на определяемую фигуру и подсчитывают число вмещающихся в контур квадратов (рис. 4.11, а). Для ускорения подсчета на квадратной палетке выделены сантиметровые деления. Из неполных квадратов на глаз составляют целые. Затем подсчитанное число квадратных сантиметров в зависимости от масштаба плана переводят в квадратные метры или гектары. Если палетка параллельная, то ее кладут на определяемую площадь так, как показано на рисунке 4.11, б, т. е. чтобы точки m и n оказались посередине параллельных линий сетки палетки. В этом случае отрезки $l_1, l_2, l_3, \dots, l_n$ будут представлять средние линии трапеций, а площадь будет получена как произведение суммы отрезков на расстояние h между линиями палетки:

$$P = h (l_1 + l_2 + l_3 + \dots + l_n).$$



а)



б)

Рис. 4.11. Палетки: квадратная (а); параллельных линий (б)

4.11.1. Механический способ определения площади

Механический способ заключается в измерении площадей плоских произвольных фигур на плане (карте) с помощью специальных приборов — *планиметров*, относящихся к семейству механико-математических интеграторов. Они бывают самых разнообразных систем: от очень простых до очень сложных. Примером простейшего планиметра (рис. 4.12) может служить планиметр А. Амслера (1854 г.). В это же время нашим соотечественником Зарубиным П.А. был изобретен такой же по идее планиметр, но более сложной конструкции. Подобные планиметры в настоящее время не применяют.

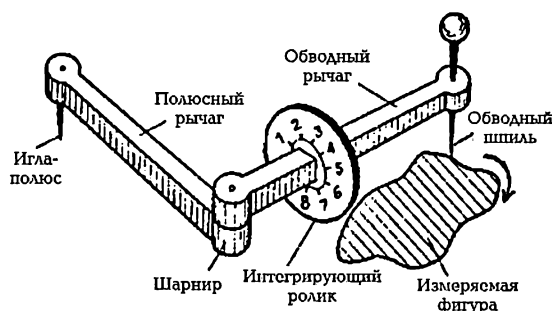


Рис. 4.12. Схема планиметра Амслера

По конструктивным особенностям современные планиметры различают: полярные и роликовые (линейные). К *полярным* относят планиметры, у которых одна точка (полус) во время обвода фигуры неподвижна, а к *роликовым (линейным)* — у которых все точки прибора во время обвода фигуры подвижны.

По способу фиксации результатов измерений на счетных устройствах различают *механические* и *электронные* устройства и в связи с этим появились термины: механические планиметры и электронные (цифровые) планиметры.

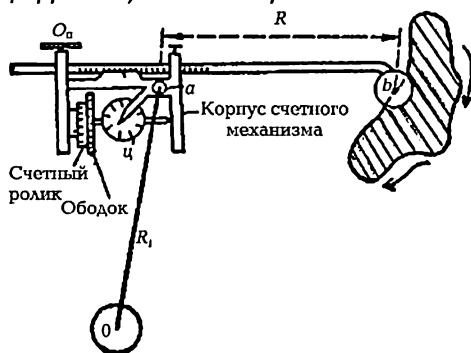


Рис. 4.13. Схема механического полярного планиметра

Полярный планиметр (рис. 4.13) состоит из трех основных частей: двух рычагов и счетного (измерительного) ролика. Один рычаг, называемый полусным R_1 , имеет на конце грузик O с иглой, которые обеспечивают неподвижность полуса в процессе работы. Другой конец этого рычага имеет штифт в виде шариковой головки для шарнирного соединения с обводным рычагом R , к которому прикреплены на одном конце обводной шпиль b , а на другом — счетный механизм с счетным роликом, называемым также интегрирующим. Для усиления сцепления счетного ролика с планом (картой) на ободок ролика наносят параллельно его оси или перпендикулярно к его плоскости мельчайшие *рифельные* штрихи на специальном

станке. Ободок счетного ролика с рифельными штрихами является самой ответственной частью планиметра. Поэтому прикосновение потных рук к ободку счетного ролика и хранение планиметра в ненадлежащих условиях приводит к разрушению (коррозии) рифельных штрихов, и планиметр оказывается непригодным к работе.

При сборке узла планиметра — счетный механизм и обводный рычаг — ось вращения счетного ролика устанавливают параллельно *оси обводного рычага* — линии, проходящей через точки *a* и *b* (рис. 4.13).

Результат обвода (измерения площади) фигуры определяется вращением счетного ролика, который соприкасается с поверхностью плана. Для отсчета результатов обводов на цилиндрической поверхности счетного ролика нанесены деления. *Делением планиметра называют $1/1000$ окружности ободка счетного ролика* (примерно 0,06 мм). Поэтому отсчет по счетному ролику состоит из четырех цифр. Первую цифру (тысячи делений) отсчитывают по циферблату — относительно индекса младшую, вторую цифру (сотни) подписанную на ролике — младшую относительно нуля верньера, третью (десятки) — целое число делений на счетном ролике прошедших ноль верньера, четвертую (единицы), как число десятых долей деления ролика против нуля верньера — по совпадающим штрихам верньера и ролика.

Для работы планиметр собирается, как показано на рис. 4.14.

За прошедший период времени планиметр подвергался различным усовершенствованиям; например, наряду с металлическими обводными шпильями стали применять прозрачное стекло с маленьким кружком с точкой посередине (индексом), благодаря чему контур обводимой фигуры постоянно виден, менялось количество и положение счетных устройств на обводном рычаге и др.

У механического планиметра счетный механизм может перемещаться по обводному рычагу и несколько поворачиваться относительно него для расположения рифельных штрихов параллельно оси этого рычага, т. е. линии *ab* (рис. 4.13).

При измерениях фигуры площадью до 400 см² на плане (карте) полюс планиметра устанавливается неподвижно вне фигуры, а шарнирное соединение в точке *a* обеспечивает поворот всей системы вокруг полюса *O* и изменение угла между рычагами. Прибор имеет три опорные перемещающиеся точки: опорный штифт у обводного шпилья, нижняя точка ободка счетного ролика и дополнительное боковое колесо *10* (рис. 4.14) или сферический выступ на нижней плоскости счетного механизма.

Полярные планиметры, как правило, являются компенсационными, т. е. позволяющими выполнять измерения площадей фигур при двух положениях полюса: полюс право (ПП) и полюс лево (ПЛ). Положение полюса определяется относительно счетного механиз-

ма, если смотреть на счетный механизм со стороны обводного индекса. Если работать при полюсе право и полюсе лево, то ослабляется влияние погрешностей прибора. Измерение площади при одном положении полюса будем называть *полуприемом*, а при двух — *полным приемом*.

Полюс *O* на плане (карте) располагается так, чтобы при обводе шпилем *b* по контуру угол между рычагами *R*₁ и *R* оставался в среднем близким к прямому (не менее 30° и не более 150°). На контуре выбирается начальная точка в таком месте, чтобы угол между рычагами был близким 90°, и по счетному механизму производится первый (начальный) отсчет *u*₁. Далее фигура обводится по ходу часовой стрелки так, чтобы обводный индекс располагался над контуром. Завершается обвод возвращением обводного индекса в исходное положение, после чего по счетному механизму берется второй отсчет *u*₂. Тогда разность $n_1 = u_2 - u_1$ выражает количество делений заключенное в обводимой фигуре.

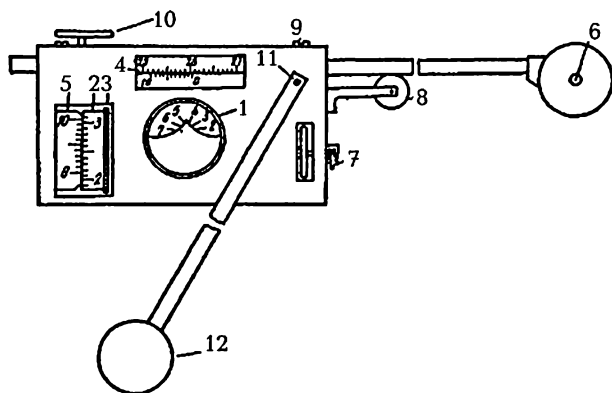


Рис. 4.14. Схема механического планиметра ПП-М: 1 — циферблат; 2 — счетный ролик; 3 — ободок счетного ролика с рифельными штрихами; 4 — шкала обводного рычага с верньером; 5 — верньер для счетного ролика; 6 — обводная точка (индекс); 7 — исправительный винт; 8 — колесико для перемещения счетного механизма; 9 — закрепительный винт; 10 — опорный ролик; 11 — ось шарнирного соединения рычагов; 12 — полюс.

Отсчеты по счетному механизму: по циферблату — 4; по шкале счетного ролика до нуля верньера — 21; по штриху верньера, совпадающему со штрихом счетного ролика — 7. Полный отсчет равен 4217

Для контроля измерений производится второй аналогичный обвод, завершающийся отсчетом *u*₃ и снова определяется разность $n_2 = u_3 - u_2$. Расхождение $|\Delta n| = n_1 - n_2$ между двумя результатами обводов контура не должно превышать трех делений для малых и средних фигур и четырех — для больших. Если Δn недопустимо, осуществляются повторные обводы. Значения *n*, не согласующие-

ся с другими, вычеркиваются. Из нескольких разностей l , полученных при одном положении полюса, за окончательное значение площади принимается среднее.

Аналогичные измерения выполняются и при другом положении полюса. За окончательное значение площади фигуры в делениях планиметра принимается средняя разность из определений при двух положениях полюса.

Если установить цену деления планиметра p , т. е. площадь, приходящуюся на одно его наименьшее деление, то искомая площадь будет равна

$$P = pn. \quad (4.3)$$

4.11.2. Геометрическое значение цены деления планиметра и практический способ ее определения

Теоретически цена деления планиметра выражается формулой

$$p = R\tau,$$

где R — длина обводного рычага, т. е. расстояние от обводного индекса до оси шарнирного соединения рычагов (обычно $R \approx 160$ мм); τ — размер одного деления планиметра.

Величина одного деления τ зависит от диаметра счетного ролика d (обычно близок к 20 мм) и может быть определена по формуле:

$$\tau = d\pi / 1000 = 20 \times 3,14 : 1000 = 0,06 \text{ мм.}$$

Геометрически цена деления планиметра представляет площадь прямоугольника с основанием, равным длине обводного рычага R , и высотой, равной одному делению планиметра τ , т. е.

$$p = 160 \text{ мм} \times 0,06 \text{ мм} \approx 10 \text{ мм}^2 = 0,1 \text{ см}^2.$$

Значение цены деления планиметра, когда p выражается в квадратных сантиметрах или в квадратных миллиметрах на плане, называется *абсолютной*.

В инженерной практике пользоваться такой ценой деления нецелесообразно, т. к. величина τ очень мала и определить ее с большой точностью трудно. При этом погрешность отсчета по счетному ролику на одно деление сразу же скажется на точности измерения площадей, особенно малых размеров. Поэтому при определении площадей земельных участков на планах обычно пользуются *относительной*, когда цена деления выражается в квадратных метрах или гектарах на местности, т. е. с учетом масштаба плана.

Чтобы выразить относительную цену деления планиметра как площадь на местности, надо величины τ и R тоже представить на

местности, а для этого умножить их на знаменатель численного масштаба плана M . Тогда относительная цена деления планиметра выразится формулой:

$$p = R M \tau M = R \tau M^2.$$

Однако по этой формуле цена деления планиметра тоже будет получена с большой погрешностью из-за погрешности определения τ . Поэтому относительную цену деления планиметра определяют, руководствуясь формулой (4.3). Для определения нескольких значений n фигуру, площадь которой известна, обводят при положении полюса вне фигуры. Тогда

$$p = P / n_{\text{ср}}. \quad (4.4)$$

Чтобы практически определить p , на плане выбирается удобный для обвода планиметром сравнительно большой участок с известной площадью P . При наличии координатной сетки на плане берется два или три ее квадрата. При этом, если P выразить в квадратных сантиметрах или миллиметрах на плане, то по формуле (4.4) получится абсолютная цена деления планиметра; если же P выразить в квадратных метрах или гектарах на местности, то получится относительная цена деления планиметра.

Пример. Если обводились два квадрата размером 10×10 см координатной сетки на плане масштаба 1: 2 000, то их площадь P равна $(200 \text{ м} \times 400 \text{ м}) = 80\,000 \text{ м}^2$. Среднее значение разностей при ПП получилось $n_{\text{ср}} = 2006$, а при ПЛ — $n_{\text{ср}} = 2004$ делений, и среднее из двух положений полюса $n_{\text{ср}} = 2005$. Тогда относительная цена деления будет равна:

$$p = 80000 : 2005 = 39,90 \text{ м}^2.$$

4.11.3. Правила работы с планиметром

Наиболее благоприятные условия для обвода площади планиметром будут в случае, когда план (карта) располагаются на горизонтальной ровной поверхности стола.

Обводный индекс следует поместить для начала обвода в конце примерной линии симметрии AB данного контура (рис. 4.15), а полюс — на перпендикуляре, восстановленном из середины M этой линии и притом так, чтобы рычаги R и R_1 образовали между собой прямой угол. Тогда при прохождении обводного шпилья в верхней половине фигуры угол между рычагами все время будет тупой, а при прохождении в нижней половине — все время острый, благодаря чему погрешности будут хорошо компенсироваться.

Перед окончательной установкой полюса следует сделать примерный быстрый обвод всего контура, чтобы убедиться, что при обводе не образуется слишком острых (менее 30°) и тупых (более 150°)

углов между рычагами планиметра и что ролик все время вращается свободно и не сходит с бумаги. Обвод должен производиться равномерно, не быстро, но и не слишком медленно, причем глаз должен быть расположен по направлению движения индекса (вперед или сзади него), что необходимо для удержания индекса на контуре.

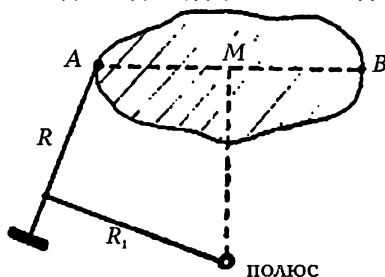


Рис. 4.15. Схема установки планиметра для обвода фигуры

Рукоятку (поводок) обводного устройства следует держать свободно, без напряжения, чтобы обводный рычаг давил на план только своей тяжестью, потому что иначе под действием прилагаемой силы возможно ослабление давления счетного ролика на бумагу и даже его поднятие, т. е. проскоки в его вращении, приводящие к ошибкам в числе делений.

Полезно также между повторными обводами несколько перемещать полюс планиметра на новое место, чтобы дать возможность ролику катиться по другому пути и тем избавиться от накопления одинаковых погрешностей, зависящих от шероховатостей бумаги.

4.11.4. Поверки планиметров

По точности планиметр в большинстве случаев удовлетворяет требованиям землеустройства и кадастра недвижимости, тем более, что погрешность изображения площади контура на плане, вообще говоря, больше погрешности определения ее планиметром. Но по производительности труда он значительно отстает от современных требований и главным образом из-за ручного обвода фигур и отсчитываний по счетному механизму. Этот способ целесообразно применять в тех случаях, когда границы участка сильно изломаны.

Перед работой планиметром должен производиться его осмотр, в процессе которого устанавливаются комплектность, отсутствие механических повреждений, правильность крепления отдельных частей. После этого выполняют проверки и при необходимости юстировку.

Требования к планиметру:

- 1) Счетный ролик должен свободно вращаться не менее 3 секунд.

При выполнении первой поверки планиметр удерживают в руках и, касаясь пальцем только пластмассового барабана счетного ролика (не ободка!), его раскручивают. Ролик должен быстро вращаться в течение нескольких секунд без шатаний. Если это условие не выполняется, то производится соответствующая регулировка положения оси счетного ролика исправительным (юстировочным) винтом.

2) Показания счетного ролика должны быть устойчивыми при различных значениях угла Θ (рис. 4.16):

1 позиция — $30^\circ < \Theta < 90^\circ$;

2 позиция — $\Theta \approx 90^\circ$;

3 позиция — $90^\circ < \Theta < 150^\circ$.

Второй поверкой устанавливается сохранность рифельных штрихов — невидимых невооруженным глазом взаимно параллельных между собой и перпендикулярных к плоскости счетного ролика и частично соблюдение основного геометрического условия. При неправильном хранении они могут быть нарушены коррозией, при ударах — деформированы или стерты.

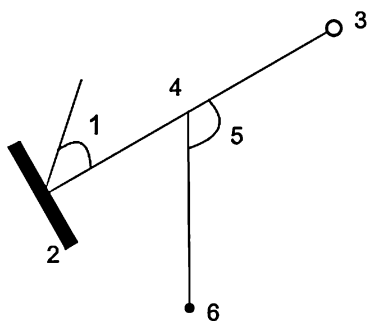


Рис. 4.16. Схема планиметра при положении полюс лево (ПЛ):

1 — φ — угол из-за невыполнения основного геометрического условия;

2 — счетный ролик; 3 — обводной индекс; 4 — точка шарнирного соединения; 5 — Θ — угол между полюсным и обводным рычагами;

6 — полюс

Обводят планиметром при помощи контрольной линейочки круг, по 10 раз в каждой из трех позиций. Средние разности по каждой позиции сравнивают между собой. Если расхождение не превышает трех делений, то это указывает на удовлетворительное состояние рифельных штрихов. При большем расхождении планиметр необходимо юстировать, т. е. это говорит о невыполнении основного геометрического условия.

3) Основное геометрическое условие: Рифельные штрихи должны быть параллельны оси обводного рычага, т. е. угол φ должен быть равен 0.

При этом под осью обводного рычага понимают линию, проходящую через центр шарнирного соединения 4 и обводный индекс 3 (рис. 4.16).

Для проверки основного геометрического условия обводят при помощи контрольной линейочки круг при обоих положениях полюса со средним острым углом между рычагами, чтобы минимальный угол Θ при обводе был близок к 30° (проверка при среднем тупом угле Θ между рычагами менее эффективна). При переводе планиметра из положения полюс право в положение полюс лево, полюс и контрольную линейочку с места не сдвигают во избежание изменения угла между рычагами при разных полюсах и сохранения симметрии в формулах (4.5) и (4.6). Если в результате обводов число делений при обоих положениях полюса получается одно и то же или расхождение не превышает трех делений, то условие считается выполненным, в противном случае надо повернуть каретку счетного механизма относительно обводного рычага. Исправление осуществляют в несколько приемов.

При этом теоретическое выражение количества делений n в обводимой фигуре при каждом положении полюса выражается следующими формулами :

$$n_{nn} = n(\cos\varphi + \sin\varphi \operatorname{ctg}\theta), \quad (4.5)$$

$$n_{nl} = n(\cos\varphi - \sin\varphi \operatorname{ctg}\theta), \quad (4.6)$$

$$\Delta = n_{nn} - n_{nl} = 2n \sin\varphi \operatorname{ctg}\theta. \quad (4.7)$$

Если все геометрические условия соблюдены, то при любом положении полюса количество делений n должно быть одинаковым.

Анализируя формулы (4.5), (4.6), (4.7), сделаем следующие выводы:

— допустим, что основное геометрическое условие выполнено, т. е. $\varphi = 0^\circ$. Следовательно, $\sin\varphi = 0$, тогда $\Delta = 0$, т. е. результат при ПП и ПЛ должен быть одинаковым, т. к. инструментальной погрешности нет;

— представим, что основное геометрическое условие не выполнено, т. е. $\varphi \neq 0^\circ$, но $\theta \approx 90^\circ$, тогда $\Delta = 0$;

— при второй позиции проверку выполнять нецелесообразно, т. к. не удастся выявить инструментальную погрешность. Поэтому проверку необходимо выполнять при $30^\circ < \theta < 90^\circ$ или $90^\circ < \theta < 150^\circ$;

— проверка и юстировка планиметра обязательны, т. к. среднее значение делений планиметра из двух положений полюса не свободно от влияния угла φ , т. е.

$$1/2 (n_{nn} + n_{nl}) = n \cos\varphi;$$

— следовательно, после юстировки планиметра для уменьшения влияния остаточных погрешностей контуры необходимо обводить при угле θ в среднем близком к 90° .

Действительная точность определения площадей будет значительно меньше вследствие действия не учитываемых планиметром погрешностей съёмочных работ и обобщений, искажений при построении планов (карт), их вычерчивании и размножении. На точности определения площадей по планам и картам сказывается также деформация последних.

Определение площадей планиметром крупных участков (землепользований и т. д.) не всегда оправдано, так как в этом случае требуется прежде всего определить площадь участка с достаточно высокой точностью. Если он ограничен на местности многоугольником, вершины которого имеют плоские прямоугольные координаты (определённые по результатам измерений линий и углов на местности), то по ним и вычисляется общая площадь участка. В дальнейшем она считается, как более точная, — теоретической. А площади остальных мелких участков и с.х. угодий внутри крупного участка целесообразно определять планиметром. Тогда имеется возможность контролировать работу планиметра, т. к. сумма площадей мелких участков и угодий должна равняться общей площади участка, принятой за теоретическую.

Если же общим участком является трапеция государственной разграфки, то ее теоретическая площадь выбирается из специальных таблиц.

При сложной конфигурации границ участка или по другим причинам его общую площадь можно определять планиметром из многократных тщательных измерений при ПП и ПЛ.

Иногда общий участок на плане разбивается на меньшие участки — секции с условными границами. Их площади определяются планиметром при обоих положениях полюса. Сумма площадей секций также должна быть равна теоретической.

Во всех случаях находится невязка площади по формуле:

$$fp = \sum P_{np} - P_{теор} \quad (4.8)$$

Допустимость невязки устанавливается по формуле:

$$fp_{доп} \leq 1/500. \quad (4.9)$$

Если $P_{теор}$ определена планиметром, то приближенно можно принимать

$$fp_{доп} \leq 1/300. \quad (4.10)$$

Допустимая невязка распределяется с обратным знаком в площади секций пропорционально их размерам.

Принимая исправленные площади секций теоретическими, по формуле (4.8) вычисляются невязки площадей в секциях. Допустимость этих невязок устанавливается по формуле (4.10).

Допустимая невязка распределяется в площади отдельных контуров пропорционально их площади так же, как и в площади секций.

По исправленным (увязанным) площадям с.х. угодий и других элементов ситуации составляется *экспликация*, т. е. сводная таблица. В ней приводятся площади, занимаемые одинаковыми видами угодий и объектов местности.

Если по результатам измерения углов и линий местности вычислены координаты, отнесенные к общегосударственной системе, а планы составлены с использованием этих координат, то все площади будут получены на плоскости в проекции Гаусса. Вследствие этого они окажутся искаженными в сторону их увеличения. Значения этих искажений определяются по приближенной формуле:

$$\Delta P = P(y^2/R^2) = 2P(m - 1),$$

где y — ордината (расстояние в координатной зоне от ее осевого меридиана до средней точки участка); R — средний радиус Земли; P — площадь участка; $m = S_r$; S — масштаб изображения длины линии S на плоскости в проекции Гаусса. Например, при $P = 1000$ га, $y = 200$ км $\Delta P = 0,98$ га.

Все отмеченное относится и к площадям, определяемым на общегосударственных крупномасштабных картах.

Если координаты вычисляются в местной системе и длины линий не редуцируются на плоскость в проекции Гаусса, то поправка ΔP не вводится.

При необходимости перехода к площадям наклонных физических поверхностей Земли следует учитывать средний угол наклона этих поверхностей к горизонту.

■ 4.12. Применение современной измерительной техники для определения площадей

Определение площадей землепользований, земельных участков и сельскохозяйственных угодий является одним из трудоемких видов работ в комплексе топографо-геодезических изысканий для землеустройства и кадастра недвижимости.

Последние десятилетия прошлого века ознаменовались тем, что в мировой и отечественной практике наметились *частичная* и *полная* автоматизация определения площадей.

Частичная автоматизация — применение различных видов электронных приборов: *цифровых планиметров*, *дигитайзеров*, позволяющих автоматизировать процесс измерений и вычислений. В этом случае обвод контуров осуществляется оператором, но нет необходимости производить отсчеты до и после обвода, т. к.

значение площади сразу после обвода выводится на жидко-кристаллическом дисплее счетного механизма.

Электронные планиметры имеются двух видов: *полярные компенсационные* (рис. 4.17) и *линейные (роликовые)* (рис. 4.18).

Существуют различные модификации электронных планиметров, например, *полярные планиметры* моделей: КР-82N, PLANIX-5, 6 (Япония) и др.

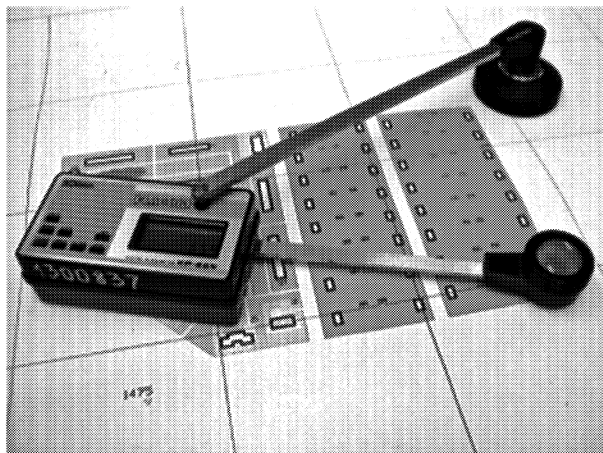


Рис. 4.17. Полярный компенсационный планиметр

Линейные планиметры представлены моделями: PLANIX-7, X-PLAN 360d, PLANIX S10, PLANIX EX (Япония) и др.



Рис. 4.18. Линейный (роликовый) планиметр

Планиметры позволяют выполнять измерения в делениях планиметра; устанавливать единицы измерений; накапливать результаты измерений нескольких контуров. Площадь, измеренная повторно (не более 9 раз), может быть осреднена для получения более точного результата. При обводе вкрапленных контуров против хода часовой стрелки их площадь автоматически вычитается из площади основного контура.

Следует отметить, что линейные планиметры типа X-PLAN 360d (рис. 4.19) позволяют быстро измерять площади участков, длины линий и контуров по планам (картам). Длины прямых линий определяются путем фиксации двух точек — начала и конца прямой, криволинейные контуры определяются путем их отслеживания. Имеется встроенный калькулятор, позволяющий производить различные операции над результатами измерений. При наличии программного обеспечения можно дополнительно определять координаты точек на плане. Режимы измерений: *точечный* — измерение только поворотных точек контура при прямолинейных границах между ними; *непрерывный* — измерение криволинейных контуров путем их отслеживания.



Рис. 4.19. Линейный (роликовый) планиметр

При обводе контура обводным индексом (курсором) прибора по ходу часовой стрелки координаты могут регистрироваться только при нажатии клавиши на поворотных точках или по всей границе через выбранный интервал времени, например через 1 с, либо через шаг расстояния, например через 1 мм.

В алгоритме планиметра типа X-PLAN 360d может быть предусмотрено уравнивание площадей с учетом деформации бумаги, обобщения контура в пределах шага регистрации координат, погрешностей вторичного измерения координат на линии смежных участков (контуров).

Продолжительность непрерывной работы разных моделей от 15 до 30 часов, а продолжительность перезарядки аккумуляторной батареи — от 8 до 15 часов.

Точность работы электронных планиметров в % при различных значениях площади на плане приведена в табл. 4.1.

Таблица 4.1

№ п/п	Площадь фигуры на плане, кв.см	Погрешность площади в % для планиметра		
		KP-82N	PLANIX-7	X-PLAN 360d
1	10	1,5	4,0	0,03
2	25	0,64	1,6	0,2
3	50	0,34	0,8	0,2
4	100	0,18	0,4	0,17
5	300	0,07	0,13	0,12

Полная автоматизация — автоматическое отслеживание контура, процесса измерения и вычисления площадей, которые реализуется в различных ГИС-технологиях. В этом случае предполагается, что оператор работает с электронным планом (картой). При этом точность определения площади участков по плану будет зависеть от того, какой точностью обладала исходная геодезическая информация в базе данных. Если она получена в результате полевых работ, то точность определения площади будет соответствовать точности измерений на местности (аналитическому способу). Когда база данных формировалась путем сканирования (дигитализации) планово-картографического материала, то точность площади будет соответствовать графическому способу.

4.13. Деформация плана и ее учет при картометрических работах

При определении длин линий и площадей по плану графическим или механическим способом (при помощи измерителя, планиметра и палеток) необходимо учитывать деформацию бумажной основы. Величина деформации характеризуется коэффициентами деформации q , определяемыми в двух взаимно перпендикулярных направлениях, по формуле:

$$q = \frac{l_0 - l}{l_0}, \quad (4.11)$$

где l_0 — теоретическая длина линии, значащаяся на плане, например, длина сторон нескольких квадратов координатной сетки; l — результат измерения этой линии на плане.

Пример: Имеется план прошлых годов изготовления. Необходимо оп- делить коэффициент деформации по оси X. Теоретическая длина 4 сто- рон квадратов координатной сетки известна $l_0 = 4000$ м, а результат измере- ния этих сторон на плане $l = 3980$ м. Тогда коэффициент деформации плана по оси X будет

$$q = \frac{4000 - 3980}{4000} = +0,005 = +\frac{1}{200}.$$

Коэффициент деформации бумаги бывает различным: 1/400, 1/200, 1/100 и даже 1/50. Величина его зависит от сорта бумаги, ус- ловий хранения плана, погоды, времени, которое прошло с момента составления плана и пр.

Бумага, наклеенная на алюминий или высокосортную фанеру, практически не деформируется, а бумага, наклеенная на полотно, деформируется сильнее, чем не наклеенная.

Копии с планшетов, отпечатанные на машине, деформируются во время печати, причем в направлении движения бумага растяги- вается, а в поперечном направлении сжимается. Через некоторое время деформация бумаги несколько уменьшается, но все же оста- ется значительной. Особенно сильно деформируется бумага от свертывания ее в трубку или складывания.

Если бумага деформируется в двух взаимно перпендикуляр- ных направлениях одинаково, то учесть деформацию нетрудно. При неравномерной деформации учет ее затрудняется, если задан- ная линия направлена под углом к линиям координатной сетки.

В связи с необходимостью учета деформации бумаги прихо- дится в линии, определенные по плану, вводить поправки.

Пусть l — результат измерения линии на деформировавшемся плане. Требуется определить соответствующее ей горизонтальное проложение на местности l_0 , т. е. ввести поправку за деформацию бумаги.

На основании формулы (4.11) напомним $l_0 = \frac{l}{1 - q}.$

Умножим числитель и знаменатель на $1 + q$ и не учитывая по малости q^2 , получим:

$$l_0 = l + lq, \tag{4.12}$$

где lq — поправка к линии l , обусловленная деформацией бумаги.

Пример: Известно, что коэффициент деформации имеющегося плана $q = +1/200$; на плане измерена линия длиной $l = 323,0$ м. Определяем значе- ние длины линии, исправленное за деформацию плана , т. е. $l_0 = 323,0 + + 323 / 200 = 324,6$ м.

Если поправка в линию меньше точности масштаба, то ее не вводят в результат измерения линии по плану.

По линиям, исправленным за деформацию бумаги, вычисляют площади фигур. Однако значительно проще вычислять поправки в площади фигур, определенные по результатам измерений линий на деформировавшемся плане.

Пусть по неисправленным за деформацию результатам измерений на плане основания l и высоты h треугольника получена площадь

$$P = \frac{1}{2}lh. \quad (4.13)$$

Значение площади P_0 , исправленное за деформацию бумаги, будет

$$P_0 = \frac{1}{2}l_0h_0.$$

Согласно (4.13) напомним:

$$P_0 = \frac{1}{2}(l + lq)(h + hq) = \frac{1}{2}lh(1 + q)^2.$$

Учитывая (4.13) и отбрасывая по малости q^2 , получим:

$$P_0 = P + 2Pq. \quad (4.14)$$

Эта формула справедлива для фигуры любой формы. Если в двух взаимно перпендикулярных направлениях (вдоль осей координат) коэффициенты деформации неодинаковы и оказались, например, $q_x = +1/200$ и $q_y = -1/100$, то можно вычислить среднее значение коэффициента деформации

$$q = \frac{1}{2} \left(+\frac{1}{200} - \frac{1}{100} \right) = -\frac{1}{400},$$

которым можно пользоваться, применяя формулу (4.14).

Пример: Известно, что коэффициент деформации имеющегося плана $q = -1/400$. По результатам измерения на плане вычислена площадь участка $P = 52,15$ га. Определяем значение площади исправленное за деформацию плана: $P_0 = 52,15 - 2 \times 52,15 / 400 = 51,89$ га.

В формуле (4.14) можно использовать средний коэффициент деформации, если q_x и q_y отличаются не более чем на 20 %, в противном случае коэффициент деформации определяют в направлении, параллельном линии, в которую надо ввести поправку.

Вопросы и задачи для самопроверки

1. Что называют углом наклона линии?
2. Назовите способы определения площадей по плану.

3. Какие существуют методы определения площадей объектов на плане? Сопоставьте эти методы по точности.
4. В каких случаях применяют графический и в каких механический методы определения площади?
5. Какие требования предъявляют к планиметру?
6. Что называется ценой деления планиметра и как ее определяют практически?
7. Изменится ли цена деления планиметра с изменением длины полюсного рычага?
8. Изменится ли цена деления планиметра с изменением диаметра счетного колеса?
9. Когда применяют палетки для определения площадей?
10. Каковы причины возникновения деформации планов и как она учитывается при определении расстояний и площадей по плану?

МЕТОДЫ И ПРИБОРЫ ДЛЯ ГЕОДЕЗИЧЕСКИХ ИЗМЕРЕНИЙ

5.1. Общие понятия об измерениях

Окружающий нас мир можно рассматривать как совокупность материальных взаимосвязанных объектов. Областью деятельности геодезиста является измерение, т. е. процесс получения информации, адекватно отображающей определенные свойства объектов материального мира.

Свойство объекта (предмета) — философская категория, характеризующая некоторую сторону объекта (предмета), т. е. определяющая степень его общности или различия с другими объектами (предметами).

Любой материальный объект, как правило, характеризуется целой совокупностью свойств. В связи с этим возникает необходимость идентифицировать свойства, присвоив им наименования.

Именованное свойство объекта (предмета) называется *физической величиной (величиной)*.

Физическая величина — одно из свойств физического объекта, общего в качественном отношении для многих физических объектов, но в количественном отношении индивидуальное для каждого из них.

Примером физической величины может служить длина какого-либо объекта, его ширина или высота, масса, возраст. Любое из этих свойств присуще целому ряду объектов. Этим свойством могут обладать очень многие объекты (предметы) материального мира. Но в количественном отношении, т. е. в степени проявления этого свойства, каждый предмет индивидуален.

Размер физической величины — количественная оценка физической величины, присущая конкретному объекту.

Значение размера физической величины выражено в виде некоторого числа принятых единиц измерения данной физической величины.

Истинное значение физической величины — значение физической величины, идеальным образом ее характеризующее в количественном отношении.

Измеренное (действительное) значение физической величины — значение физической величины, полученное экспериментальным путем; в поставленной измерительной задаче оно может быть использовано вместо истинного значения.

Измерение физической величины — процесс, включающий совокупность действий с применением технических средств для получения количественного значения измеряемой величины.

Результат измерения — значение физической величины, полученное путем ее измерения.

При геодезических работах основной объем информации до- ставляется из измерений. Геодезические измерения классифици- руют по назначению, точности, объему, характеру получаемой ин- формации, инструментальной природе получаемой информации и взаимозависимости результатов измерений.

По своему назначению геодезические измерения бывают: уг- ловые, линейные, нивелирные (измерения высот или превыше- ний), координатные (измерения координат или их приращений), гравиметрические (измерения ускорений силы тяжести).

В связи с этим сформировались технологические процессы то- пографо-геодезических работ: триангуляция, трилатерация, поли- гонометрия, топографические съемки, спутниковые измерения, астрономические определения, гравиметрические работы, створ- ные измерения, разбивочные работы, определение деформаций сооружений и земной коры и т. д.

В зависимости от типов применяемых средств измерений гео- дезические измерения делят на высокоточные, точные (средней точности), технические (малой точности).

Процесс измерения происходит при наличии пяти *составляю- щих (факторов) измерения*:

1. Объект измерения — что измеряется.
2. Субъект измерения — кто измеряет.
3. Средство измерения — чем измеряется.
4. Метод измерения — как измеряется.
5. Внешняя среда — где измеряется и в каких условиях.

Конкретное содержание и состояние факторов измерения оп- ределяют *условия измерений*, которые могут быть классифициро- ваны по следующим признакам.

По физическому исполнению:

— прямые измерения, в которых значение измеряемой вели- чины получают *непосредственным* сравнением с однородной фи- зической величиной (эталоном). Примером прямых измерений служит измерение длины линии рулеткой, либо мерной лентой;

— косвенные, в которых значение определяемой величины по- лучают из вычислений, в которых в качестве исходных используют результаты измерений величин, связанных с определяемой. При-

мером может служить измерение длины линии светодальномером. В этом случае непосредственно измеряется время прохождения светового сигнала от дальномера до отражателя и обратно, а затем

вычисляется длина линии как $S = \frac{1}{2}vt$, где v — скорость распространения светового сигнала.

По роду:

- однородные измерения, или измерения однородных физических величин;

- разнородные — все прочие по отношению к однородным.

По количеству:

- необходимые измерения дают только по одному значению каждой измеряемой величины;

- дополнительные или избыточные измерения производятся для получения нескольких значений измеряемой величины в целях контроля, исключения грубых погрешностей или повышения качества результатов измерений.

По точности:

- равноточные измерения, выполняемые в одинаковых условиях, т. е. объекты одного и того же рода измеряют исполнители одинаковой квалификации, приборами одного класса, по единой методике, в достаточно близких по характеру условиях внешней среды;

- неравноточными считают измерения, выполняемые в случаях, когда по крайней мере одна из составляющих процесса измерения значительно отличается от аналогичной составляющей других измерений.

По физической природе носителей информации:

- визуальная фиксация результатов измерения, когда передача информации в системе «прибор — цель» осуществляется с участием наблюдателя (оператора);

- невизуальные измерения в основе своей полностью или частично исключают участие наблюдателя. При таких измерениях используются средства радиоэлектроники, микропроцессорной техники и др.

По взаимозависимости:

- независимые измерения;

- зависимые измерения;

- коррелированные измерения.

5.2. Начальные сведения о погрешностях измерений

Измерения линий и углов на местности и на плане (карте) производятся не абсолютно точно. Это объясняется недостатками приборов и инструментов, несовершенством глаза человека, неров-

ностями местности, недостатками освещения, изменениями температуры, влажности и пр. Для повышения точности измерений принимают различные меры: применяют более точные приборы и инструменты или одну и ту же величину, например линию или угол, измеряют несколько раз и из полученных результатов измерений выводят среднее арифметическое и др. Однако и эти меры не дают возможности получить результаты измерений абсолютно точными, вследствие чего они содержат погрешности (ошибки).

Погрешностью Δ измерения называют разность между результатом измерения l и точным (истинным) значением измеряемой величины L , т. е.

$$\Delta_i = l_i - L. \quad (5.1)$$

Ее получают по правилу: из того, что имеется, вычитают то, что должно быть.

В подавляющем большинстве случаев точное (истинное) значение величины нам неизвестно, однако практически за точное значение можно принять результат измерения очень точным прибором и инструментом. Например, измерение длины линии металлической рулеткой будет значительно точнее, чем короткой деревянной линейкой, поэтому результат измерения рулеткой можно принять за точное значение при сравнении его с результатом измерения линейкой. Иногда точное значение величины нам известно. Например, если измерить каждый угол в плоском треугольнике и взять сумму этих углов, то для нее точным значением будет $180^{\circ}00'$. Если к примеру сумма измеренных углов оказалась $179^{\circ}57,5'$, тогда погрешность суммы измеренных углов будет $-0^{\circ}02,5'$. Эту погрешность называют *угловой невязкой* треугольника.

Погрешность, выражаемую формулой (5.1), называют *абсолютной*. Чем точнее производится измерение, тем меньшую следует ожидать абсолютную погрешность.

Разность между двумя какими-либо результатами измерений одной и той же величины называют *расхождением результатов*.

Очень часто ни абсолютная погрешность, ни расхождение не характеризуют точности измерения. Например, если говорят, что линия измерена с погрешностью, равной 1 м, то по этой погрешности нельзя судить о точности измерения, так как для линии 10 м погрешность в 1 м можно считать очень большой, а погрешность в 1 м, полученную при измерении расстояния от начальной точки на Красной площади в Москве до центральной точки г. Рязани следует считать малой.

Таким образом, одной абсолютной погрешности мало, чтобы судить о точности измерения; надо сопоставить ее с результатом измерения, т. е. определить, какую долю составляет погрешность от измеряемой величины.

Отношение абсолютной погрешности к результату измерения называют *относительной погрешностью* и выражают в виде *аликвотной дроби*, числитель которой равен единице. Например, линия измерена с погрешностью 0,20 м, а результат измерения оказался 225,73 м; тогда относительная погрешность будет

$$\frac{0,20}{226} = \frac{1}{1100}.$$

Если после двукратного измерения линии получены результаты 352,17 и 352,33 м, то *относительное расхождение* измерений будет

$$\frac{0,16}{352} = \frac{1}{2200}.$$

Но одно значение погрешности Δ , вычисленное по формуле (5.1), не характеризует точность измерения, потому что, повторяя измерения одной и той же величины L , мы будем получать различные значения l_i , т. е. целый ряд измерений одной и той же величины.

Чтобы усилить влияние более крупных погрешностей на результат оценки точности ряда измерений, пользуются *среднеквадратической погрешностью (СКП)*, вычисляемой по многократным измерениям l_i по формуле Гаусса:

$$m = \sqrt{\frac{[\Delta^2]}{n}}, \quad (5.2)$$

где $[\Delta^2]$ — сумма квадратов погрешностей ряда измерений (квадратная скобка условно обозначает сумму), n — число измерений.

Погрешности Δ и m характеризуют точность измерения угла независимо от его величины. Например, углы в 1° и в 170° измеряются с одинаковой точностью при этих условиях.

Точность измерения линии, зависящая от ее длины, характеризуется *относительной погрешностью*, т. е. отношением абсолютной величины погрешности к результату измерения: Δ/l — относительная погрешность измерения, а m/l — относительная среднеквадратическая погрешность измерения.

Погрешности каждого измерения различны: они могут быть малыми и большими, положительными и отрицательными, но при определенных условиях измерений они по абсолютной величине не могут быть больше какого-то предела.

Такая погрешность называется *предельной*, например, предельная погрешность измерения длины комнаты при помощи рулетки может быть ± 3 см. Предельная погрешность измерения больших расстояний может выразиться несколькими дециметрами и даже метрами в зависимости от расстояния и точности инструментов.

Среднеквадратическая погрешность дает правильное представление о точности выполненных измерений. Кроме того, среднеквадратическая погрешность дает возможность определить наибольшую погрешность (предельную), которая может появиться при данных условиях измерения.

Для определения допустимости погрешностей, расхождений или невязок используют *предельные погрешности*, которые вычисляют по формуле:

$$\Delta_{\text{пред}} = \tau m,$$

где τ — коэффициент, значение которого принимают таким, чтобы была мала вероятность появления погрешности, по абсолютному значению больше предельной. Обычно берут значения τ равными 2; 2,5 или 3.

Подробное изложение теории погрешностей измерений приведено в главе 8.

5.3. Основные правила ведения геодезических записей и вычислений

5.3.1. Некоторые правила ведения технических документов

Правило 1. Все записи полевых измерений и камеральные геодезические вычисления выполняют, записывая цифры вычислительным шрифтом (рис. 5.1)



Рис. 5.1. Образец вычислительного шрифта

Правило 2. Подчистки, записывание одной цифры по другой и обводы полевых записей *не допускаются*. Неправильно записанное в полевом журнале число аккуратно зачеркивают одной линией и над ним пишут правильное число.

Правило 3. Листы или страницы полевых журналов и других документов до работы нумеруют и число листов (страниц) заверяют подписью начальника отряда (партии, экспедиции). Испорченные по какой-либо причине страницы журналов не уничтожаются, а по диагонали такой страницы пишут «испорчено» и указывают номер страницы, где записи продолжают.

Правило 4. Никакие записи и вычисления в «черновиках» и переписывание с них не допускается.

5.3.2. Правила вычислений с приближенными числами

Для правильного действия с приближенными числами в них следует различать: десятичные знаки, значащие и верные цифры.

Десятичными знаками называют все цифры, стоящие вправо от запятой. В числе 27, 850 три десятичных знака.

Значащими цифрами называют все цифры заданного числа, кроме нулей слева и справа, если последние не стоят на месте неизвестных цифр. Следует отметить, что цифра 0 может иметь два значения:

— первое — обозначает, что данный разряд числа пуст. Например, в числе 180° , означающем сумму углов треугольника, ноль указывает, что разряд единиц пустой. В этом случае записанное число содержит три значащих цифры; таким образом, цифра 0 в этом случае является значащей цифрой;

— второе — цифра 0 ставится на месте неизвестных цифр. Например, указывают, что в некотором населенном пункте проживает 150 000 жителей. Здесь нули ставят на месте неизвестных цифр. В этом случае количество значащих цифр в заданном числе будет равно двум.

Число 0,00135 имеет пять десятичных знаков и три значащих цифры.

Верными цифрами называют цифры, заслуживающие доверия. Это связано с погрешностями определения того или иного числа как результата измерения. Если погрешность результата измерения меньше половины какого-либо десятичного знака, то следует признать верными все цифры, включая цифру этого десятичного знака. Например, результат измерения линии светодальномером оказался равным 137,216 м. СКП измерения этой линии составляет $m_s = 0,002$ м. В этом случае следует считать верными первые пять цифр результата, включая сотые доли, т. к. погрешность результата меньше половины сотой доли. В том же самом случае, но при условии, что $m_s = 0,008$ м, верными будут только четыре первых цифры. Обычно при записи результата измерения записывают все верные значащие цифры плюс один десятичный знак. Для первого случая необходимо оставить результат 137,216, а второй результат лучше представить в виде 137,22 м.

Следует оговорить правила округлений.

При округлении до определенного десятичного знака происходит отбрасывание всех десятичных знаков, меньших оставляемого, но при этом оставляемый десятичный знак не меняется, если следующий (первый отбрасываемый десятичный знак) меньше 5. Оставляемый десятичный знак увеличивается на единицу, если первый отбрасываемый знак больше 5. Например, при округлении числа 284, 1864 до тысячных долей, получают 284,186. Если же это число

округляют до десятых долей, то получают 284,2. Если первая отбрасываемая цифра равна 5, то последняя оставляемая цифра должна быть четной. Например, до сотых долей округляется число 23,875. После округления получают 23,88. При округлении числа 96,165 до сотых долей получают 96,16.

При выполнении арифметических операций с приближенными числами необходимо учитывать число верных значащих цифр и десятичных знаков в окончательном результате, руководствуясь следующими правилами:

При сложении и вычитании необходимо выделить грубейший компонент, которым является число с наименьшим количеством значащих цифр. Все прочие слагаемые следует округлить до числа десятичных знаков в грубейшем компоненте плюс один десятичный знак в качестве запасной цифры. В результате действия следует оставлять столько десятичных знаков, сколько их в грубейшем компоненте плюс один запасной знак. Например, необходимо сложить числа 47,2175; 0,27; 213,3 и 1248,218. Грубейший компонент здесь 213,3. Округляем заданные числа и выполняем сложение $47,22 + 0,27 + 213,3 + 1248,22 = 1509,01$, что и является ответом на поставленную задачу.

При умножении и делении также выделяется грубейший компонент, которым является число с наименьшим количеством значащих цифр. Все прочие сомножители округляют до такого же количества значащих цифр плюс одна и выполняют действие. В ответе оставляют такое же количество значащих цифр, что и у грубейшего компонента плюс одна запасная цифра. Например, необходимо вы-

числить выражение $K = \frac{12396,274 \cdot 0,215}{346,883}$. Грубейшим компонен-

том в этом примере будет число 0,215, имеющее три значащих цифры. Поэтому необходимо предварительно округлить остальные

сомножители и провести вычисления $K = \frac{12400 \cdot 0,215}{346,9} = 7,6852118$.

Этот результат списан с калькулятора. Но он не имеет никакого смысла. Его необходимо правильно округлить. Окончательно имеем

$K = \frac{12400 \cdot 0,215}{346,9} = 7,685$. Верными здесь будут только первые три

цифры, четвертая — запасная.

При возведении в степень количество верных значащих цифр будет не больше, чем в основании степени. Например, возводят в квадрат число 27,81 с помощью калькулятора. На табло получают результат 773,3961. Но верных значащих цифр здесь только четыре, и ответ — 773,40 с одной запасной цифрой. Достаточно наглядно

выглядит тот же пример, но с измененным на одну тысячную десятичным знаком. Вычислим квадраты чисел 27,811 и 27,809. Получаем с калькулятора 773,451721 и 773,340481, т. е. изменение всего на одну единицу следующего десятичного знака меняет четвертый знак окончательного результата.

При извлечении квадратного корня в результате получают количество верных значащих цифр не меньше, чем в подкоренном выражении.

Правильная организация вычислений ускоряет процесс вычислений и уменьшает количество возможных ошибок.

5.4. Измерение линий на местности

Измерение линий на местности — один из самых распространенных видов геодезических измерений. Измерение линий на местности производится в основном, как отмечалось ранее, двумя способами:

- способом непосредственного (прямого) измерения;
- способом посредственного (косвенного) измерения.

Сущность первого способа заключается в последовательном отложении на линии местности какой-либо линейной меры (ленты, рулетки) так, чтобы начало каждого нового отложения совпадало с концом предыдущего. Длина всей линии получится как произведение длины линейной меры на число отложений.

Сущность второго способа сводится к измерению вспомогательных величин, позволяющих определить длину линии на местности путем вычислений; этим способом, например, получается длина измеряемой линии с использованием дальномеров различных типов.

5.4.1. Закрепление и обозначение точек на местности. Вешение линий

Для составления планов (профилей) необходимо производить на местности линейные и угловые измерения, позволяющие определить взаимное расположение точек съемочного обоснования, контуров ситуации и характерных точек земной поверхности. Пункты опорной сети и точки съемочной сети непосредственно на местности обозначаются геодезическими знаками. Пункты плановой опорной сети закрепляют наружными пирамидами, сигналами и подземными центрами (рис. 5.2).

Самым простым знаком может быть деревянный колышек длиной 30 — 60 см, кованый гвоздь, обрезки труб, которые забивают в землю и вокруг окапывают, образуя канавку круглой или треугольной формы.

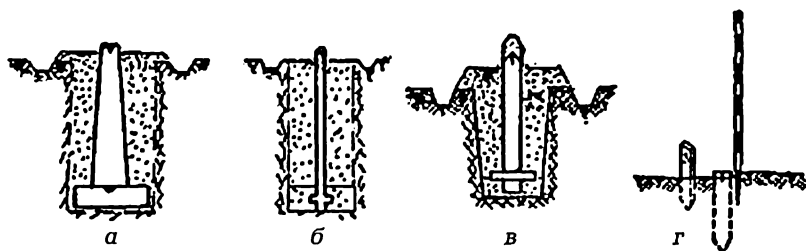


Рис. 5.2. Знаки для закрепления точек на местности:
а — бетонный монолит; б — труба с якорем; в — деревянный столб;
г — кол со сторожкой и вехой

Подземные центры закладывают в виде бетонных или железобетонных монолитов на глубину ниже промерзания грунта. В монолиты на одной отвесной линии с центром наружного знака закладывают металлические марки с обозначенными точками, плановые и высотные координаты которых определяют.

Точки высотного обоснования закрепляют подземными железобетонными, бетонными, каменными монолитами или металлическими стержнями, замурованными в стены каменных зданий. Их называют *реперами* и *марками* (рис. 5.3).



Рис. 5.3. Знаки закрепления точек высотного обоснования:
стенной репер и марка

Положение точек, имеющих массовое распространение, определяют с меньшей точностью; их закрепляют на местности деревянными столбами, металлическими или цементными трубами, бетонными монолитами и др.

Временные точки съемочного обоснования, срок службы которых определяется одним-двумя годами, закрепляют деревянными колышками с забитыми в их верхний срез гвоздями (рис. 5.2, г).

Вообще же конкретные типы знаков для закрепления на местности геодезических пунктов указываются в специальных инструкциях и наставлениях.

Для обозначения на местности прямой линии часто бывает недостаточно двух точек, которыми закреплены ее концы. В таком случае в *створе* двух точек А и В, обозначенных вехами-шестами (рис. 5.4), т. е. в вертикальной плоскости, проходящей через концы линии длиной более 150 м, устанавливают дополнительные вехи 1 и 2.

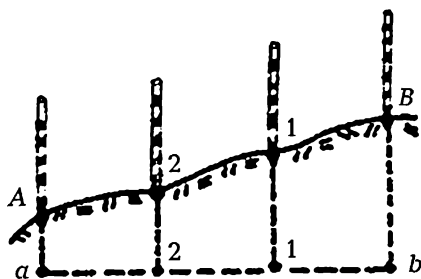


Рис. 5.4. Установка вех в створе

Вехи должны быть прямыми, длиной около 2 м (деревянными или металлическими) с равномерной яркой красно-белой окраской и заостренным концом. Установка вех в створе линии называется *вешением линии*. Рекомендуется производить вешение способом «на себя» от конечной точки к начальной (наблюдатель в точке А, по его указанию рабочий устанавливает вехи 1 и 2 строго вертикально). На линии *ab* показаны проекции оснований вех на воображаемую горизонтальную плоскость.

Некоторые особенности вешения линий возникают при наличии препятствий в виде оврагов или возвышенностей.

Через овраг вешение выполняется одновременно с двух концов линий (рис. 5.5). В створе *AB* устанавливают вехи 1 и 2, а затем в створе *A—1* вехи 3 и 4. Далее в створе *2—4* устанавливают веху 5 и т. д. до вехи 9.

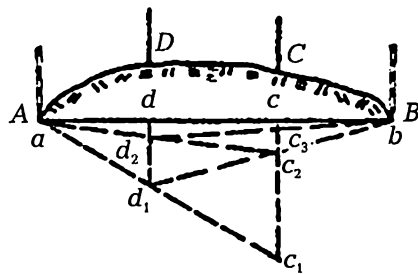
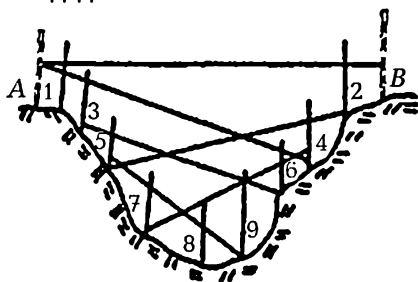


Рис. 5.5. Установка вех через овраг Рис. 5.6. Вешение через возвышенность

При наличии возвышенности (рис. 5.6), когда отсутствует взаимная видимость между точками А и В, на них устанавливают вехи.

После этого на возвышенности вблизи створа устанавливают вехи *D* и *C* так, чтобы от вехи *D* была видимость на точку *B*, а от вехи *C* — на точку *A*. Затем с точки *c₁* в створе *ac₁* выставляется веха *d₁*, а с точки *d₁* — веха *c₂* и т. д. Вешение ведется до тех пор, пока вехи *D* и *C* не окажутся в створе *AB* (*ab*).

Способ вешения линий через препятствия уточняется в каждом конкретном случае в зависимости от обстановки, состава поле-

вой бригады, наличия геодезических приборов. Если необходимо, выполняют расчистку линии от кустарника, высокой травы, прорубают просеки (визирки) в лесу и т. д.

5.4.2. Мерные приборы для измерения расстояний на местности

Ленты и рулетки. На местности закрепленные и провешенные линии непосредственно измеряют обычно стальными лентами или рулетками. Стальные ленты шириной 10—15 мм, толщиной 0,3—0,6 мм и длиной 20, 24 или 50 м — наиболее широко применяемые мерные приборы.

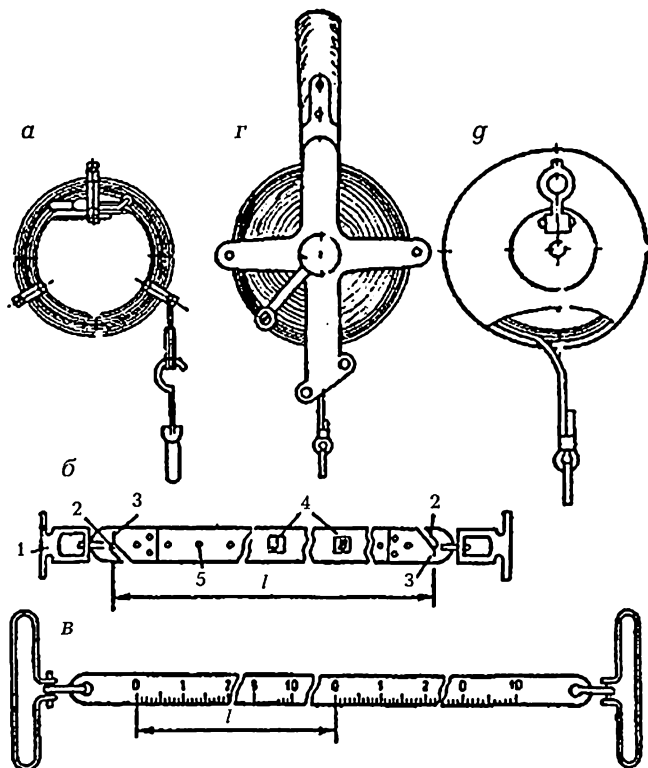


Рис. 5.7. Стальные мерные ленты, рулетки:

- а) — лента на станке; б) — схема ленты ЛЗ: 1 — ручка; 2 — вырез для шпильки; 3 — штрихи; 4 — пластинка с обозначением метров; 5 — дециметровые отверстия; в) — схема ленты ЛЗШ; г) — стальная рулетка на крестовине; г) — стальная рулетка в футляре

По виду отсчетных приспособлений различают *штриховые* (рис. 5.7, б) и *шкаловые* (рис. 5.7, в) ленты. На концах ленты прикреплены ручки, с помощью которых обеспечивают натяжение мерной ленты в процессе измерений.

Длина *штриховой* ленты землемерной (ЛЗ-20, ЛЗ-24, ЛЗ-50) — расстояние между начальным и конечным штрихами в вырезах на ленте, предназначенных для установки шпилек. Метровые деления на ленте отмечены пронумерованными пластинками, полуметровые — заклепками, дециметровые — круглыми отверстиями (рис. 5.7, б). Для исключения просчетов при измерении линий короче номинальной длины ленты подписи метровых делений на одной плоскости возрастают от одного конца ленты, а на другой плоскости — от противоположного конца. Длину отсчитывают с точностью до сотых долей метра делением дециметровых отрезков «на глаз». Для удобства транспортировки лента наматывается на металлическое кольцо (станок) диаметром около 20 см (рис. 5.7, а). В комплект стальной мерной ленты входит 10 железных шпилек, изготавливаемых из проволоки. Длина шпильки до 50 см. Верхний конец шпильки делается в виде кольца, а нижний — заостренный. Лента землемерная *шкаловая* (ЛЗШ-20, ЛЗШ-24, ЛЗШ-50) на концах имеет шкалы с миллиметровыми делениями. Длина шкаловой ленты соответствует расстоянию от нулевого деления шкалы на переднем конце ленты до нулевого деления задней шкалы на другом ее конце (рис. 5.7, в). При измерениях линий так же используют стальные *рулетки* (рис. 5.7, г, г) длиной 20; 50; 75; и 100 м на крестовине (РК) или на вилке (РВ) или в футляре. Рулетки, как правило, имеют миллиметровые деления с дециметровой и метровой оцифровкой. Рулетки типа РК и РВ применяют в комплекте с приборами для натяжения — пружинными *динамометрами*, обеспечивающими натяжение рулеткам до 100 Н (стандартное натяжение, равное усилию 10 кг).

При массовых геодезических измерениях натяжение мерной ленты (рулетки) выполняют от руки.

Если не требуется высокая точность измерений, то пользуются тесняной рулеткой (полотно с металлическими прожилками) с пластмассовым корпусом.

Для более точного измерения расстояний используют *инварные шкаловые проволоки* и специальные *гальномеры*.

Мерная лента (рулетка) не должна иметь изломов, разрывов, следов ржавчины.

Измерение линии лентой заключается в последовательном ее укладывании в створе линии двумя рабочими-мерщиками.

Компарирование. Перед началом измерений обязательно необходимо определить фактическую длину l_p рабочей меры путем сравнения ее длины с длиной образцовой (эталонной) меры l_s , длина которой определена с высокой точностью. Образцовая (эталонная) лента (рулетка) используется только для сравнения с рабочими мерами.

Сравнение длины рабочей меры с длиной образцовой (эталонной) меры называется компарированием, которое может выпол-

няться, как на стационарных (лабораторных), так и на полевых компараторах.

При отсутствии закрепленного компаратора простейший способ компарирования рабочих мер состоит в следующем. На горизонтальной поверхности, например на полу, укладывают эталонную ленту l_e , а рядом проверяемую l_p так, чтобы края их касались друг друга, а нулевые штрихи совмещались на одном конце ленты. Эти концы жестко закрепляют (гвоздями), затем натягивают вторые концы лент с одинаковой силой, равной 10 кг, и измеряют металлической линейкой с миллиметровой шкалой расстояние Δl между нулевыми штрихами концов лент, которое называется *поправкой за компарирование*, т. е.

$$\Delta l = l_p - l_e. \quad (5.3)$$

Величина поправки Δl покажет, на сколько миллиметров рабочая лента короче или длиннее эталонной.

Длина проверяемой 20-метровой ленты не должна отличаться от длины эталонной ленты более чем на ± 2 мм. В противном случае в результаты измерения линий надо вводить поправки. Для этого при измерении линии местности ее длину определяют рабочей лентой, полагая, что она верна, т. е. ее *номинальная* длина равняется 20 м, а затем в результат измерения вводят поправку, определяемую по формуле

$$\Delta d = (d/20) \times \Delta l,$$

где d — длина измеренной линии.

Примечание. Номинальной называют длину мерного прибора, заданную при изготовлении его на заводе. Например, номинальная длина двадцатиметровой ленты равна 20 м.

Поправку вычитают из результата измерения, когда рабочая лента короче эталонной, и прибавляют, когда она длиннее.

Пример 1. Рабочая лента короче эталонной на 5 мм, и ею измерена линия, длина которой получилась $d = 310,40$ м. Поправка к длине линии за неверность ленты $\Delta d = (310,40/20) \times 5 \text{ мм} = 77,6 \text{ мм}$, или округленно 0,08 м. Следовательно, фактическая (действительная) длина измеренной линии равняется $d = 310,40 - 0,08 = 310,32$ м.

При выполнении специальных геодезических работ не только измеряют линии на местности, но приходится и откладывать на местности отрезки заданной длины d . В этом случае при работе неверной рабочей лентой следует поправку Δd прибавлять к длине отмеренной на местности линии, если лента короче, и вычитать, когда она длиннее.

Пример 2. Рабочая 20-метровая лента длиннее эталонной на 13 мм. Требуется отложить отрезок $d = 100,00$ м. Так как при каждом отложении такой ленты на местности будут откладываться отрезки длиннее 20 м, то

надо отложить на местности этой лентой расстояние равное 99,94 м, т. к. поправка за компарирование $\Delta d = (100/20) \times 13 \text{ мм} = 65 \text{ мм}$, или округленно 0,06 м вычитается. Следовательно, после учета поправки получим действительное расстояние $d = 100,00 \text{ м} - 0,06 \text{ м} = 99,94 \text{ м}$.

При создании полевого компаратора его концы закрепляют бетонными или деревянными столбами вровень с землей. На верхней поверхности этих столбов должны быть металлические пластины или гвоздь с меткой — штрихом. Длина такого компаратора (базиса) не менее 120 м измеряется многократно высокоточным мерным прибором, а затем рабочей мерой. Остаток измеряют линейкой с миллиметровой шкалой. Так как длина полевого компаратора (120 м) значительно больше длины мерной ленты (20 м), то, обозначив количество уложенных лент через n , действительную длину компаратора — L_0 , а измеренную рабочей лентой — L , поправку за компарирование можно определить по формуле:

$$\Delta l = (L - L_0)/n. \quad (5.4)$$

Измерение лентой выполняется двумя рабочими-мерщиками, из которых один называется передним, а второй — задним, в следующей последовательности. Передний мерщик берет ручку ленты и 10 шпилек в левую руку (рис. 5.8, а) и становится примерно в створе линии (рис. 5.8, б).

Задний мерщик совмещает штрих на конце ленты с начальной точкой линии и выставляет переднего рабочего в створе. Передний рабочий, встряхнув и натянув ленту, кладет ее на землю и правой рукой вставляет вертикально в землю шпильку через вырез на конце ленты. После команды «Готово!» оба рабочих продвигаются вперед. Задний рабочий доходит до шпильки, подает команду «Стоять!». Придерживая левой рукой шпильку, вырезом ленты задевает ее и выставляет переднего в створ линии (рис. 5.8, б). Встряхнув и натянув ленту, передний рабочий устанавливает вторую шпильку в вырез на своем конце ленты. После команды «Готово!» задний рабочий вынимает первую шпильку из земли, и оба идут дальше.

Если шпильку установить трудно (в асфальт, камень, мостовую), то положение конца ленты отмечают карандашом, а шпильку кладут рядом. Когда 10 шпилек окажутся у заднего рабочего, он передает их переднему. Каждая передача отмечается в журнале.

Далее измерение продолжается в том же порядке. В конце линии передний рабочий протягивает ленту за вежу вперед так, чтобы задний смог задеть ее за последнюю шпильку. Затем передний рабочий подходит к веже, натягивает ленту и производит отсчет по ленте *остатка* линии (рис. 5.8, в, г).

При этом следует обратить внимание на то, с какой стороны возрастают метровые деления (они должны возрастать от задней

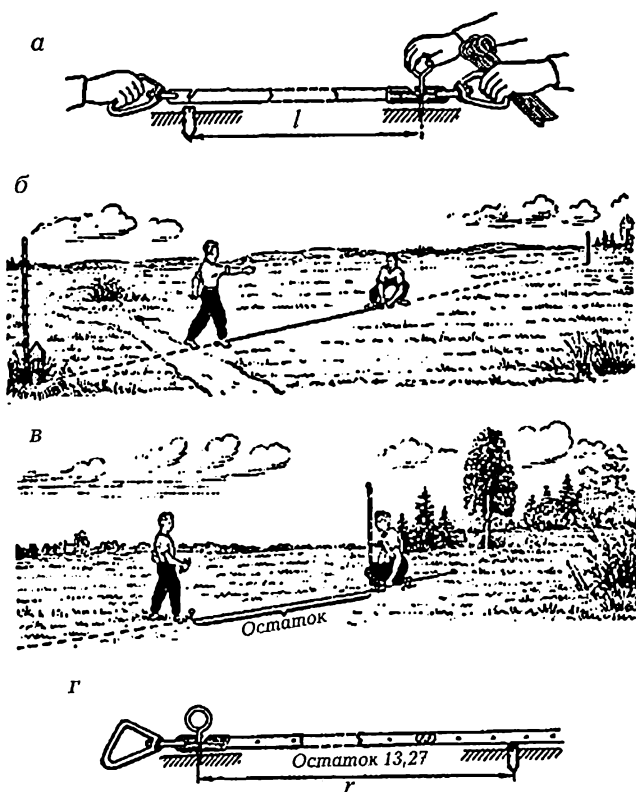


Рис. 5.8. Схема измерения линии лентой:
 а — способ фиксации ленты на земле; б — установка в створ;
 в — измерение остатка; г — отсчет остатка

шпильки к вехе), чтобы не было грубой ошибки в отсчете. Общую длину измеряемой линии вычисляют по формуле:

$$d = n l_0 + r + n \Delta l, \quad (5.5)$$

где n — число шпилек у заднего рабочего (число уложений полных лент), l_0 — номинальная длина рабочей ленты, r — остаток в конце линии, Δl — поправка за компарирование ленты.

Примечание. Точность учета Δl определяется назначением линейных измерений, т. к. эта величина влияет систематически. Например, для линии длиной 1 км влияние только погрешности $\Delta l = 2$ мм составит порядка 10 см. Кроме того, влияние Δl выявляется только в общей (суммарной) длине линий между исходными (опорными) геодезическими пунктами. При высокоточных измерениях учитывают еще и поправки за температуру, за изменение натяжения мерного прибора.

Каждую линию для контроля и увеличения точности измеряют дважды — в прямом и обратном направлениях. Если расхождение между двумя измерениями не превышает допуск, то вычисляют среднее арифметическое из двух измерений.

Как же определить допустимое расхождение двух измерений?

По результатам прямого и обратного измерений $d_{\text{пр}}$ и $d_{\text{обр}}$ находят абсолютную разность (расхождение)

$$\Delta d = d_{\text{пр}} - d_{\text{обр}},$$

которая не дает сравнительной характеристики точности измерений линий различной длины. Например, расхождение Δd может быть 15 см при d , равном 50 и 500 м. При этом такое расхождение для первой линии следует считать большим, а для второй — допустимым. Поэтому одной разности мало, чтобы судить о точности измерения линии; надо сопоставить его с результатом измерения, т. е. определить относительное расхождение (*относительную погрешность*), которая получается делением абсолютной величины расхождения на длину измеряемой линии.

Относительная погрешность выражается дробью, в числителе которой единица, а в знаменателе целое число с одной-двумя значащими цифрами. Для линий измеренных лентой допустимая относительная погрешность:

1/1000 — для неблагоприятной местности (вспаханной, заболоченной с кустарником, покрытой густой травой или кочковатой и т. д.);

1/2000 — для благоприятной (ровное поле с небольшой стерней, скошенный луг и т. д.);

1/3000 — для особо благоприятной (луг ровный, дороги и т. д.).

Пример 3. Расстояние между двумя точками измерено в прямом и обратном направлениях на местности благоприятной для измерения. Результат первого измерения $d_{\text{пр}} = 253,12$ м, а второго $d_{\text{обр}} = 253,24$ м. Абсолютная погрешность (расхождение) $\Delta d = 0,12$ м, а относительная $\Delta d/d_{\text{ср}} = 0,12 \text{ м} / 253 \text{ м} = 1/2100$. Так как величина 1/2100 меньше допустимой 1/2000, то измерения выполнены качественно и можно вычислить среднее $d_{\text{ср}} = 253,18$ м.

При недопустимых расхождениях измерения повторяют. Точность измерений зависит как от характера местности и погодных условий, так от опыта и аккуратности исполнителей. При измерениях нужно стараться равномерно натягивать ленту, отвесно втыкать шпильки в землю, контролировать число целых уложений ленты числом шпилек в руке заднего мерщика. Потеря или просчет одной шпильки приводит к ошибке в 20 м, а отсчет остатка не с того конца ленты — к ошибке в несколько метров. Однако более правильная характеристика точности измерений получается при вычислении средних квадратических погрешностей.

По относительной погрешности и длине линии можно вычислить величину абсолютной погрешности. Например, при дли-

не $d = 300$ м и относительной погрешности $1/2000$ абсолютная погрешность будет $\Delta d = 300 \text{ м}/2000 = 0,15 \text{ м}$.

Когда величина поправки за компарирование ленты меньше $0,002$ м, то она не учитывается, т. к. в этом случае относительная величина поправки будет лишь $0,002 \text{ м}/20 \text{ м} = 1/10000$, т. е. в 5 раз меньше, чем относительная погрешность измерения линии.

Для измерений шкаловыми лентами (ЛЗШ) требуется предварительная подготовка местности: провешивание линий по теодолиту и закрепление отрезков через промежутки, равные длине ленты, колышками со штрихами на их торце. В процессе измерений отсчеты производятся по передней (П) и задней (З) шкалам.

При использовании штриховой ленты (ЛЗШ) относительная погрешность измерения составляет $1/5000 - 1/10000$, а при использовании металлических рулеток — $1/2000 - 1/5000$.

5.4.3. Приведение измеренных наклонных расстояний к горизонту

Для изображения контуров очертаний различных объектов местности: сельскохозяйственных угодий, рек, дорог, каналов, отдельных строений и т.п. выбирают характерные точки этих объектов (например, вершины углов ломанных контуров), определяют взаимное расположение этих точек путем измерения на местности прямолинейных отрезков (линий), горизонтальных и вертикальных углов, а также превышений одной точки над другой.

Для каждого вида измерений применяют различные геодезические приборы. Ранее было показано, что при выполнении геодезических работ на площади 20×20 км эту часть земной поверхности можно принять за плоскость, т. е. пренебречь кривизной Земли.

В этом случае при изображении объектов местности на плане производят ортогональное (прямоугольное) проектирование результатов измерений на горизонтальную плоскость, т. е. плоскость перпендикулярную к отвесной линии.

Рассмотрим это более подробно. На рис. 5.9, а A_1B_1 — проекция нормальными AA_1 и BB_1 линии местности AB на поверхность земного эллипсоида; ab — прямоугольная (ортогональная) проекция линии местности AB на горизонтальную плоскость, перпендикулярную к отвесной линии (рис. 5.9, б).

Ортогональная проекция линии местности на горизонтальную плоскость называется *горизонтальным проложением* и обычно обозначается латинской буквой «S». Именно его используют при нанесении контуров на бумагу, т. е. при составлении плана.

Величина горизонтального проложения зависит от наклона линии местности. Чем круче склон, на котором расположена линия местности, тем короче горизонтальное проложение этой линии. Для получения представления о крутизне склона или конкретной

линии местности измеряют ее угол наклона v (рис. 5.9, б), т. е. угол, заключенный между линией местности D и горизонтальной плоскостью.

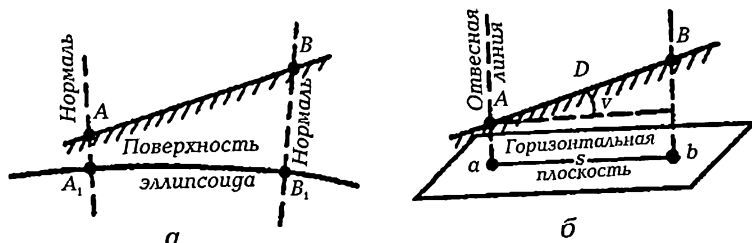


Рис. 5.9. Проекция линий местности:
а — на земной эллипсоид; б — на горизонтальную плоскость

Угол наклона может быть *положительным*, если он расположен выше горизонтальной плоскости и *отрицательным*, если ниже горизонтальной плоскости. Перед значением угла наклона *всегда* ставится знак соответственно плюс (+) или минус (–).

Длину линии местности принято обозначать латинской буквой « D » (рис. 5.9, б). Измерив длину линии на местности $AB = D$ и угол наклона v , можно вычислить горизонтальное проложение $ab = S$ по формуле

$$S = D \cos v. \quad (5.6)$$

Часто вместо вычисления S в результат измерения D вводят *поправку* ΔD за наклон линии к горизонту.

Эта поправка показывает на сколько катет S короче гипотенузы D (рис. 5.9, б), т. е.

$$S = D - \Delta D. \quad (5.7)$$

Откуда следует, что величина

$$\Delta D = D - S. \quad (5.8)$$

Подставив в это равенство значение S из формулы (5.6), получим поправку за наклон линии к горизонту

$$\Delta D = D - D \cos v = D(1 - \cos v)$$

или

$$\Delta D = 2 D \sin^2 v / 2. \quad (5.9)$$

Эта поправка всегда вычитается из измеренного значения линии местности *независимо* от знака угла наклона.

Для получения *горизонтального проложения* измеренной на местности линии с использованием формул (5.6) — (5.9) необходимо на местности измерить угол наклона.

При малых углах наклона (порядка нескольких градусов) для вычисления горизонтальных проложений не требуется знать точных значений углов, потому что косинус малого угла мало изменяется с изменением самого угла. Например,

$$\begin{aligned}\cos 1^\circ &= 0,99985; \\ \cos 1,5^\circ &= 0,99966; \\ \cos 2^\circ &= 0,99939.\end{aligned}$$

Следовательно, измеряя линии лентой (рулеткой) при угле наклона 1° , уклон можно не учитывать, т. е. считать его равным нулю. В этом случае будет допущена относительная погрешность горизонтального проложения $\cos 0^\circ - \cos 1^\circ = 1 - 0,99985 = 0,00015 \approx 1/7000$, т. е. значительно меньше допустимой относительной погрешности измерения линии лентой.

Если не учитывать уклон линии местности при угле наклона 2° , то относительная погрешность определения горизонтального проложения будет $\cos 0^\circ - \cos 2^\circ = 1 - 0,99939 = 0,00061 \approx 1/1600$, а это уже больше относительной погрешности измерения линии лентой для благоприятной местности. Поэтому угол наклона местности $1,5^\circ$ и больше при определении горизонтальных проложений линий необходимо учитывать.

При комплексных полевых геодезических работах углы наклона линий местности измеряют угломерными приборами (теодолитами, тахеометрами, кипрегелями). При измерениях только линий местности углы наклона можно измерять при помощи портативных приборов — *эклиметров*.

Эклиметром может служить обыкновенный транспортир с отвесом, нить которого прикреплена к центру дуги транспортира. Принцип действия транспортира показан на рис. 5.10.

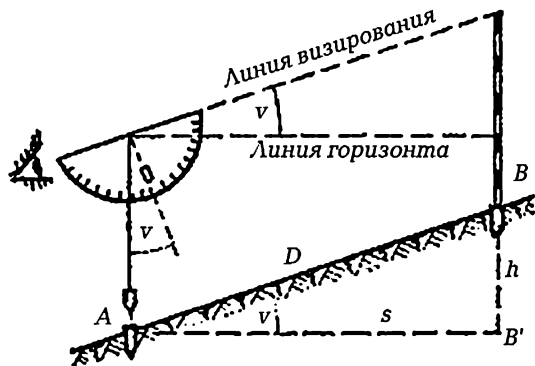


Рис. 5.10. Схема измерения угла наклона транспортиром

Поправку за наклон линии ΔD можно определить и иначе, если известно превышение h между концами линии AB (рис. 5.10), то из прямоугольного треугольника ABB' следует:

$$h^2 = D^2 - S^2 = (D - S) \times (D + S). \quad (5.10)$$

Приняв $(D + S) \approx 2 D$, а $(D - S) = \Delta D$, перепишем (5.10) с учетом полученных равенств:

$$h^2 \approx 2 D \Delta D,$$

т. е. поправку за наклон линии можно вычислить по формуле

$$\Delta D \approx h^2 / 2 D. \quad (5.11)$$

5.4.4. Принцип измерения расстояний оптическими дальномерами

Оптические дальномеры — это приспособления в геодезических приборах, предназначенные для измерения расстояний на местности косвенным методом, существенно ускоряющие и облегчающие процесс измерений. Принцип работы оптических дальномеров основан на решении прямоугольного или равнобедренного (параллактического) треугольника (рис. 5.11), Основание треугольника $AB = b$ называется базисом дальномера, а угол β — параллактическим углом, отсюда термин параллактическая дальнометрия.

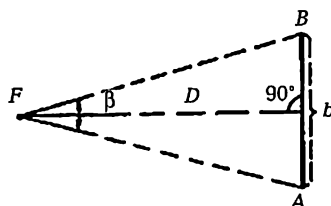


Рис. 5.11. Параллактический треугольник оптического дальномера:
 D — определяемое расстояние; b — базис

Различают два вида оптических дальномеров: с постоянным углом β при переменном базисе b и с постоянным базисом b при переменном угле β .

Представителем первого вида является *нитяный дальномер* геодезического прибора, который реализован в виде зрительной трубы, снабженной двумя горизонтальными штрихами сетки нитей, установленной в фокальной плоскости объектива трубы.

Дальномеры второго вида вытеснены более совершенными электрооптическими дальномерами и в настоящее время в инженерной практике не применяются.

Геометрическую сущность нитяного дальномера можно представить следующим образом (рис. 5.12, а): спроектируем предмет длиной p , находящийся на расстоянии f от глаза, на другой предмет с известной длиной l , находящийся на неизвестном интересующем расстоянии d . Тогда из подобия треугольников это расстояние может быть вычислено по формуле:

$$d = (f/p) \times l.$$

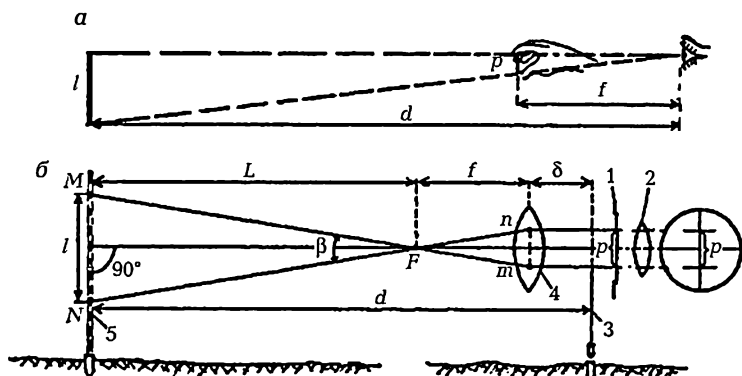


Рис. 5.12. Геометрическая (а) и оптическая (б) схемы определения расстояния при использовании нитяного дальномера:

1 — сетка нитей; 2 — окуляр; 3 — отвесное положение вертикальной оси теодолита; 4 — эквивалентная линза; 5 — рейка; F — передний фокус объектива; β — параллактический угол (приблизительно равен $34,4'$)

Ясно, что чем больше l , тем больше расстояние d при постоянном соотношении f/p . В зрительных трубах теодолитов величина p — расстояние между дальномерными штрихами на сетке нитей (штрихи эти расположены симметрично относительно горизонтальной нити сетки), af — фокусное расстояние объектива (рис. 5.12). Отношение f к p называется коэффициентом дальномера и обозначается через K .

Оптическая система зрительной трубы позволяет реализовать геометрическую идею нитяного дальномера. Пусть визирная ось зрительной трубы прибора пересекает рейку под углом 90° . Тогда при визировании лучи в зрительной трубе от глаза наблюдателя идут параллельно оптической оси через дальномерные штрихи (рис. 5.12, б). Преломившись в объективе, лучи пройдут через передний фокус F и пересекут рейку в точках M и N , тогда отрезок на рейке $MN = l$ — дальномерный отсчет. Расстояние от вертикальной оси теодолита до рейки будет:

$$d = L + f + \delta, \quad (5.12)$$

где L — расстояние от переднего фокуса F до рейки; f — фокусное расстояние объектива или так называемой эквивалентной линзы; δ — расстояние от объектива до вертикальной оси теодолита.

Обозначим сумму $f + \delta = c$, а расстояние между дальномерными штрихами сетки через p . Тогда формула (5.12) примет вид

$$d = L + c. \quad (5.13)$$

Из подобия треугольников MFN и mFn следует

$$L/l = f/p,$$

112 откуда $L = (f/p) \times l$ или $L = Kl$.

Подставив полученное выражение L в формулу расстояния (5.13), получим:

$$d = Kl + c, \quad (5.14)$$

где K — коэффициент дальномера, проектное значение которого обычно равно 100.

Приведенные рассуждения справедливы для зрительных труб с внешней фокусировкой. Однако современные геодезические приборы оснащаются зрительными трубами с внутренней фокусировкой, у которых в результате изменения положения фокусирующей линзы при наведении на резкость изображения предмета будут незначительно изменяться K и c . В связи с этим формулу (5.14) лучше записывать в виде

$$d_i = 100 l_i + \Delta_i, \quad (5.15)$$

где Δ_i — переменная величина, учитывающая изменения K и c .

У современных теодолитов обычно $K = 100$, а величина Δ практически близка к нулю. Однако отклонение K от 100 в действительности нередко достигает 0,5 %. Поэтому величину Δ необходимо определить перед производством геодезических работ.

Из формулы (5.15) следует, что

$$\Delta_i = d_i - 100 l_i.$$

Для определения Δ_i выбирают на ровной местности удобную для измерений линию. Над ее начальной точкой центрируют теодолит, приводят его в рабочее положение. По направлению визирной оси трубы, пользуясь выверенной мерной лентой, отмечают колышками расстояния через 20, 40, ..., 200 м от теодолита. На этих колышках ставят рейку, производят отсчеты l_i и вычисляют Δ_i . По вычисленным значениям составляют таблицу или номограмму для определения поправок в измеренные по рейке расстояния.

На рис. 5.12 визирный луч перпендикулярен к рейке. Однако в общем случае этого не бывает. Если визирная ось OA (рис. 5.13) наклонена на угол ν , а рейка вертикальна и не перпендикулярна к визирной оси, то по дальномерному отсчету $MN = l$ не получим ни наклонного расстояния OA , ни горизонтального проложения s . Представим, что рейка повернута около точки A , и тогда получим воображаемый дальномерный отсчет $M_1N_1 = l_0$, а по нему, согласно формуле 5.15, наклонное расстояние:

$$OA = K l_0 + c.$$

Установим зависимость между l_0 и l из треугольников AMM_1 и ANN_1 , которые приближенно можно считать прямоугольными, так как углы при вершинах M_1 и N_1 меньше прямого угла на половину паралактического угла β ($\approx 17,2'$). Так как катеты AN_1 и AM_1 равны $l_0/2$, а

наклонное положение рейки; воздушные конвекционные токи (из-за неоднородности среды на пути световых лучей от рейки до прибора); преломления лучей в атмосфере — рефракции (из-за неодинаковой плотности воздуха на пути лучей от верхней и нижней частей рейки) и др.

Сетки нитей современной конструкции (у теодолитов ТЗО и др.) мало приспособлены для определения расстояний по нитяному дальномеру. При расстояниях, больших 150–200 м, дальномерные нити настолько закрывают деление рейки, что отсчет производится с низкой точностью.

Расстояние $100 l + \Delta$ принимают за горизонтальное проложение или не вводят в него поправку Δs , если угол наклона визирной оси меньше $2,5^\circ$, потому что при $\nu = 2,5^\circ$ поправка Δs составит относительную погрешность определения расстояния, равную $\sin^2 2,5^\circ = 0,0019 = 1/530$, что почти в два раза меньше относительной погрешности определения расстояния по нитяному дальномеру.

В целях снижения влияния рефракции на отсчеты по рейке последние не следует брать ниже 1 м над поверхностью земли. Для уменьшения погрешности, возникающей при отклонении рейки от отвесного положения, рейку надо снабдить круглым уровнем.

5.4.5 Лазерные дальномеры (лазерные рулетки)

В настоящее время при топографических съемках на смену лентам и рулеткам при линейных измерениях все чаще приходят лазерные рулетки. *Лазерная рулетка (дальномер)* — это компактный современный электрооптический прибор, используемый для определения расстояния до любого предмета на местности. Интервал измерений расстояний большинства моделей находится в пределах от 0,05 до 300 м, а точность измерений составляет 1,5–3,0 мм. Малые габариты и небольшой вес, а также удобство и простота эксплуатации делают лазерную рулетку незаменимым геодезическим прибором при выполнении линейных измерений.

Безотражательная технология позволяет выполнять измерения одному человеку и повышает безопасность при проведении измерений в опасных зонах и труднодоступных местах. Принцип работы лазерного дальномера состоит в автоматическом измерении сдвига фазы отраженного сигнала, источником которого является полупроводниковый лазер.

Основные части любой лазерной рулетки: корпус, клавиатура, жидко-кристаллический (ЖК) дисплей, блок лазерного дальномера, электронный блок (рис. 5.14).

Клавиатура лазерной рулетки состоит из 14 кнопок (рис. 5.14). При нажатии на любую кнопку клавиатуры на дисплее отображается пиктограмма (символ) выполняемой функции. На рис. 5.15 по-

казаны пиктограммы, которые появляются на дисплее и указывают на выполняемую функцию лазерной рулеткой.

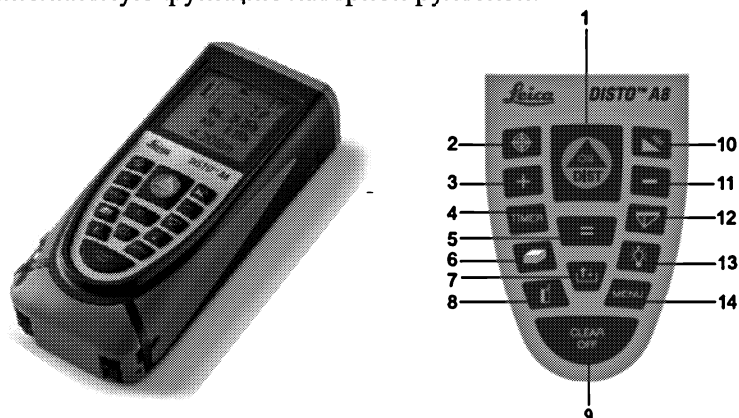


Рис. 5.14. Внешний вид лазерной рулетки и назначение кнопок:
 1 — ON/DIST (включить/измерить); 2 — цифровой визир; 3 — [=] (плюс);
 4 — TIMER (таймер); 5 — [=] (равно); 6 — площадь/объем; 7 — память;
 8 — точка отсчета расстояния; 9 — CLEAR / OFF (стереть/выкл.);
 10 — угол наклона; 11 — [-] (минус); 12 — косвенные измерения;
 13 — подсветка; 14 — MENU (меню)

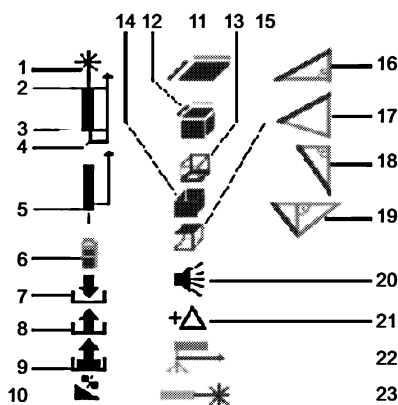


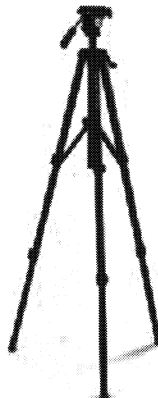
Рис. 5.15. Схема основных символов и их функции:
 1 — лазер включен; 2, 3, 4 — точки отсчета расстояния соответственно от верхнего края, нижнего края и кромки скобы; 5 — измерение со штатива; 6 — зарядка батареи; 7 — сохранить константу; 8 — вызвать константу; 9 — вызов значений из памяти; 10 — угол наклона; 11 — вычисление площади; 12 — вычисление объема; 13 — вычисление периметра; 14 — вычисление площади стены; 15 — вычисление площади потолка; 16 — однократное измерение угла наклона; 17 — двойное измерение угла наклона; 18 — однократное измерение по теореме Пифагора; 19 — двойное измерение по теореме Пифагора; 20 — звуковой сигнал; 21 — установка OFFSET; 22 — точка отсчета расстояния (штатив); 23 — непрерывное измерение

Функции рулетки (меню). Предварительная настройка меню позволяет выбрать различные функции рулетки, которые сохраняются в ее памяти после выключения питания.

Измерения с использованием штатива (фотоштатива) позволяют измерять большие расстояния (более 200 м) без перемещения рулетки, если штатив предварительно установлен в створе линии (рис. 5.16). На задней поверхности рулетки имеется стандартное резьбовое отверстие для винта фотоштатива.



а



б

Рис. 5.16. Схема установки рулетки на фотоштативе

Непрерывное измерение — для этого выбирают функцию «лазер включен». Теперь лазер включен постоянно и при нажатии кнопки 1 «DIST» (рис. 5.14), можно измерить определяемое расстояние.

Цифровой визир — рулетка имеет встроенную цифровую камеру, которая показывает цель. Используя перекрестие визира, можно осуществлять наведение рулетки на цель и точно измерять расстояние до нее, даже если не видно пятна лазерного луча (рис. 5.16, а).

Цифровая камера очень полезна для измерений расстояний на местности. Даже при ярком солнечном свете можно осуществлять точные измерения расстояний как на коротких, так и на длинных дистанциях. Включить и настроить требуемое увеличение цифрового визира (1 – 3-кратное) можно, используя кнопку 2 «цифровой визир» (рис. 5.14). При измерении расстояния в левом нижнем углу дисплея отображается символ песочных часов. Он отображается до тех пор, пока измерение не закончится. Цифровой визир не рекомендуется использовать при измерении расстояний менее 5 метров из-за возможных искажений, связанных с эффектом «параллакса».

Измерение угла наклона — рулетка имеет встроенный датчик угла наклона, обеспечивающий точность измерений порядка 0,15°. Для установки единиц измерения угла наклона на экране дисплея

должен появиться символ угла наклона. Удерживая корпус рулетки под определенным углом наклона, получают текущее значение угла наклона, которое отобразится в средней строке дисплея. Функция измерения угла наклона работает независимо от измерения расстояния.

Точка отсчета измерений — по умолчанию рулетка производит измерения от ее задней поверхности. Нажимая кнопку 8 «точка отсчета расстояния» (рис. 5.14), можно изменить установку таким образом, что следующее измерение может быть произведено от другой поверхности рулетки. Измеренное расстояние в выбранных единицах измерения появится на дисплее.

Косвенные измерения. Рулетка может измерять вертикальные расстояния с помощью датчика угла наклона. Это полезно в тех случаях, когда верхняя точка цели не отражает лазерный луч. На верхнюю точку цели можно навестись с помощью цифрового визира. При двойном измерении угла наклона первое измерение требует только измерения угла наклона, а не расстояния. Затем вертикальное и горизонтальное расстояния вычисляется по теореме Пифагора. Этот метод можно использовать, если необходимое для измерений расстояние труднодоступно. Косвенные методы пригодны только для оценки расстояний и не могут заменить непосредственного измерения.

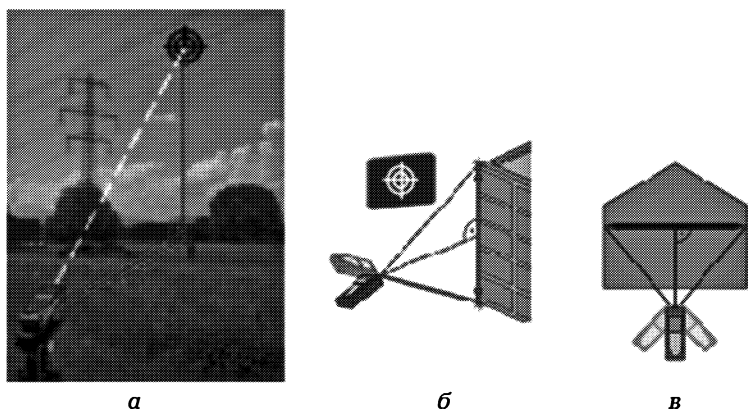


Рис. 5.17. Схема косвенных измерений:

а — высота электропроводов; *б* — высота стены; *в* — ширина стены

При выполнении косвенных измерений необходимо придерживаться следующих правил:

- все цели должны находиться в одной плоскости (рис. 5.17, *а*, *б*, *в*);
- в процессе измерений рулетка должна поворачиваться вокруг фиксированной точки (например, позиционная скоба полностью развернута и рулетка удерживается у стены или установлена на штативе).

Результат измерения отобразится в главной строке дисплея, измеренное расстояние и угол во второй строке.

Сложение (вычитание) результатов — эта функция позволяет суммировать два или более результата измерений или получать их разность.

Вычисление площади (объема) — нажимают кнопку 6 «площадь/объем» (рис. 5.14). Выполняют требуемые два или три измерения, нажав кнопку «DIST», и результат будет отображен в главной строке. Нажимают и удерживают кнопку «площадь/объем», чтобы вывести дополнительную информацию на дисплей. Повторно нажимают и удерживают кнопку «площадь/объем», чтобы вернуться к текущему вычислению площади (объема). Кратковременное нажатие клавиши позволит осуществить следующее измерение и вычисление площади (объема).

Специальные функции — при необходимости определения площади или объема помещения сложной конфигурации стороны могут быть измерены по частям. Количество частей может быть прибавлено или вычтено.

Использование памяти. В памяти сохраняется и можно просмотреть 30 значений измерений или результатов вычислений.

Выключение. Если с рулеткой не производится никаких действий, то через 3 минуты автоматически выключится лазерный луч. Если в течение 6 минут ни одна кнопка не была нажата, то рулетка полностью выключается.

Прибор может оснащаться большим количеством дополнительных аксессуаров и принадлежностей. Максимальная дальность измерения расстояния индивидуальна для каждой модели лазерного дальномера.

В настоящее время выпускается большое количество разнообразных электронных рулеток, технические характеристики которых можно найти в Интернете.

Вопросы и задачи для самопроверки

1. Что такое физическая величина?
2. Дайте определение размера физической величины.
3. Понятие истинного значения физической величины.
4. Что такое измерение физической величины?
5. Что такое результат измерения?
6. Каково основное различие между прямыми и косвенными измерениями?
7. К какому виду измерений — к прямым или косвенным — следует отнести определение превышения методом тригонометрического нивелирования?

8. Перечислите факторы, при наличии которых всегда протекает любой процесс измерения.
9. Что следует понимать под условиями измерений?
10. Чем отличаются равноточные измерения от неравноточных?
11. Что называют проектированием точек земной поверхности, как и на что их проектируют?
12. Что такое угол наклона линии местности?
13. Что называют горизонтальным проложением линии и по каким формулам его вычисляют?
14. Каких видов знаки используют для закрепления точек опорной геодезической сети и съемочной сети?
15. Как различают мерные приборы?
16. Для чего выполняют компарирование рабочей меры?
17. Что называется коэффициентом дальномера?
18. По каким формулам определяют горизонтальное проложение при помощи нитяного дальномера, если визирная ось не горизонтальна и не перпендикулярна к оси рейки?
19. Почему для вычисления горизонтального проложения линии результат ее измерения лентой (рулеткой) умножают на косинус угла наклона, а при измерении нитяным дальномером с вертикальной рейкой, дальномерный отсчет умножают на квадрат косинуса угла наклона?

5.5. Сущность и принцип измерения горизонтального и вертикального углов. Приборы

5.5.1. Сущность измерения горизонтального и вертикального углов

При топографической съемке нужно нанести на создаваемый план изображение ситуации с применением масштабных или немасштабных условных знаков и изобразить рельеф в виде горизонталей. Для решения этой задачи определяют плановое и высотное положение характерных точек контуров (очертаний) различных объектов местности и рельефа. Взаимное положение точек местности определяют путем измерений *длин линий (расстояний)* между точками и *углов* между направлениями прямых линий, соединяющих точки. Таким образом, при выполнении топографической съемки возникает необходимость в измерении расстояний, горизонтальных и вертикальных углов.

Когда говорят об измерении углов на местности (рис. 5.18), то имеют в виду *горизонтальные углы β* и *углы наклона γ* (вертикальные углы). Принцип измерения горизонтального угла состоит в следующем:

— через вершину угла A (рис. 5.18) мысленно проводят горизонтальную плоскость M , касательную к уровенной поверхности в точке A ;

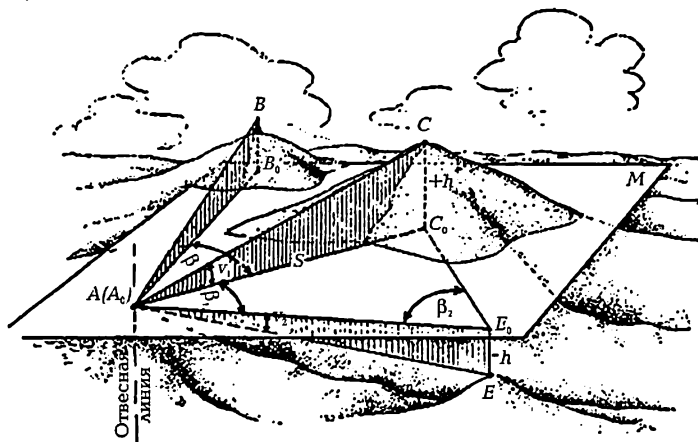


Рис. 5.18. Схема определения положения точки в полярной и биполярной системах координат

— направления линий местности AB , AC и AE проектируют вертикальными плоскостями ABB_0 , ACC_0 и AEE_0 , проходящими через отвесную линию в точке A , на горизонтальную плоскость M и в пересечении вертикальных и горизонтальной плоскостей получают их горизонтальные проложения (AB_0 , AC_0 и AE_0);

— углы β , β_1 , заключенные между линиями AB_0 и AC_0 , являются горизонтальными углами.

Следовательно, горизонтальным называется угол, заключенный между проекциями линий местности на горизонтальную плоскость.

Для получения представления о повышении и понижениях земной поверхности измеряют углы наклона v_1 и v_2 , заключенные между направлениями линий местности AC и AE и их проекциями AC_0 и AE_0 на горизонтальную плоскость M (рис. 5.18). Углу наклона можно дать такое определение: углом наклона называется угол между линией местности и горизонтальной плоскостью. Угол v_1 , расположенный над горизонтальной плоскостью, называют положительным углом наклона и сопровождают знаком плюс (+), а угол v_2 , расположенный ниже горизонтальной плоскости, называют отрицательным углом наклона и сопровождают знаком минус (-).

Сущность геодезических измерений, выполняемых при топографической съемке, заключается в определении полярных или биполярных координат точек. Эти координаты используются, во-первых, для нанесения точек на оригинал плана и, во-вторых, для вычисления высот точек. Нанесенные на оригинал плана точки служат

для вычерчивания изображения объектов местности условными знаками, а высоты — для изображения рельефа местности горизонталями.

Плановое положение определяемой точки C (рис. 5.18) в *полярной* системе координат выражается горизонтальным углом β относительно начального направления $AB(A_0B_0)$ и горизонтальным проложением $S = A_0C_0$, а в *биполярной* системе координат — горизонтальными углами β_1 и β_2 относительно горизонтального проложения (базиса) A_0E_0 .

Полярные координаты определяют положение точки на плоскости расстоянием (радиусом-вектором) относительно *полюса* и полярным углом в горизонтальной плоскости относительно *полярной оси*.

Биполярные координаты представляют собой разновидность полярных координат, они определяют положение точки на горизонтальной плоскости относительно двух полюсов и общей полярной оси. Например, положение точки C (рис. 5.18) в биполярной системе координат определяется либо двумя горизонтальными углами β_1 и β_2 от общей полярной оси A_0E_0 , либо расстояниями A_0C_0 и E_0C_0 от полюсов A_0 и E_0 определяемой точки. Во всех случаях применения биполярных координат положение точек определяется в результате пересечения двух направлений A_0C_0 и E_0C_0 или двух дуг окружностей с радиусами A_0C_0 и E_0C_0 , поэтому такое определение положения точек обычно называют способом *засечек*.

Превышение $h = CC_0$ определяемой точки C относительно исходной точки A можно вычислить по вертикальному углу ν_1 и расстоянию S , а зная высоту исходной точки H_A , можно вычислить высоту определяемой точки H_C .

Горизонтальные углы измеряют (в градусной мере) или производят их построение на бумаге (планшете) графическим способом при выполнении *мензульной* съемки. Поэтому приборы, используемые в геодезии для определения величины углов, подразделяются на *угломерные* (*теодолит, тахеометр*) и *углоначертательные* (*мензула*).

5.5.2. Принцип измерения горизонтальных и вертикальных углов

На рис. 5.19 показаны точки местности A , B и C , расположенные на различных высотах относительно горизонтальной плоскости M . Ортогональными проекциями на горизонтальную плоскость наклонных линий BA и BC являются отрезки ba и bc . Горизонтальный угол $abc = \beta$ — мера двугранного угла ABC между вертикальными плоскостями $ABba$ и $BCcb$.

Если над точкой B установить угломерный прибор с горизонтальным кругом (лимбом), на котором нанесены градусные деления

с оцифровкой в направлении по ходу часовой стрелки от 0° до 360° , лежащие в плоскости $a'b'c'$, параллельной плоскости M , то дуга этого круга $a'c'$ будет градусной мерой двугранного угла $abc = \beta$.

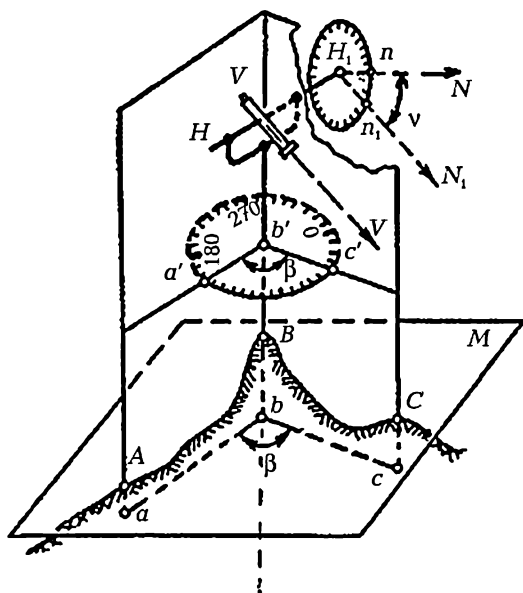


Рис. 5.19. Принцип измерения горизонтального и вертикального углов

Теодолит на алидадной части горизонтального круга имеет визирное устройство — зрительную трубу, вращаемую вокруг горизонтальной HH_1 и вертикальной осей, что позволяет определять при помощи визирного луча VV , перпендикулярного оси HH_1 , направление вертикальной плоскости. Алидада горизонтального круга снабжена отсчетным индексом и при измерениях вращается вместе со зрительной трубой, что дает возможность фиксировать на лимбе отсчеты в точках a' и c' при наведении VV на изображения пунктов A и C в поле зрения зрительной трубы.

Горизонтальный угол β будет вычислен как разность отсчетов (разность дуг oa' и oc'), взятых по кругу при двух последовательных наведениях визирной оси на цели A и C . При этом отсчет a' (на правую точку) будет всегда больше отсчета c' (на левую точку), т. к. оцифровка делений лимба возрастает по ходу часовой стрелки.

Для измерения вертикальных углов (углов наклона) служит лимб вертикального круга, установленный в вертикальной плоскости n_1H_1n , перпендикулярно к горизонтальной оси HH_1 . Лимб вертикального круга теодолита и зрительная труба VV вращаются вокруг оси HH_1 совместно, отсчетный же индекс на алидаде вертикального круга неподвижен и должен занимать фиксированное положение. Поэтому вертикальный угол v , находящийся в плоскости

$BCcb$, определится как разность отсчета n_1 , взятого при наведении визирной оси на точку N_1 и отсчета n , соответствующего горизонтальному положению H_1N .

Для совмещения центра горизонтального круга с отвесной прямой, проходящей через вершину измеряемого угла B теодолиты имеют центрирующее устройство (нитяный отвес или оптический центрир).

Место установки геодезического прибора (теодолита, нивелира и др.) для выполнения измерений называют станцией.

5.5.3. Принципиальная схема устройства теодолита

Главными составными частями *теодолита* являются: осевая система (опорно-поворотное устройство), рабочие меры, зрительная труба, отсчетные системы, уровни, приспособления для установки и центрирования.

Система осей (рис. 5.20) предназначена для прецизионного вращения при геодезических измерениях отдельных частей приборов в горизонтальной и вертикальной плоскостях. Следовательно, геомет-

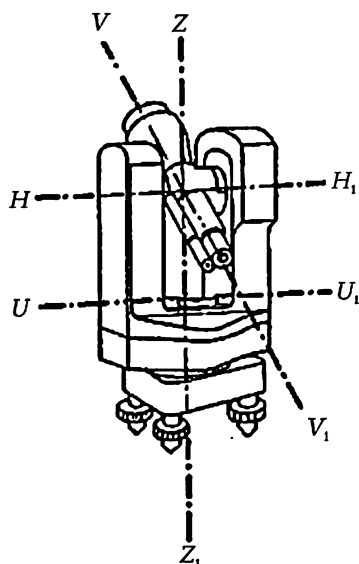


Рис. 5.20. Схема расположения основных осей в теодолите: ZZ — вертикальная (главная ось); HH_1 — горизонтальная; VV_1 — визирная; UU_1 — цилиндрического уровня при алидаге горизонтального круга

рические оси соответствующих систем осей в рабочем положении совмещаются с отвесной или перпендикулярной ей горизонтальной линией, а сами оси называются вертикальной (ось вращения прибора — ZZ_1) или горизонтальной осями (ось вращения трубы — HH_1) прибора.

Конструкции осевых систем обеспечивают точность, надежность, долговечность геодезических приборов. Осевые системы соединяют отдельные части приборов, обеспечивая в тоже время постоянство взаимного положения оптико-механических узлов и возможность вращения одних частей прибора относительно других.

В схеме прибора вертикальная ось является базой, относительно которой располагают другие оси и плоскости (например: оси цилиндрических уровней UU_1 , по которым устанавливают прибор, должны быть перпендикулярны, а оси круглых (сферических) уровней параллельны вертикальной оси).

Вертикальные оси угломерных приборов соединяют алидадную часть (верхнюю, вращающуюся часть прибора), несущую визирные приспособления (зрительные трубы) и отсчетные устройства с подставкой (трегером) прибора и горизонтальным лимбом.

Горизонтальные оси угломерных приборов обеспечивают возможность вращения зрительных труб в вертикальной плоскости. Горизонтальную ось вращения зрительной трубы и плоскость горизонтального лимба теодолитов устанавливают перпендикулярно вертикальной оси, а центр горизонтального лимба совмещают с вертикальной осью.

Для изготовления осей теодолита используют материалы, обеспечивающие их прочность, плавность вращения, работоспособность при колебаниях температуры от $+40^{\circ}$ до -40° . Точность пригонки друг к другу соприкасающихся деталей должна соответствовать точности уровня, по которому прибор устанавливается в рабочее положение. При этом ось и втулка, входящая в вертикальную систему оси, которая крепится к подставке, остается неподвижной при вращении других частей прибора и обеспечивает неподвижность всей осевой системы теодолита во время измерений.

Рабочими мерами служат горизонтальный и вертикальный лимбы (рис. 5.21). *Лимб* (от лат. *limbus* — кайма, полоса) — это рабочая мера геодезического прибора изготовлена в виде плоского кольца из металла или из оптического стекла, разделенного штрихами на равные доли окружности: градусы, минуты. Он предназначен для определения величины измеряемого угла. В процессе измерений горизонтального угла лимб должен быть горизонтален и неподвижен, а его центр должен располагаться над вершиной измеряемого угла. Величина центрального угла, определяемого наименьшим делением лимба называется *ценой деления лимба*. У теодолита ТЗО градусные деления на лимбе разделены на 6 частей, значит, цена деления лимба $10'$. У теодолитов (Т5, Т15, Т30) цена деления лимба 1° . Оцифровка делений лимба возрастает по ходу часовой стрелки от 0 до 360° . Лимб и алидада вместе образуют круги — горизонтальный (ГК) и вертикальный (ВК).

Алидада (от араб. *al-idhada* — линейка) — часть геодезического прибора, расположенная соосно с лимбом, т. е. на одной механической оси, и несущая элементы отсчетного устройства. Алидада горизонтального круга (ГК) предназначена для *фиксирования* на лимбе направления горизонтального проложения, соответствующего положению линии визирования зрительной трубы в момент измерения. Это фиксирование осуществляется отсчитыванием по лимбу с помощью отсчетных устройств: отсчетных микроскопов, оптических микрометров и др.

Алидада вертикального круга предназначена для фиксирования направления в вертикальной плоскости.

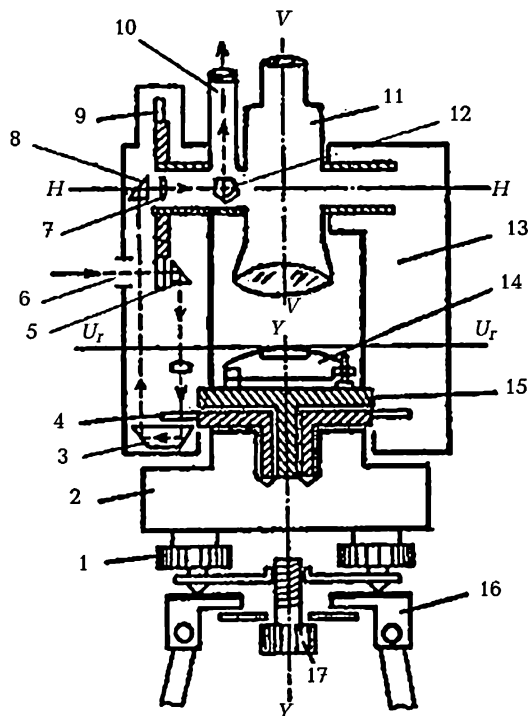


Рис. 5.21. Схема устройства оптического теодолита технической точности

1 — подъемный винт; 2 — подставка (трепер); 3, 5, 8, 12 — призмы, передающие показания с лимбов в отсчетный микроскоп; 4 — лимб горизонтального круга (ГК); 6 — иллюминатор; 7 — коллектив с индексом (шкалой); 9 — лимб вертикального круга (ВК); 10 — окуляр микроскопа; 11 — зрительная труба; 13 — колонка; 14 — цилиндрический уровень при алидаге горизонтального круга; 15 — алидага горизонтального круга; 16 — головка штатива; 17 — становой винт; H—H — ось вращения трубы; U_r — U_r — ось цилиндрического уровня; V—V — визирная ось; Y—Y — вертикальная ось вращения теодолита; пунктирная линия показывает ход лучей при формировании отсчетов по ГК и ВК

Зрительная труба состоит из объектива, окуляра, фокусирующего устройства и сетки нитей. Фокусирование изображения наблюдаемого предмета производится вращением фокусирующего кольца или кремальеры, а сетки нитей — вращением окулярного колена. Для юстировки положения сетки нитей имеются исправительные винты. В зрительных трубах теодолитов 2Т2, 2Т5К, 2Т5 сетка нитей установлена неподвижно, что обеспечивает более стабильное положение визирной оси при перефокусировании на разноточные визирные цели. Зрительные трубы теодолитов могут

быть астрономическими (с обратным изображением) или земными (с прямым изображением).

Отсчетными устройствами теодолитов являются: микроскоп с индексом, шкаловый микроскоп, микроскоп-микрометр и оптический микрометр. Отсчитывание в оптических теодолитах производят с помощью общего для двух кругов отсчетного микроскопа, расположенного рядом со зрительной трубой.

Уровни служат для установки осей теодолита в рабочее положение. Приведение главной оси вращения теодолита в вертикальное положение выполняется с помощью уровня при алидаде горизонтального круга, а линии нулей алидады вертикального круга в горизонтальное положение — с помощью уровня при алидаде вертикального круга. В теодолитах серии Т5К в отсчетную систему вертикального круга введен маятниковый компенсатор, заменяющий уровень при вертикальном круге.

К *установочным приспособлениям* относятся: закрепительные и наводящие устройства, подъемные винты подставки (трегера), юстировочные винты уровней, оптические визиры при зрительной трубе, центрирующие приспособления.

Для удобства работы у большинства теодолитов зажимные и наводящие устройства размещены на одной механической оси.

По виду сопряжения горизонтального лимба с его осью вращения теодолиты делятся на *неповторительные* (простые) и *повторительные*. У первых лимб и алидада горизонтального круга не имеют совместного вращения, у вторых лимб и алидада могут вращаться вокруг своей оси на любой угол независимо друг от друга или совместно. В результате обеспечивается возможность применять метод измерения угла (метод повторений), уменьшающий влияние погрешностей отсчета по лимбу на измеряемый угол. Для поворота лимба некоторые виды теодолитов имеют специальные приспособления.

Для установки теодолита над центром знака служит нитяный отвес или оптический центрир.

В комплекте теодолита имеются ориенти́р-буссоль, съемные окулярные призмы для визирования при больших углах наклона.

5.5.4. Классификация теодолитов

В соответствии с действующими Государственными стандартами (ГОСТ) теодолиты, нивелиры и приборы для измерения расстояний, классифицируют в соответствии с точностью измерений.

К *высокоточным* относятся угломерные приборы, преимущественно применяемые для производства основных геодезических работ (триангуляции 1 — 4-го классов, полигонометрии 1 и 2-го классов, нивелирования I — III классов), инженерных и специальных

геодезических работ особо высокой точности. СКП измерения углов высокоточными приборами не более 1".

К *точным* относятся приборы, применяемые для развития и сгущения Государственной геодезической сети, создания опорной межевой сети (ОМС) и производства массовых геодезических работ, такие как 2Т2, 3Т2КП, 2Т5КП, 3Т5КП. Угловые измерения этими теодолитами выполняются с точностью порядка 2" – 5".

К *техническим* относятся приборы, применяемые при построении съёмочных сетей и производстве съёмок: 2Т30, 2Т30П, 4Т30П. Они обеспечивают точность измерения угла не грубее 30".

По ГОСТ символика марки теодолитов расшифровывается следующим образом: первая цифра означает номер модели; буква Т — теодолит (название прибора); цифра, следующие за буквой, характеризует точность прибора, буква К — наличие компенсатора вертикального круга и П — прямое изображение зрительной трубы. Учитывая изложенное выше, легко выбрать прибор с требуемыми точностными характеристиками. В ряде организаций имеются приборы, у которых изображение в поле зрения зрительных труб обратное. Это теодолиты Т30, Т15, 2Т5 и другие. Срок службы геодезических приборов зависит от правильного обращения с ними.

При производстве геодезических работ для землеустроительных изысканий и кадастровых работ в настоящее время широко применяются оптико-механические технические и точные теодолиты. Причем уже в 80 – 90 гг. XX века широкое распространение получили теодолиты со зрительными трубами прямого изображения и шкаловыми отсчетными системами.

5.5.5. Теодолит технической точности, его устройство

Для работ технической точности применяются оптические теодолиты Т15, Т30 и др. равноценные по точности. Технические теодолиты обычно имеют небольшие размеры и массу, просты в использовании, снабжены простейшим отсчетным приспособлением.

Общий вид теодолита Т30 представлен на рис. 5.22. У теодолита Т30 сопряжение горизонтального лимба с его осью вращения повторительного типа. Отсчетная система одноканальная с отсчитыванием по одной стороне лимба горизонтального и вертикального кругов.

Вертикальная ось теодолита полая с опорой на подшипник в нижней части. Зрительная труба теодолита может использоваться как оптический центрир. В этом случае ее устанавливают вертикально объективом вниз и визируют на точку на земле через отверстие в полюй вертикальной оси.

Последняя модель теодолита 4Т30П снабжена оптическим центриром.

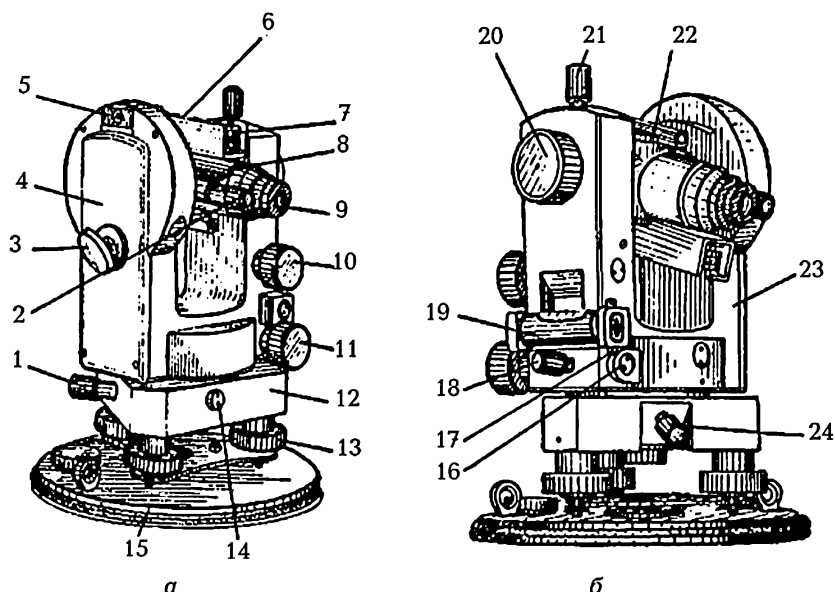


Рис. 5.22. Общий вид теодолита: а — при положении вертикального круга лево (КЛ); б — при круге право (КП):

- 1 — наводящий винт горизонтального круга; 2 — окуляр микроскопа;
 3 — зеркало подсветки; 4 — боковая крышка колонки; 5 — посадочный паз для буссоли при вертикальном круге; 6 — уровень при трубе;
 7 — юстировочная гайка уровня при трубе; 8 — колпачок;
 9 — диоптрийное кольцо окуляра; 10 — наводящий винт зрительной трубы; 11 — наводящий винт алидады ГК; 12 — подставка;
 13 — подъемные винты; 14 — втулка упорная; 15 — основание;
 16 — упорная гильза; 17 — юстировочный винт уровня;
 18 — закрепительный винт алидады; 19 — уровень при алидаде ГК;
 20 — кремальера; 21 — закрепительный винт трубы; 22 — визир;
 23 — колонка; 24 — закрепительный винт ГК

Рассмотрим более подробно главные части технического теодолита и некоторые особенности отдельных узлов и деталей точных и высокоточных теодолитов.

Зрительная труба. Для точного визирования теодолит снабжен зрительной трубой. Ее назначение — создать строго фиксируемую визирную линию и обеспечить необходимую точность визирования на удаленные предметы. Зрительная труба имеет металлический корпус (тубус) и конструктивно соединена с полой горизонтальной осью вращения, которая двумя концами (цапфами) помещена в лагеры — втулки в колонках теодолита.

Различают трубы с *внешней* (труба Кеплера) и *внутренней* фокусировкой. В современных приборах, как правило, используют трубы с внутренней фокусировкой. Зрительные трубы ранее выпускавшихся приборов в основном были астрономическими, т. е. дающими обрат-

ное изображение. В последние годы в приборах стали использовать трубы, дающие прямое изображение наблюдаемых предметов.

Зрительная труба с внутренней фокусировкой (рис. 5.23) состоит из следующих основных оптических частей:

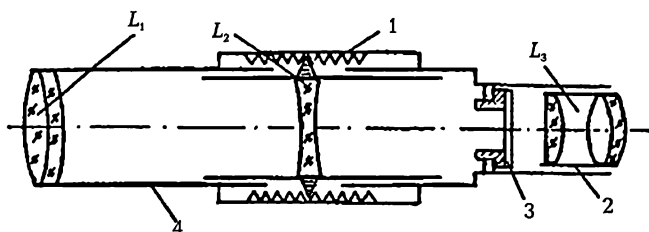


Рис. 5.23. Схема зрительной трубы теодолита с внутренней фокусировкой:

L_1 и L_2 — положительный и отрицательный компоненты телеобъектива, L_3 — окуляр; 1 — кремальера (кольцо) для перемещения фокусирующей линзы; 2 — окулярная трубка; 3 — сетка нитей; 4 — корпус трубы

L_1 — объектив (обращенная к предмету часть), строит оптическое обратное изображение удаленного предмета в своей задней фокальной плоскости. Оправа объектива является его диафрагмой и входным зрачком;

L_2 — фокусирующая линза;

L_3 — окуляр (часть оптической системы трубы, обращенная к наблюдателю), через который рассматривают полученное оптическое изображение, совмещенное с передней фокальной плоскостью окуляра. Окуляр выполняет роль лупы, увеличивающей оптическое изображение предмета;

сетка нитей — плоскопараллельная пластинка в металлической оправе (диафрагме), устанавливаемая в плоскости изображения, т. е. в задней фокальной плоскости объектива; на ней выгравированы пересекающиеся линии (штрихи) и расположена она в передней фокальной плоскости окуляра. В трубе расстояние между объективом и сеткой нитей не изменяется, и фокусирование изображения выполняется перемещением фокусирующей (рассеивающей двояковогнутой) линзы L_2 посредством кремальеры или кольца (рис. 5.23).

Пересечение средних штрихов сетки образует крест нитей, служащий для наведения визирной оси трубы на точки местности. В простейшем виде на стеклянной пластинке нанесены взаимно перпендикулярные штрихи (нити) сетки (рис. 5.24). Вертикальная нить сетки служит для наведения трубы на вежу или какой-либо другой ориентир, поэтому необходимо установить ее строго вертикально. Двойные вертикальные штрихи называются *биссектором* сетки нитей. Наблюдение (визирование) на наблюдаемую цель биссектором выполняется точнее, чем одной нитью. Точка пересе-

чения вертикальной нити со средней горизонтальной (крест нитей) определяет положение одной из точек визирной оси.

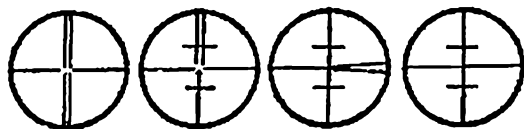


Рис. 5.24. Виды сетки нитей зрительной трубы

Прямая, соединяющая крест нитей сетки с оптическим центром объектива, называется *визирной осью*. Воображаемое продолжение визирной оси до наблюдаемой цели — *линия визирования*.

При необходимости выполнения геометрических условий в приборе оправа (диафрагма) сетки нитей может перемещаться в вертикальной и горизонтальной плоскостях посредством *исправительных винтов*, которые обычно закрыты навинчивающимся колпачком со стороны окуляра.

Ход лучей в трубе и принцип получения изображения предмета показаны на рис. 5.25.

Качество изображения в зрительной трубе, точность наведения на предметы местности существенно зависят от оптических показателей: увеличения, размеров поля зрения, фокусного расстояния, аберраций и т. д.

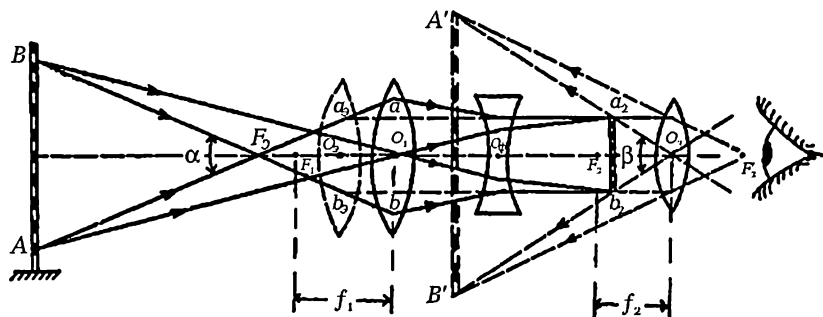


Рис. 5.25. Ход лучей в трубе с внутренней фокусировкой:

O_1, O_2, O_3, O_4 — оптические центры объектива, окуляра, фокусирующей линзы, эквивалентной линзы; F_1, F_2 — передние фокусы объектива и эквивалентной линзы; F_2, F_2' — передний и задний фокусы окуляра; a_2, b_2 — уменьшенное действительное обратное изображение предмета AB ; $A'B'$ — мнимое увеличенное изображение предмета AB ; f_1 и f_2 — фокусные расстояния объектива и окуляра; α — угол, под которым виден предмет невооруженным глазом; β — угол, под которым виден предмет вооруженным глазом (в окуляр зрительной трубы)

В зрительной трубе действительное изображение предмета, т. е. a_2, b_2 рассматривается через окуляр, расположенный от данного изображения на расстоянии, меньшем f_2 . Поэтому вместо a_2, b_2 вид-

но его мнимое прямое увеличенное в ν раз изображение $A'B'$. Здесь увеличение трубы равно

$$\nu = \beta / \alpha \text{ или } \nu \approx f_1 / f_2. \quad (5.17)$$

Увеличением ν трубы называется отношение угла β , под которым предмет AB виден вооруженным глазом (в зрительную трубу), к углу α под которым этот предмет виден невооруженным глазом.

Определение увеличения трубы через фокусные расстояния объектива и окуляра будет приближенным, т. к. малая величина f_2 (около 8—10 мм) определяется с большой погрешностью.

Зрительные трубы геодезических приборов увеличивают в 20—60 и более раз, увеличение зрительных труб технических теодолитов обычно бывает 20—25 $\times$.

Практически увеличение трубы можно определить при помощи рейки, стоящей в 5—10 м от теодолита и наблюдаемой одновременно обоими глазами: одним глазом непосредственно на рейку, а другим — в трубу. При этом два видимых изображения делений рейки проектируются одно на другое. Определение увеличения трубы сводится к тому, чтобы подсчитать, сколько делений, видимых невооруженным глазом, проектируется на одно деление, видимое вооруженным глазом. Это число и будет увеличением трубы.

Зная увеличение трубы, можно определить точность визирования, т. е. точность, с которой совмещается крест нитей сетки и изображение точки наблюдаемого предмета.

Из исследований нормального человеческого глаза известно, что две точки в пространстве не кажутся сливающимися, если угол между лучами, идущими от глаза на эти точки, не меньше 1'. Поэтому такой угол называется *критическим углом зрения* нормального невооруженного глаза, и точность визирования невооруженным глазом считают равной 1' (60").

Для вооруженного глаза критический угол зрения уменьшаетс_я пропорционально увеличению трубы. Поэтому точность визирования зрительной трубы выражают формулой

$$t_0 = 60'' / \nu. \quad (5.18)$$

Пример. Примем $\nu = 20\times$, тогда $t_0 = 60'' / 20 = 3''$, т. е. с точностью до 3" можно навести визирную ось зрительной трубы с увеличением $\nu = 20\times$ на наблюдаемую точку.

С увеличением ν трубы связано обратной зависимостью *поле зрения*, т. е. пространство, видимое в трубу при неподвижном ее положении. Оно измеряется углом, определяемым по формуле:

$$\varphi = 38^\circ / \nu. \quad (5.19)$$

В технических теодолитах труба переводится через зенит объективным и окулярным концами. Труба вместе с алидадной частью

вращается в горизонтальной плоскости вокруг вертикальной оси теодолита и в вертикальной плоскости вокруг горизонтальной оси вращения трубы. Последнее позволяет измерять углы наклона по вертикальному кругу, укрепленному на одном из торцов оси перпендикулярно оси вращения трубы.

Визирная ось зрительной трубы конструктивно должна быть перпендикулярна ее оси вращения. В этом случае при вращении зрительной трубы образуется *вертикальная плоскость, называемая коллимационной плоскостью*.

При измерении углов наклона небольшие перемещения трубы (визирной оси) в вертикальной плоскости при закрепленной трубе осуществляются с помощью *наводящего винта*, расположенного на колонке теодолита.

Любое измерение теодолитом включает отсчеты по горизонтальному и вертикальному кругам. Современные теодолиты оснащены оптической системой изображения делений лимбов в отсчетном устройстве. Лимбы горизонтальных кругов оцифрованы от 0° до 359° по ходу часовой стрелки.

Отсчетные системы теодолитов включают лупы и микроскопы, которые служат для построения увеличенных изображений делений лимбов и шкал. В более поздних моделях теодолитов предпочтение отдается шкаловым микроскопам (2Т30, 2Т30П, 4Т30П, Т5К, 2Т5К, 3Т5КП) и оптическим микрометрам (Т2, 2Т2).

Окуляр шкалового микроскопа обычно расположен рядом с окуляром зрительной трубы (рис. 5.22, а).

Ход лучей при формировании отсчетов по горизонтальному и вертикальному кругам теодолита типа Т30 можно увидеть на рис. 5.21.

Отсчеты по лимбу производят с помощью шкал, вид которых для различных типов теодолитов показан на рис. 5.26.

В верхнюю часть поля зрения отсчетного микроскопа, отмеченную буквой «В», проецируются изображения отсчетной шкалы и вертикального лимба, в нижнюю, отмеченную буквой «Г», — изображения шкалы и горизонтального лимба.

Для оценки доли градусного интервала используются *шкалы с различной ценой деления* ($5'$ — если градусный интервал делится на 12 делений; $1'$ — если делится на 60 делений).

Известно, что видимый интервал между штрихами шкалы составляет 1–3 мм, тогда погрешность оценки доли деления при условии физиологической возможности глаза составляет 0,05–0,1 деления, что в первом случае составит 15–30", а во втором — 3–6". Доли деления оцениваются на глаз с округлением до 0,1 интервала.

Индексом для отсчета служит штрих лимба попадающий на шкалу. Например, на рис. 5.26, а цена деления шкалы для горизонтального и вертикального кругов $5'$, а 0,1 деления соответствует $0,5'$

(точность отсчета); тогда отсчет по горизонтальному кругу будет формироваться так:

125° — подпись на лимбе,

05' — целое деление шкалы слева от индекса,

1,5' — как 0,3 деления шкалы умноженное на 0,5'.

Итого: отсчет 125°06,5'.

Шкала для вертикального круга имеет два ряда цифр: от 0 до 6 и от -0 до -6. Шкалу с минусами используют в том случае, когда в пределах шкалы находится штрих лимба с тем же знаком, и записывают показание также со знаком минус. Например, по вертикальному кругу на рис. 5.26, а отсчет -0°26'.

Поле зрения отсчетного микроскопа теодолита 3Т5КП (рис. 5.26, б) содержит информацию о том, при каком положении вертикального круга произведен отсчет. Эта информация содержится в боковых, попеременно закрывающихся окошках с нанесенными на них обозначениями П (круг справа) и Л (круг слева).

Цена деления шкалы для горизонтального и вертикального кругов 1', тогда отсчет по горизонтальному кругу при П будет формироваться так:

127° — подпись на лимбе,

05' — пять целых делений шкалы слева от индекса,

0,6' — как 0,6 деления шкалы (точность отсчета 0.1').

Итого: отсчет 127°05,6'.

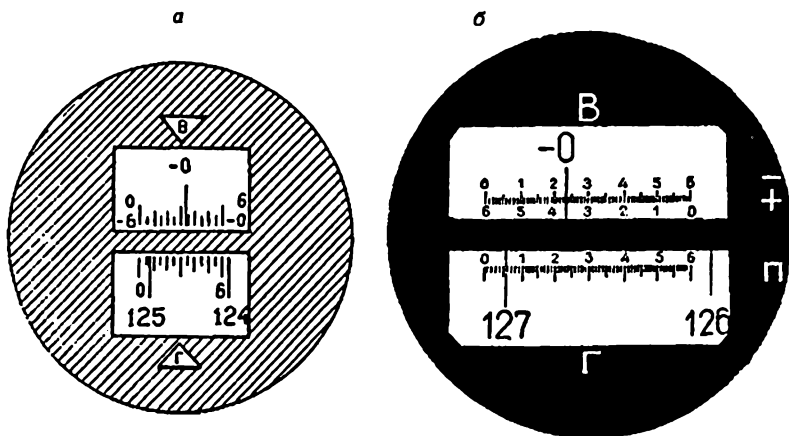


Рис. 5.26. Поле зрения окуляра отсчетного микроскопа:

а — теодолита 4Т30П (отсчеты: по вертикальному кругу -0°26'; по горизонтальному кругу 125°06,5'); б — теодолита 3Т5КП (отсчеты: по вертикальному кругу -0°23,5'; по горизонтальному кругу 127°05,6')

Одновременно с этим поле зрения отсчетного микроскопа (рис. 5.26, б) содержит информацию о том, что шкала вертикального круга имеет два ряда цифр, расположенных выше и ниже шкалы. По обе стороны шкалы расположены математические символы «+»

и «-», которые в зависимости от того, при каком положении вертикального круга (П или Л) производится измерение, одна пара символов оказывается открытой, а другая закрытой. Верхний символ относится к верхнему ряду цифр шкалы, нижний — к нижнему. Символ «-», а следовательно, и весь ряд сопряженных с ним цифр используется, когда в пределах шкалы находится штрих вертикального круга со знаком «-», и наоборот, знак «+» и весь ряд сопряженных с ним цифр используется, когда в пределах шкалы штрих вертикального круга не имеет знака. Например, на рис. 5.26, б отсчет по вертикальному кругу: — $0^{\circ}23,5'$.

Теодолиты Т1, Т2 снабжены оптическими микрометрами, с помощью которых отсчеты по вертикальному и горизонтальному кругам можно брать с точностью до десятых долей секунды.

Уровни в геодезических приборах служат для установки опτικο-механических узлов и осей прибора в горизонтальное или вертикальное положение. Уровни могут быть съемными (например, накладные на горизонтальную ось высокоточного теодолита) или жестко скрепленными с прибором.

В зависимости от принципа действия уровни подразделяют на жидкостные, электромеханические, маятниковые и т. п.

Основными элементами жидкостного уровня являются его чувствительный элемент (ампула с жидкостью и пузырьком) и оправа для крепления. Жидкостные уровни бывают круглые и цилиндрические.

В круглом уровне (рис. 5.27) в качестве ампулы используется стеклянный сосуд 3, внутренняя поверхность которого отшлифована и представляет собой часть сферической поверхности. Сосуд почти полностью заполнен легкоподвижной жидкостью (серный эфир или спирт), а оставшееся свободное пространство — парами жидкости (пузырек уровня). На наружной части ампулы круглого уровня выгравировано несколько concentрических окружностей, центр которых является нуль-пунктом. Линия радиуса сферической поверхности OO_1 , проходящая через нуль-пункт называется осью круглого уровня (рис. 5.27, б). Когда пузырек уровня в нуль-пункте, ось его занимает отвесное положение.

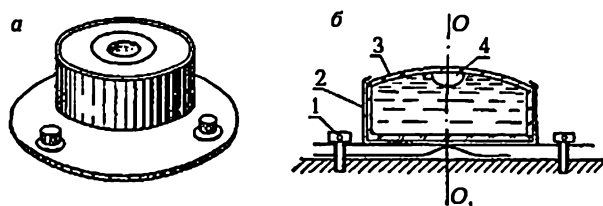


Рис. 5.27. Круглый уровень:

а — внешний вид; б — разрез (1 — исправительный винт, 2 — оправа, 3 — ампула, 4 — пузырек)

Цена деления круглых уровней колеблется от 3' до 15'. Круглые уровни применяются там, где требуется быстрая предварительная установка прибора в рабочее положение.

В *цилиндрическом* уровне (рис. 5.28, а) ампула представляет собой стеклянную трубку 2, внутренняя поверхность которой отшлифована в виде бочкообразного тела вращения и заполнена жидкостью. Свободное пространство с парами жидкости (пузырек уровня 3) обычно составляет 0,3–0,4 длины ампулы при $t = 20^\circ\text{C}$. Ампула уровня заключена в оправу 1, имеющую регулировочные винты 5, 6. Цилиндрические уровни могут быть *простыми*, без регулировки длины пузырька, и *камерными*, имеющими у одного из концов небольшую стеклянную перегородку — камеру 4 для удержания части пузырька, поскольку его длина может заметно меняться с изменением температуры жидкости. Длина пузырька изменяется наклоном прибора.

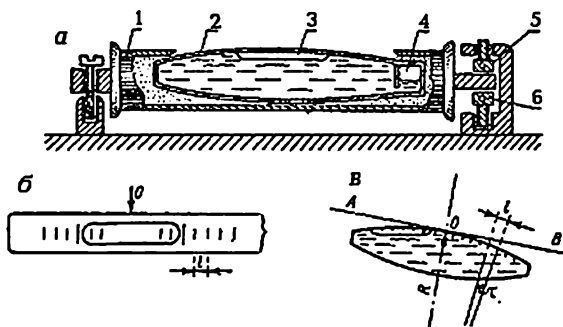


Рис. 5.28. Цилиндрический уровень:

а — разрез (1 — оправка, 2 — ампула, 3 — пузырек, 4 — запасная камера, 5, 6 — исправительные винты); б — деления ампулы; в — ось и цена деления уровня

Если ось уровня расположена горизонтально, то середина пузырька занимает всегда самое высокое положение. Для того чтобы можно было фиксировать положение концов пузырька уровня, на внешней поверхности ампулы наносят шкалу с делениями l через 2 мм. Нанесенный или воображаемый средний штрих шкалы O называется нуль-пунктом (рис. 5.28, б, в).

Касательная AB к внутренней поверхности в нульпункте шкалы O называется осью цилиндрического уровня, а центральный угол τ , опирающийся на дугу, равную одному делению, называется ценой деления уровня (рис. 5.28, в):

$$\tau = (l/R)\rho'', \quad (5.20)$$

где R — радиус дуги; $\rho'' = 206265''$.

Практический способ определения цены деления уровня описан в [14].

В геодезических приборах применяются цилиндрические уровни с ценой деления от $2''$ до $60''$. Цена деления уровня определяет его *чувствительность*, т. е. способность реагировать на малые изменения наклона своей оси. Для невооруженного глаза она соответствует в среднем $0,1 - 0,2$ мм дуги уровня, или составляет $0,15$ т. Чувствительность уровня зависит также и от качества шлифовки внутренней поверхности ампулы, от свойств жидкости, трения ее о стенки ампулы и температуры. Чувствительные уровни обычно защищают от внешних влияний изоляцией.

По конструктивным особенностям цилиндрические уровни бывают: обычные (односторонние); реверсивные (со шкалами на двух противоположных сторонах ампулы); контактные (с системой призм и микрообъективов для получения совмещенного изображения половинок противоположных концов его пузырька); накладные, подвесные уровни и др.

При симметричном расположении пузырька относительно нульпункта *ось цилиндрического уровня* VV_1 занимает горизонтальное положение (рис. 5.29). По условию нуль-пункт в точке O , отрезок $AO = OB$, радиус ZO перпендикулярен VV_1 , линия AB горизонтальна, она является хордой дуги AOB , перпендикулярна радиусу ZO и параллельна оси цилиндрического уровня VV_1 .

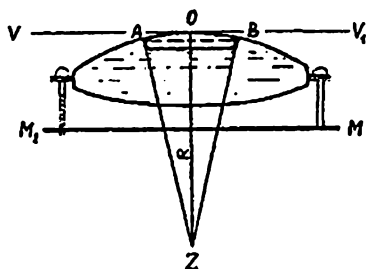


Рис. 5.29. Геометрия уровня

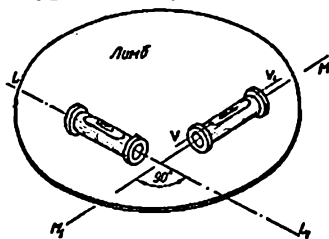


Рис. 5.30. Схема приведения лимба в горизонтальное положение

Следовательно, при параллельности оси уровня VV_1 и плоскости M_1M (горизонтального круга теодолита) и расположении пузырька уровня симметрично относительно нуль-пункта O линия M_1M будет горизонтальна. Установив второй уровень или переставив тот же уровень перпендикулярно первому положению (рис. 5.30) и приводя таким же образом в нуль-пункт пузырек уровня, добиваются горизонтальности лимба теодолита по линии LL_1 .

Таким образом, для установки лимба в горизонтальное положение необходимо выполнить два условия:

- 1) ось цилиндрического уровня должна быть параллельна плоскости лимба;
- 2) пузырек уровня должен располагаться симметрично относительно нуль-пункта.

Первое условие требует проверки уровня и юстировки (регулировки). Для этого уровень имеет специальный исправительный (юстировочный) винт.

Второе условие (горизонтирование) выполняется при каждой установке прибора в рабочее положение подъемными винтами в двух взаимно перпендикулярных направлениях.

Примечание. Аналогичные условия должны выполняться и при использовании цилиндрического уровня для приведения любой поверхности в горизонтальное положение.

Проверка и юстировка уровня на геодезическом приборе производится перед полевыми измерениями в следующем порядке: устанавливают головку штатива на глаз горизонтально над точкой; закрепляют теодолит на штативе станковым винтом; затем уровень (поворотом алидады) устанавливается параллельно линии, проходящей через два подъемных винта; одновременным вращением этих винтов в противоположных направлениях пузырек уровня приводится в нульпункт (начальное положение). Поворотом алидады (плоскости лимба и алидады параллельны между собой) устанавливают уровень по направлению третьего подъемного винта (второе положение) и выводят пузырек в нуль-пункт. Если бы было выполнено *первое условие* (рис. 5.31, нормальное положение), то горизонтальный круг занял бы горизонтальное положение.

Допустим, что ось уровня VV_1 не параллельна плоскости лимба и составляет с ним угол φ (1-е положение на рис. 5.31). Тогда лимб расположится под углом φ к горизонту. После приближенного приведения горизонтального круга в горизонтальное положение (см. выше) поворотом алидады на 180° относительно 1-го положения вокруг вертикальной оси Z_1Z (2-е положение) прямая ON как образующая конуса отклонится от оси Z_1Z опять на угол φ , но в другую сторону, оставаясь перпендикулярной оси VV_1 . При этом ось VV_1 (рис. 5.31, 2-е положение) будет отклонена от горизонта на угол $\psi = 2\varphi$ (как внешний угол равнобедренного треугольника), а пузырек уровня сместится вверх по дуге на n делений (смещение пузырька принимается пропорциональным углу отклонения).

Очевидно, что если теперь повернуть уровень при помощи исправительного винта вокруг точки K так, чтобы пузырек возвратился назад в сторону нуль-пункта на $n/2$ делений, то ось уровня станет параллельной плоскости лимба.

После этого плоскость горизонтального круга снова приводится в горизонтальное положение, как описано ранее.

Естественно, что при параллельности оси цилиндрического уровня и плоскости лимба поворот на 180° не будет вызывать смещения пузырька от нуль-пункта. Для технических теодолитов принято допустимым отклонение пузырька уровня от нуль-пункта не более одного деления.

Так как проверка и исправление производится методом последовательного приближения, то поворот алидады на 180° можно производить на глаз без отсчетов на лимбе горизонтального круга.

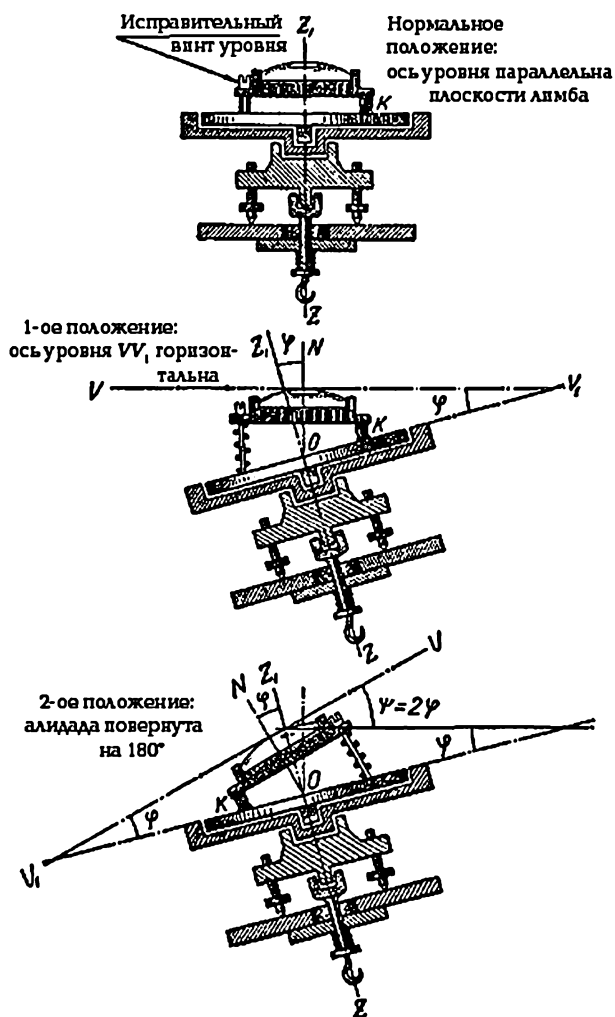


Рис. 5.31. Схема проверки цилиндрического уровня

Если угол φ очень велик, то пузырек уровня после поворота алидады на 180° может уйти в самый конец уровня, поэтому для ускорения работы полезно дугу отклонения измерить *шагом подъемных винтов*. Для этого поступают так. Вращая винты в разные стороны и считая число поворотов винтов, приводят пузырек уровня в нульпункт ампулы. Затем вращают винты в обратную сторону на половину числа поворотов, тем самым пузырек уровня будет перемещен на половину дуги отклонения.

Круглый уровень проверяют аналогично: сначала устанавливают по направлению двух подъемных винтов, а затем в таком же порядке по направлению третьего подъемного винта.

5.5.6. Технический осмотр, испытания и поверки теодолита

Качество измерений зависит не только от знаний и опыта исполнителя, но и технического состояния прибора, оборудования. Поэтому, принимая теодолит для выполнения полевых работ, должен производиться технический осмотр, при котором устанавливается комплектность принадлежностей, их исправность, ясность и четкость изображений в зрительной трубе и отсчетной системе, отсутствие погнутостей и шатаний подъемных винтов подставки-треугольника, а также повреждения уровней и их исправительных винтов, правильность работы закрепительных, наводящих винтов и т. д. Одновременно устанавливается исправность штатива. Выявленные недостатки устраняются.

После этого выполняют действия, связанные с проверкой геометрических и оптико-механических условий, которым должны удовлетворять геодезические приборы. В геодезии такие действия называют *поверками*, а исправления нарушенных геометрических условий в приборе — *юстировкой* (лат. *justus* — правильный). Поверка и юстировка прибора является неотъемлемой частью технологии полевых топографо-геодезических работ.

Для теодолитов в процессе испытаний устанавливается точность отсчетов, увеличение зрительной трубы, цена деления цилиндрического уровня, сохранность необходимого сопряжения основных частей теодолита в процессе выполнения измерений.

Геометрические условия состоят в сопряжении осей теодолита под заданным углом. Взаимное расположение этих осей должно соответствовать принципу измерения горизонтального угла. Чтобы такое соответствие обеспечивалось, выполняют поверки геометрических условий теодолита в следующей последовательности.

1. Поверка уровня. *Ось цилиндрического уровня алидады горизонтального круга должна быть перпендикулярна оси вращения теодолита и параллельна плоскости лимба.*

Устанавливают теодолит на штативе и выполняют поверку цилиндрического уровня в порядке, рассмотренном ранее. После юстировки уровня следует повторить поверку и убедиться в выполнении требуемого условия, т. е. пузырек уровня не должен отклоняться от нуля-пункта более чем на одно деление.

Если это условие не будет выполнено, то при помощи уровня не удастся установить плоскость лимба горизонтального круга (рабочую меру) в горизонтальное положение, а вертикальную ось теодолита в отвесное положение, соответствующее принципу измерения угла.

Окончив поверку и юстировку уровня, по нему приводят вертикальную ось вращения теодолита в отвесное (рабочее) положение.

2. Поверка положения коллимационной плоскости. *Визирная ось VV должна быть перпендикулярна оси вращения зрительной трубы HH (рис. 5.32, а).*

Это условие необходимо для того, чтобы при вращении трубы вокруг ее оси визирная ось описывала коллимационную плоскость, а не конические поверхности. Если визирная ось не перпендикулярна к оси вращения зрительной трубы, то возникает коллимационная погрешность, равная углу отклонения визирной оси от перпендикуляра к оси вращения трубы и обозначается буквой «с».

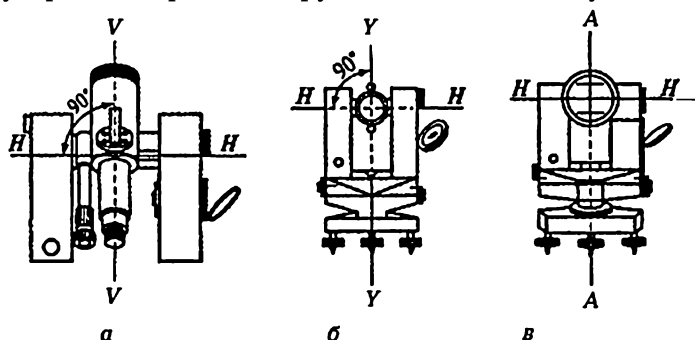


Рис. 5.32. Схемы геометрических условий поверок теодолита: а — второй поверки; б — третьей поверки; в — четвертой поверки

В теодолитах типа ТЗО с односторонним отсчетным устройством (т. е. отсчет можно производить только в одной точке градусных делений лимба) для исключения погрешностей, вызываемых эксцентриситетом алидады, поверку выполняют в определенной последовательности.

При закрепленном лимбе зрительную трубу теодолита дважды наводят на удаленную точку В, расположенную приблизительно на одном уровне с прибором, один раз при круге П, другой — при круге Л, и берут отсчеты по микроскопу $b_1^П$ и $b_1^Л$.

Затем, освободив зажимной винт при подставке прибора, поворачивают теодолит в подставке примерно на 180° , визируют на ту же точку, после чего лимб закрепляют. Потом вновь визируют на точку В при положении круг П и Л и берут два отсчета $b_2^П$ и $b_2^Л$ по микроскопу. Величину коллимационной погрешности вычисляют по формуле:

$$c = \frac{1}{4} \{ (b_1^П - b_1^Л \pm 180^\circ) + (b_2^П - b_2^Л \pm 180^\circ) \}. \quad (5.21)$$

Если погрешность с меньше двойной точности отсчета, то условие считается выполненным; если же $c > 1'$ (двойной точности), то производят исправление. При юстировке, действуя наводящим

винтом алидады, устанавливают на лимбе горизонтального круга верный отсчет b^A , определяемый по формуле:

$$b^A = b_2^A - c.$$

При этом алидада повернется на угол c и визирная ось отклонится от изображения наблюдаемой точки B . Тогда, ослабив слегка один вертикальный, например верхний, исправительный винт при сетке нитей, действуя боковыми исправительными винтами при ней, передвигают сетку до совмещения точки пересечения нитей с изображением наблюдаемой точки B .

После юстировки надо повторить поверку и убедиться, что условие выполнено.

Для исключения влияния остаточной коллимационной погрешности угол обязательно нужно измерять дважды при двух положениях вертикального круга и из результатов измерения в дальнейшую обработку брать среднее значение.

3. Поверка положения горизонтальной оси теодолита. *Ось вращения зрительной трубы НН должна быть перпендикулярна к оси вращения прибора УУ (рис. 5.32, б).*

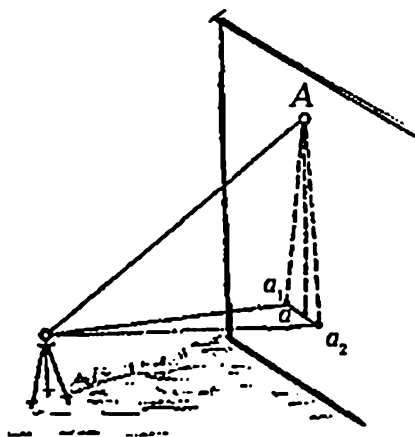


Рис. 5.33. Схема поверки третьего условия теодолита

Это условие необходимо для того, чтобы после приведения теодолита в рабочее положение его коллимационная (визирная) плоскость была вертикальна. Для проверки выполнения этого условия на расстоянии 10–20 м от теодолита на стене здания максимально высоко замечают какую-либо точку A (рис. 5.33).

Поверку выполняют 2 человека. Наблюдатель вводит изображение точки в крест сетки нитей и опускает зрительную трубу до горизонтального ее положения и дает команду помощнику перемещать на стене руку с карандашом

до тех пор, пока карандаш не попадает в крест сетки нитей. Это положение a_1 отмечается на стене (бумаге). Затем наблюдатель, переведя трубу через зенит, вновь наводит трубу на выбранную вверх стены точку A и наклоняет трубу до горизонтального положения ее визирной оси. Снова отмечается на стене (бумаге) место проекции креста сетки нитей a_2 . Если обе точки a_1 и a_2 совместились в одной точке a — значит условие выполнено; если же они не совпали более чем на двойную ширину видимого расстояния между штрихами биссектора сетки нитей, то условие не выполнено.

Выполнение данного условия обеспечивается заводом; в крайнем случае исправление выполняется опытным специалистом или в специализированных мастерских, т. к. юстировочный винт эксцентриковой втулки лагера оси трубы расположен внутри колонки теодолита.

4. Проверка положения сетки нитей. Вертикальная нить (штрих) сетки нитей АА должна находиться в коллимационной плоскости (рис. 5.32, в).

После приведения теодолита в рабочее положение вертикальную нить (штрих) сетки нитей наводят на какую-либо отчетливо видимую точку и, наклоняя зрительную трубу наводящим винтом, следят за смещением наблюдаемой точки с нити. Если точка не смещается с вертикальной нити при любом наклоне трубы, то условие выполнено. В противном случае необходимо повернуть окулярную часть и пластинку с сеткой нитей, предварительно сняв защитный колпачок и ослабив винты, прикрепляющие окулярную часть к объективному колену, а потом после исправления завернуть четыре винта. Если сетку нитей юстировали, то необходимо проверить, не нарушено ли при этом условие 2.

Условие 4 не вытекает из принципа измерения горизонтального угла, но оно необходимо для удобства визирования на отвесные предметы (вехи, мачты, шпили и пр.).

5. Проверка места нуля (МО). Место нуля вертикального круга теодолита должно быть равно или близко 0° и постоянно на станции.

Вертикальный круг теодолита предназначен для измерения углов наклона v или зенитных расстояний z измеренных направлений. Для одной и той же наклонной линии BC (рис. 5.34) углы v и z связаны равенством $v + z = 90^\circ$.

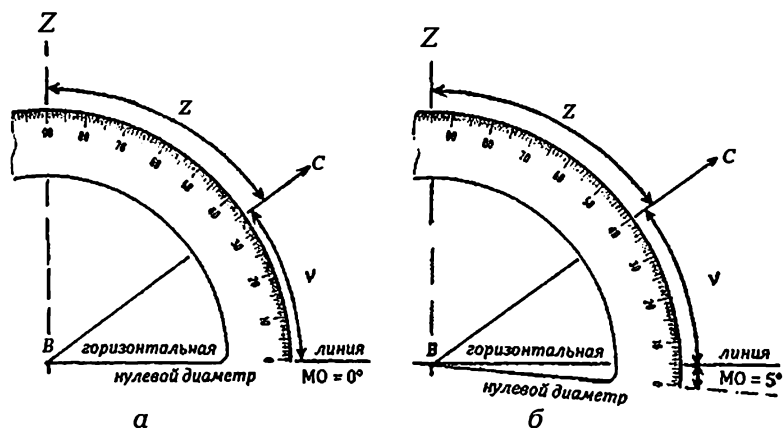


Рис. 5.34. К понятию места нуля вертикального круга и схема взаимосвязи угла наклона и зенитного расстояния

В вертикальном круге лимб жестко скреплен с осью вращения зрительной трубы, а отсчетный индекс (нулевой диаметр) алидады должен фиксировать положение горизонтальной плоскости при измерениях (рис. 5.34, а).

Принцип измерения угла наклона тот же, что и горизонтально-го угла, т. е. значение угла равно разности двух отсчетов, полученных после визирования по двум его сторонам. В качестве одной из сторон угла служит горизонтальная линия, лежащая в плоскости горизонта (нулевой диаметр). Установка нулевого диаметра в горизонтальное положение выполняется при помощи уровня алидады ВК или компенсатора.

Примечание. Компенсатор — устройство, удерживающее отсчетный индекс (нулевой диаметр) в горизонтальной плоскости при сравнительно небольших наклонах вертикальной оси вращения теодолита. Часто такой компенсатор является системой линз и призм, свободно подвешенной на очень тонких нитях. Если в сокращенном названии теодолитов, например Т5К, ставится буква «К», это означает, что уровень у вертикального круга заменен компенсатором.

Но т. к. одной из сторон вертикальных углов наклона всегда является горизонтальная линия, то измерение угла наклона сводится лишь к отсчету по лимбу при визировании на наблюдаемую точку при условии, что величина *места нуля* (МО) шкалы равна нулю (рис. 5.34, а), а пузырек уровня находится в нуль-пункте. На рис. 5.34, а показан случай, когда угол наклона $\nu = 35^\circ$, так как $МО = 0^\circ$. Но это будет справедливо, если выполняется условие параллельности нулевого диаметра шкалы и оси уровня, и ось уровня была приведена в горизонтальное положение.

Отсчет по шкале вертикального круга не всегда соответствует углу наклона визирной линии. Это бывает, когда $МО \neq 0^\circ$, а ось уровня была приведена в горизонтальное положение.

Рассмотрим случай, когда, например, $МО = 5^\circ$ (рис. 5.34, б). Такой вариант возникает, когда условие параллельности нулевого диаметра шкалы и оси уровня не выполняется. Тогда при установке пузырька в нульпункт ось уровня займет горизонтальное положение, а нулевой диаметр сместится на величину $МО = 5^\circ$. Угол наклона вычисляется по формуле:

$$\nu = 40^\circ - МО = 40^\circ - 5^\circ = 35^\circ.$$

В приведенном примере рассмотрен частный случай, когда величину МО шкалы круга приняли равной 5° . В практической работе величина МО для конкретного прибора неизвестна. Поэтому в процессе выполнения поверок МО необходимо определять.

Определение места нуля (МО). Таким образом, особенно-стью измерения углов наклона является необходимость знания МО шкалы вертикального круга.

Для теодолитов, имеющих цилиндрический уровень при вертикальном круге, под МО понимается отсчет на этом круге, при котором визирная ось и ось цилиндрического уровня занимают горизонтальное положение.

При измерении угла наклона другими теодолитами МО представляет отсчет по лимбу вертикального круга, соответствующий горизонтальному положению визирной оси при рабочем положении нулевого индекса отсчетного устройства в пространстве.

Вид формул, по которым вычисляют место нуля (МО) и угол наклона v , зависит от оцифровки делений на лимбе вертикального круга теодолита.

У теодолитов Т30 и Т15 деления на лимбе вертикального круга подписаны от 0 до 360° против хода часовой стрелки. Отсчитывание одностороннее — при круге Л около 0°, при круге П около 180°. У этих теодолитов нет уровня при алидаде вертикального круга и его заменяет уровень при алидаде горизонтального круга, расположенный параллельно коллимационной плоскости зрительной трубы.

Для определения МО теодолит устанавливают в рабочее положение (горизонтируют). Выбирают максимально удаленную точку, чтобы зрительная труба занимала приблизительно горизонтальное положение. Открепив закрепительные винты горизонтального круга и зрительной трубы, наводят на выбранную точку, а затем, соответственно наводящими винтами вводят ее изображение в крест сетки нитей.

Приводят пузырек уровня при горизонтальном круге в нуль-пункт при помощи подъемного винта, по направлению которого расположен уровень, уточняют визирование наводящим винтом зрительной трубы и делают отсчет в микроскопе по шкале вертикального круга, например, при круге лево (Л). Те же действия выполняют при положении круг право (П). Такое измерение угла называют измерением полным приемом.

Подобные действия выполняют, наводя на 2—3 удаленные точки.

Используя отсчеты, полученные при круге Л и круге П, вычисляют МО, угол наклона по соответствующим формулам:

$$МО = \frac{1}{2} (Л + П + 180^\circ); \quad (5.22)$$

$$v = Л - МО; \quad (5.23)$$

$$v = МО - П - 180^\circ. \quad (5.24)$$

$$v = \frac{1}{2} (Л - П - 180^\circ). \quad (5.25)$$

При использовании формул (5.22) — (5.25) к малому отсчету (до 60°) прибавляют 360°.

Пример 1. Отсчеты при круге: $\Pi = 175^\circ$; $\Lambda = 25^\circ$, тогда:

$$MO = \frac{1}{2} (\Lambda + \Pi + 180^\circ) = \frac{1}{2} (385^\circ + 175^\circ + 180^\circ) = 370^\circ \text{ или } 10^\circ;$$

$$v = MO - \Pi - 180^\circ = 370^\circ - 175^\circ - 180^\circ = +15^\circ;$$

$$v = \frac{1}{2} (\Lambda - \Pi - 180^\circ) = \frac{1}{2} (385^\circ - 175^\circ - 180^\circ) = +15^\circ.$$

Контроль по формуле: $v = \Lambda - MO = 385^\circ - 370^\circ = +15^\circ$.

Пример 2. Отсчеты при круге: $\Pi = 182^\circ 46'$; $\Lambda = 357^\circ 14'$, тогда:

$$MO = \frac{1}{2} (\Lambda + \Pi + 180^\circ) = \frac{1}{2} (357^\circ 14' + 182^\circ 46' + 180^\circ) = 0^\circ 00';$$

$$v = MO - \Pi - 180^\circ = 360^\circ - 182^\circ 46' - 180^\circ = -2^\circ 46';$$

$$v = \frac{1}{2} (\Lambda - \Pi - 180^\circ) = \frac{1}{2} (357^\circ 14' - 182^\circ 46' - 180^\circ) = -2^\circ 46'.$$

Контроль по формуле: $v = \Lambda - MO = 357^\circ 14' - 360^\circ 00' = -2^\circ 46'$.

Если значение MO по результатам нескольких наблюдений колеблется в пределах двойной точности отсчетного устройства, то условие можно считать выполненным.

Если колебания MO превышают указанный предел, то необходимо проверить прочность крепления уровня на алидаде горизонтального круга, вертикального круга на оси вращения трубы и вертикальных исправительных винтов сетки нитей.

При этом постоянство MO в процессе работы будет свидетельствовать о том, что взаимное положение (геометрическое условие) отдельных деталей не нарушено.

Современные теодолиты снабжены компенсатором, заменяющим цилиндрический уровень при вертикальном круге. При значительных колебаниях MO в таких теодолитах причину нужно искать в неудовлетворительной регулировке компенсатора.

У теодолитов 2ТЗО, 2ТЗОП, 4ТЗОП деления на лимбе вертикального круга подписаны от 0 до $\pm 75^\circ$ в обе стороны — по ходу и против хода часовой стрелки (секторная оцифровка). Деления, подписанные по ходу часовой стрелки, сопровождаются знаком «минус». Отсчитывание по лимбу одностороннее, при этом в зависимости от знака угла наклона и значения MO отсчеты могут быть положительными и отрицательными.

Для вычисления MO и угла наклона следует применять формулы:

$$MO = \frac{1}{2} (\Lambda + \Pi); \quad (5.26)$$

$$v = \Lambda - MO; \quad (5.27)$$

$$v = MO - \Pi; \quad (5.28)$$

$$v = \frac{1}{2} (\Lambda - \Pi). \quad (5.29)$$

Пример 3. Отсчеты при круге: $\Pi = -20^\circ$; $\Lambda = 40^\circ$, тогда:

$$MO = \frac{1}{2} (\Lambda + \Pi) = \frac{1}{2} \{ (40^\circ + (-20^\circ)) \} = 10^\circ;$$

$$v = MO - \Pi = 10^\circ - (-20^\circ) = +30^\circ;$$

$$v = \frac{1}{2} (\Lambda - \Pi) = \frac{1}{2} \{ 40^\circ - (-20^\circ) \} = +30^\circ.$$

Контроль по формуле: $v = \Lambda - MO = 40^\circ - 10^\circ = +30^\circ$.

Пример 4. Отсчеты при круге: $\Pi = 2^\circ 23'$; $\Lambda = -2^\circ 24'$, тогда

$$MO = \frac{1}{2} (\Lambda + \Pi) = \frac{1}{2} (-2^\circ 24' + 2^\circ 23') = -0^\circ 00,5';$$

$$v = MO - \Pi = -0^\circ 00,5' - 2^\circ 23' = -2^\circ 23,5';$$

$$v = \frac{1}{2} (\Lambda - \Pi) = \frac{1}{2} (-2^\circ 24' - 2^\circ 23') = -2^\circ 23,5'.$$

Контроль по формуле: $v = \Lambda - MO = -2^\circ 24' - (-0^\circ 00,5') = -2^\circ 23,5'$.

Анализируя формулы (5.25) и (5.29) видно, что угол наклона можно вычислить и без МО. Место нуля вычисляют, потому что оно является надежным средством *контроля* измерений углов наклона, так как при измерении нескольких углов наклона на точке стояния теодолита место нуля должно быть *постоянным*, или расхождение значений места нуля не должно превышать установленного предела.

МО необходимо знать, если углы наклона измеряют одним полуприемом, т. е. при круге Λ или Π , когда выполняют съемку рельефа. Для упрощения вычислений угла наклона, например при Λ , по формулам (5.23) и (5.27) МО должно быть равно 0° , и тогда отсчет при круге Λ будет равен углу наклона, т. е. $\Lambda = v$. Этого можно достичь в некоторых теодолитах.

Приведение места нуля к значению, близкому к 0° . Для этого у теодолитов типа ТЗ0, имеющих цилиндрический уровень при горизонтальном круге, необходимо выполнить следующие действия.

1. Установив теодолит на штатив, привести его в рабочее положение.

2. Выполнить измерения для определения МО с контролем по нескольким точкам и вычислить угол наклона v на одну из точек, например N. Причем желательно, чтобы этот угол был положительным.

3. При круге Π (если деления на вертикальном круге подписаны по ходу часовой стрелки) подправляется положение пузырька в нуль-пункте и креста сетки нитей на точке. Оставляют зрительную трубу наведенной на точку N.

4. Вращением наводящего винта зрительной трубы устанавливают на вертикальном круге отсчет, равный вычисленному значению угла v . При этом крест сетки нитей сместится с наблюдаемой точки N.

5. При помощи вертикальных исправительных винтов оправы сетки нитей возвращают крест сетки нитей на наблюдаемую точку N.

6. После этого вновь определяют МО и, если необходимо, повторяют те же действия.

Если деления на вертикальном круге теодолита подписаны против хода часовой стрелки (Т30, Т15 и др.), все описанные действия выполняются при круге Л.

В процессе перемещения сетки нитей могут произойти некоторые ее боковые сдвиги, что повлияет на коллимационную погрешность. Поэтому необходимо повторить поверку.

У теодолитов (Т15К и др.), имеющих вместо уровня компенсатор вертикального круга, постоянство МО (равное или близкое к 0°) обеспечивается автоматически при помощи компенсатора, в пределах 2', т. е. в этих же пределах автоматически сохраняется в отвесном положении изображение отсчетных индексов оптической системы. Для таких теодолитов установка в рабочее положение обеспечивается по круглому уровню.

Однако компенсаторы перед началом работы должны исследоваться на устойчивость показаний, поскольку возможны нарушения правильности перемещений их подвесных элементов. Уменьшение же величины МО в этом случае можно достигнуть также перемещением сетки нитей вертикальными исправительными винтами.

5.5.7. Особенности точного теодолита ЗТ5КП

Теодолит может быть укомплектован штативом и дополнительно следующими приспособлениями: ориентир-буссолью, линзовой насадкой на объектив, окулярной насадкой на зрительную трубу, электроосвещением, визирной вешкой, устанавливаемой в ручку для переноски теодолита.

Основными особенностями конструкции теодолита ЗТ5КП (рис. 5.35) являются:

- наличие угломерных кругов, изготовленных с повышенной точностью;
- более сложная система отсчетов по кругам.

В теодолите имеется специальное устройство для точной установки отсчета по горизонтальному кругу, а также круг — искатель направлений, позволяющий быстро ориентировать лимб горизонтального круга по заданному направлению.

Центрирование выполняется при помощи встроенного в горизонтальный круг оптического центрира. На объективной части центрира имеются юстировочные винты для установки его визирной оси параллельно оси вращения теодолита.

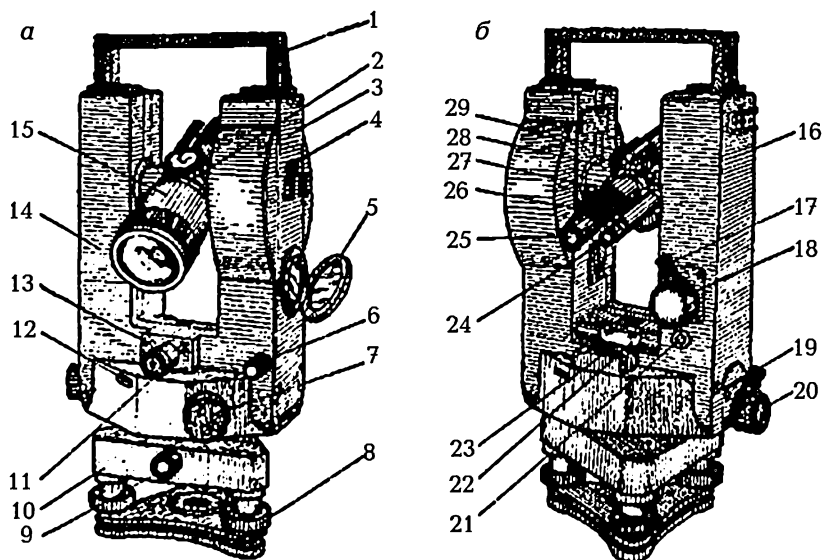


Рис. 5.35. Общий вид теодолита 3Т5КП: а — вид со стороны объектива; б — вид со стороны окуляра:

1 — ручка для переноски; 2 — клиновидное кольцо; 3, 16 — боковые крышки колонок; 4 — пробка; 5 — зеркало; 6 — винт установки точного отсчета; 7 — рукоятка поворота лимба; 8 — подъемный винт; 9 — закрепительный винт; 10 — подставка; 11 — окуляр центрира; 12 — окно круга-искателя; 13 — винт; 14 — колонка; 15 — зрительная труба; 17, 19 — закрепительные винты; 18, 20 — наводящие винты; 21 — юстировочный винт цилиндрического уровня; 22 — уровень; 23 — круглый уровень; 24 — окуляр микроскопа; 25 — окуляр зрительной трубы; 26 — колпачок; 27 — кремальера; 28 — горизонтальная ось; 29 — визир

Механические оси закрепительных винтов куркового типа и наводящих винтов зрительной трубы и алидады горизонтального круга расположены соосно.

Оцифровка лимба вертикального круга. Вертикальный круг имеет секторную оцифровку, но, в отличие от теодолита 2Т5К, знаками минус отмечены не противоположные секторы, а смежные, т. е. половина круга имеет положительные значения, а вторая половина — отрицательные. Такое расположение символов положительных и отрицательных углов позволяет брать отсчет по вертикальному кругу со знаком, соответствующим знаку угла наклона визирной оси, независимо от того, при каком положении вертикального круга (Λ или Π) производилось измерение. Горизонтальный и вертикальный круги разделены и оцифрованы через 1°.

Отсчетная система. В стойке колонки со стороны вертикального круга расположено отсчетное устройство с маятниковым ком-

пенсатором, обеспечивающим автоматическую установку отсчетного индекса в горизонтальное положение в пределах работы компенсатора до $\pm 4'$.

Оптическая схема отсчетной системы двухканальная: изображения штрихов горизонтального и вертикального кругов проецируются по двум независимым оптическим каналам. Поле отсчетного устройства вертикального круга окрашено голубым цветом, горизонтального — желтым.

У теодолитов со шкаловыми отсчетными микроскопами перед началом выполнения основных поверок нужно установить значение рена.

Исправление рена. Под *реном* понимается различие между размером вспомогательной шкалы отсчетной системы (60 делений) и наименьшим делением шкалы лимба ($\mu = 1''$). Для определения рена на данном участке лимба совмещают штрих А лимба с нулевым штрихом шкалы микроскопа и берут отсчет по штриху ($A - 1''$), затем вычисляют разность отсчетов по штрихам А и ($A - 1''$).

Величину рена горизонтального круга определяют измерением делений лимба в единицах шкалы микроскопа на установках алидады через $45^\circ + \mu$ в прямом и обратном ходах, причем установки обратного хода отличаются на $22^\circ + 2\mu$ от установок прямого хода. Рен отсчетной системы вертикального круга определяют при круге Л и П в пределах $\pm 10''$ на восьми симметричных установках прямого и обратного хода [Теодолиты. Методика поверки ЦНИИГАиК. М., 2000 г. 28 с.].

Рен должен быть не менее чем в два раза меньше точности отсчетов по кругам. Если значение рена недопустимо велико, необходимо его уменьшить изменением положения соответствующих линз микроскопа. Если изображение шкалы лимба необходимо уменьшить, обе линзы микроскопа переместить вверх, если увеличить — вниз.

Поверки. Основные поверки теодолита и последовательность действий при юстировке такие же, как и у теодолитов типа ТЗ0.

У теодолитов с односторонними отсчетами для вычисления коллимационной погрешности берутся четыре отсчета: два при круге (П и Л) обычным путем и два после смещения лимба относительно исходного положения на 180° . Поэтому

$$c = 0,25 [(П1 - Л1 \pm 180^\circ) + (П2 - Л2 \pm 180^\circ)].$$

Повторяют определение коллимационной погрешности и, если разность между двумя значениями не превышает $15''$, вычисляют ее среднее арифметическое значение. Если среднее арифметическое значение коллимационной погрешности превышает $15''$, то необходимо исправление.

Для устранения коллимационной погрешности поворачивают всю зрительную трубу относительно ее оси вращения с помощью клиновидного кольца, расположенного между опорным торцом зрительной трубы и ее осью. Клиновидное кольцо вращают специальным накидным ключом (рис. 5.36), который входит в комплект теодолита.

Определение МО и угла наклона. Для вычисления МО и угла наклона применяют формулы:

$$МО = \frac{1}{2} (\Lambda - \Pi); \quad (5.30)$$

$$v = \Lambda - МО; \quad (5.31)$$

$$v = \Pi + МО; \quad (5.32)$$

$$v = \frac{1}{2} (\Lambda + \Pi). \quad (5.33)$$

Теодолит имеет устройство точного приведения МО к 0° через отверстие в боковой крышке колонки, закрываемое пробкой.

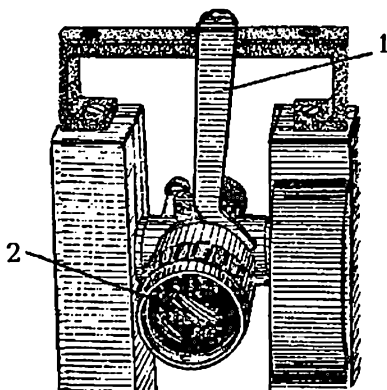


Рис. 5.36. Ключ для устранения коллимационной погрешности:
1 — юстировочный ключ;
2 — объектив зрительной трубы

5.5.8. Порядок измерения горизонтального угла

При измерении горизонтального угла центр лимба, алидады и вершина угла должны совпадать с осью вращения ГК теодолита; при этом она должна занимать отвесное положение, а, следовательно, лимб горизонтального круга — *горизонтальное* положение. Это достигается при помощи цилиндрического уровня на алидаде горизонтального круга вращением подъемных винтов до тех пор, пока пузырек уровня не будет находиться в *нуль-пункте* при любом положении алидады.

Установка теодолита в рабочее положение. В рабочем положении теодолита его вертикальная ось должна проходить через вершину измеряемого угла и занимать отвесное положение. Для этого необходимо произвести центрирование, приведение вертикальной оси теодолита в отвесное положение и установку зрительной трубы для визирования по глазу.

Центрирование теодолита заключается в следующем. Теодолит, закрепленный на штативе при помощи станового винта, центрируют над вершиной измеряемого угла приближенно, пользуясь нитяным отвесом и заглубляя соответствующие ножки штатива в землю. Затем производят точное центрирование, перемещая прибор по головке штатива. Нитяный отвес позволяет центрировать теодолит с погрешностью около 5 мм. Теодолиты типа ТЗ0 можно

центрировать с точностью до 1 мм при помощи его зрительной трубы, направленной объективом вниз.

Горизонтирование теодолита, т. е. приведение плоскости горизонтального лимба в горизонтальное, а вертикальной оси прибора в отвесное положение, выполняется с помощью подъемных винтов и цилиндрического уровня, укрепленного на алидаде горизонтального круга. Для этого цилиндрический уровень ставят по направлению двух подъемных винтов подставки и, вращая их в противоположных направлениях, устанавливают пузырек в нуль-пункт. Затем поворачивают алидаду на 90° и посредством третьего подъемного винта, вновь приводят пузырек в нуль-пункт. В правильно установленном теодолите пузырек цилиндрического уровня не должен отклоняться от нуль-пункта более чем на одно деление ампулы при любом положении алидады на лимбе.

Фокусировка зрительной трубы заключается в получении отчетливого изображения сетки нитей и наблюдаемого предмета. Для получения резкого изображения сетки нитей зрительную трубу наводят на небо или белый освещенный предмет и вращают диоптрийное кольцо окуляра.

Четкости изображения наблюдаемого предмета добиваются перемещением фокусирующей линзы зрительной трубы, для чего вращают кремальерное кольцо. Зрительную трубу по глазу обычно фокусируют один раз и лишь в случае необходимости подправляют фокусирование. Установка по предмету производится каждый раз при наведении на разноудаленные визирные цели.

Четкости изображения делений лимба и отсчетной шкалы в микроскопе добиваются вращением диоптрийного кольца микроскопа.

Измерения горизонтальных углов. Для уменьшения влияния эксцентриситета алидады горизонтального круга, а при измерении углов между визирными целями, расположенными под разными углами наклона относительно горизонта, и, соответственно, исключения влияния коллимационной погрешности и наклона горизонтальной оси на конечный результат, угол измеряют при двух положениях вертикального круга: лево (Л) и право (П). Такие действия называют измерением угла *полным приемом*. Однократное измерение угла при одном (любом) положении вертикального круга называют измерением угла *полуприемом*.

Горизонтальные углы между пунктами и точками в ходах геодезической сети могут быть вычислены в виде *правых* или *левых* по ходу. Последовательность наведения зрительной трубы на задний или передний по ходу пункты зависит от того, какой угол (правый или левый) надо измерить. При этом следует учитывать направление возрастания подписей делений лимба (по ходу часовой стрелки

или против). В теодолитах типа ТЗО деления лимба подписаны по ходу часовой стрелки.

Измерение угла способом приемов. Теодолит устанавливают над точкой 3 вершины угла β (рис. 5.37, а), приводят его в рабочее положение, закрепляют лимб и, освободив алидаду, последовательно визируют зрительной трубой на вехи, поставленные в точках 2 (задней или правой) и 4 (передней или левой), лежащих на сторонах горизонтального угла.

Если точка 2 считается задней, а точка 4 передней, то угол β будет правым по ходу. Для точного наведения центра (креста) сетки нитей зрительной трубы на визирную цель пользуются наводящими винтами алидады горизонтального круга и зрительной трубы, а после наведения на каждую точку (2 и 4) берут отсчеты по шкалам микроскопа.

Обозначим отсчеты при визировании на заднюю точку 2 через a_1 , а на переднюю точку 4 — через a_2 . В первом случае им соответствует дуга aa_1 , во втором — aa_2 (рис. 5.37, а). Тогда искомый угол между двумя направлениями равен отсчету на заднюю точку минус отсчет на переднюю точку:

$$\beta = a_1 - a_2. \quad (5.34)$$

Указанные действия с теодолитом составляют первый полуприем измерения угла.

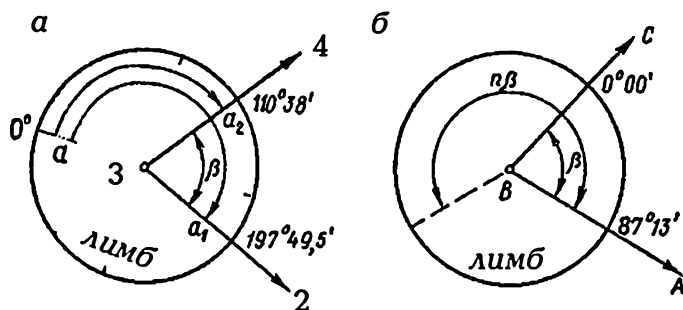


Рис. 5.37. Схема измерения горизонтальных углов:
а) — способом приемов; б) — способом повторений

Закончив измерение угла первым полуприемом, зрительную трубу переводят через зенит, открепляют горизонтальный лимб, поворачивают его по ходу часовой стрелки приблизительно на $1-2^\circ$ и вновь закрепляют. После этого приступают к измерению угла β при втором положении вертикального круга (при Л, если в первом полуприеме измеряли при П), выполняя все действия, как и в первом полуприеме. Это — *второй полуприем* измерения гори-

зонтального угла β . Запись всех отсчетов и вычисление измеряемого угла производят в журнале (табл. 5.1).

Два полуприема составляя полный прием измерения угла. За окончательное значение измеряемого угла принимают среднее значение угла из двух полуприемов в случае допустимого расхождения между ними. Для нашего примера окончательное значение угла равно $87^{\circ}11,2'$, являющееся результатом измерения угла полным приемом.

Допустимость расхождения результатов измерения между первым и вторым полуприемами, как правило, определяется точностью теодолита и техническими требованиями и не должно превышать двойной точности отсчетного устройства.

Если расхождение недопустимое, то проверяют записи и вычисления в журнале и при отсутствии ошибок в вычислениях углы измеряют вновь, аккуратно зачеркнув одной линией (слева вверх направо) ошибочные результаты.

Таблица 5.1

Журнал измерений горизонтальных углов

Дата 13.05.1995 г.

Теодолит: 2Т30 № 40687

Наблюдатель: Бегляров Н.С.

Погода: облачная

Видимость: хорошая

Записывал: Кнопин К.Н.

Точка		Положе- ние верти- кального крута	Отсчеты по горизон- тальному кругу	Значение угла	
стоя- ния	наблю- дения			при Л и П	среднее
1	2	3	4	5	6
3	2 (1)	П	19°01,5' (2)	87°11,0' (5)	87° 11,2' (11)
	4 (3)		291°50,5' (4)		
	2 (6)	Л	197°49,5' (7)	87°11,5' (10)	
	4 (8)		110°38,0' (9)		

Примечание. В круглых скобках цифры обозначают последовательность действий при измерении угла и записи результатов в журнале.

Если отсчет на заднюю точку по абсолютному значению меньше отсчета на переднюю точку, как это показано в табл. 5.1 для полуприема при П, то при вычислении угла по формуле (5.34) к отсчету на заднюю точку прибавляют 360° и из полученной суммы вычитают отсчет на переднюю точку; в нашем примере $\beta = 19^{\circ}01,5' + 360^{\circ} - 291^{\circ}50,5' = 87^{\circ}11,0'$.

Каждый отсчет записывается в полевой журнал измерения горизонтального угла четкими цифрами. В журнале категорически запрещено стирать запись, небрежно зачеркивать, замазывая предыдущее значение, писать цифру по цифре. Непосредственно на станции выполняются все вычисления и, только убедившись в хорошем качестве измерений, переходят на следующую точку.

Измерение углов способом круговых приемов. Если в данной точке требуется измерить горизонтальные углы между несколькими направлениями, пользуются способом круговых приемов. Для этого теодолит центрируют, приводят в рабочее положение над вершиной измеряемого угла, закрепляют лимб и, вращая алидаду по ходу часовой стрелки, последовательно визируют на все точки по заданным направлениям. Отсчеты берут по горизонтальному лимбу. Последнее визирование производят снова на начальную точку. Полученный при этом отсчет по горизонтальному лимбу не должен отличаться от того, который был взят при первоначальном визировании на эту же точку, на величину, превышающую двойную точность отсчетного устройства ($2t$). Такие действия с теодолитом составляют *первый полуприем*.

После этого зрительную трубу теодолита переводят через зенит и снова последовательно визируют на те же точки, но в обратном порядке, т. е. вращая алидаду против хода часовой стрелки. Заканчивают измерение визированием и отсчетом на начальную точку. Эти действия составляют *второй полуприем*. Из двух полуприемов складывается один прием измерений. Таких приемов делают несколько для повышения точности измерений и ослабления влияния погрешностей делений лимба. Между приемами лимб переставляют на угол $180^\circ/n$, где n — число приемов.

Измерение угла способом совмещения нулей лимба и алидады. Способом «от нуля» измеряют углы повторительным теодолитом одним полуприемом для быстрого контроля измеренных углов. Этот способ заключается в том, что стоя на точке 3 (см. рис. 5.37, а), поворотом алидады устанавливают ее на отсчет по лимбу, равный нулю. Затем поворотом лимба с алидадой наводят трубу (визирную ось) по левой стороне угла на точку 4 и закрепляют лимб. Теперь, освободив закрепительный винт и вращая алидаду, наводят трубу по правой стороне угла на точку 2 и, взяв отсчет по лимбу, получают значение измеряемого угла β .

Примечание

1. Угол β будет являться полярным, если направление 3—4 принять за полярную ось. При топографической съемке местности такой прием носит название «полярный способ съемки».

2. Построение заданного (проектного) угла β от исходного направления осуществляют следующим образом. После скрепления лимба и алидады на

нулевым отсчете и ориентирования лимба по исходной левой стороне угла, открепляют алидаду и вращают ее по ходу часовой стрелки и устанавливают на отсчет по лимбу, равный значению заданного (проектного) угла β . По направлению зрительной трубы (визирной оси) закрепляют колышком проектную точку — конец проектной линии.

Измерение угла способом повторений. Способ повторений применяют с целью повысить точность измерения угла за счет некоторого уменьшения в нем погрешностей отсчетов. Сущность способа состоит в том, что при одном и том же положении вертикального круга горизонтальный лимб n раз последовательно поворачивают на величину измеряемого угла β , как бы многократно откладывая на лимбе этот угол до значения « $n\beta$ » (рис. 5.37, б).

После приведения прибора в рабочее положение над вершиной угла β устанавливают на лимбе отсчет, близкий к 0° или равный $0^\circ 00'$, и закрепляют алидаду относительно лимба. Затем, отпустив закрепительный винт лимба, вращают его совместно с алидадой и точно визируют на левую точку C и закрепляют лимб. Берут по микроскопу отсчет и записывают его в журнал. Потом открепляют алидаду горизонтального круга и, плавно вращая ее по ходу часовой стрелки, визируют на правую точку A , выполняя окончательное совмещение креста сетки нитей с визирной целью ввинчиванием наводящего винта алидады. По шкале микроскопа берут контрольный отсчет (на рис. 5.37, б он равен $87^\circ 13'$).

Описанные действия составляют *первое* повторение.

Затем приступают ко второму повторению измерения угла. Для этого, оставив лимб и алидаду скрепленными, отпускают закрепительный винт лимба и плавно вращают алидаду с лимбом по ходу часовой стрелки, пока визирная ось не спроектируется на точку C . После этого лимб закрепляют, не производя отсчета, отпускают алидаду и визируют зрительной трубой на точку A , заканчивая окончательное наведение на нее вращением наводящего винта алидады. Отсчет по микроскопу не производят. На этом завершается второе повторение. Последующие повторения выполняют в том же порядке, а заканчивают n -кратное повторение (измерение) угла визированием на правую точку A , после чего берут последний отсчет по шкале микроскопа-микрометра.

Измерение магнитных азимутов линий. Для ориентирования линий местности по магнитному меридиану попутно с измерением угла можно измерить магнитные азимуты сторон угла при помощи ориентир-буссоли. Для этого после скрепления лимба с алидадой на нулевом отсчете вращают его до нулевого отсчета по кольцу ориентир-буссоли против северного конца магнитной стрелки. Тогда нулевой диаметр лимба будет ориентирован по магнитному меридиану. Закрепляют лимб. Теперь, открепляя алидаду и наводя зритель-

ную трубу на снимаемую точку, отсчетом по лимбу получают значение измеряемого магнитного азимута.

5.5.9. Порядок измерения вертикального угла

В геодезической практике углы наклона между опорными пунктами (знаками) измеряются при двух положениях круга (П и Л), т. е. *полным приемом*. При измерении углов наклона на пикетные (съёмочные) точки при съёмке характерных точек рельефа — только при каком-либо одном круге, который является основным положением для данного прибора, т. е. *одним полуприемом*.

Последовательность действия при измерении угла наклона линии визирования теодолитом типа 4ТЗ0П такова:

- теодолит приводят в *рабочее положение* (центрируют над точкой, приводят ось вращения прибора в отвесное положение). Поскольку уровень на алидаде горизонтального круга расположен параллельно коллимационной плоскости трубы, то целесообразно, чтобы один из подъёмных винтов расположился в направлении линии визирования;

- для наведения трубы на точку отпускают закрепительные устройства трубы и алидады; приблизительно наводят трубу на наблюдаемую точку (вешку, рейку) и закрепляют их, после чего, действуя наводящими винтами алидады и трубы, совмещают крест сетки нитей с изображением наблюдаемой точки;

- вращением подъёмного винта устанавливают пузырек уровня при алидаде горизонтального круга в нуль-пункт ампулы;

- уточняют наведение трубы на точку и берут отсчет по вертикальному кругу;

- переводят трубу через зенит и повторяют те же действия при другом положении вертикального круга.

Записи результатов измерений и вычислений ведут в журнале предвставленной формы (табл. 5.2).

Вычисления МО и угла наклона γ линии визирования выполняют по формулам (5.26) — (5.29).

Надежным контролем качества измерения углов наклона при двух положениях, вертикального круга служит постоянство МО. Случайные колебания МО не должны превышать двойной точности отсчетного устройства.

Для простоты расчетов углов наклона при топографической съёмке рельефа было бы желательно, чтобы МО вертикального круга было близко или равно 0° . Приведение места нуля вертикального круга в такое положение выполняют перед началом работ. Если среднее значение места нуля при этом мало отклоняется от 0° и не осложняет вычислений, то его оставляют без изменений.

Таблица 5.2

Журнал измерений вертикальных углов

Дата 13.05.1995 г. Теодолит: 4Т30П № 40687 Наблюдал: Бегляров Н.С.
 Погода: облачная Видимость: хорошая Записывал: Кнопин К.Н.

Точка		Положение вертикального круга	Отсчеты по вертикальному кругу	Значение	
стояния	наблюдения			МО	угла наклона ν
1	2	3	4	5	6
3	2 (1)	П	+0°24,0' (2)	−0°05,2' (4)	−0°29,2' (5)
		Л	−0°34,5' (3)		
	4 (6)	Л	+3°11,5' (7)	−0°06,0' (9)	+3°17,5' (10)
		П	−3°23,5' (8)		

Примечание. В круглых скобках цифры обозначают последовательность действий при измерении угла и записи результатов в журнале.

5.5.10. Источники погрешностей при угловых измерениях

На точность измерения теодолитом горизонтального угла влияет целый ряд факторов, которые необходимо учитывать.

- При установке теодолита над вершиной измеряемого угла погрешность его центрирования влияет максимально на углы с короткими сторонами, поэтому центрирование теодолита и вех на точках в этих случаях необходимо выполнять более тщательно.

- Влияние уклонения вех от отвесного положения также сильно увеличивается при коротких сторонах угла. Для уменьшения такой погрешности следует следить за отвесным положением вех, а визирование выполнять на низ вехи. Установку вех следует выполнять строго по створу с центром колышка, обозначающего точку, и осью прибора. При коротких сторонах вместо вех лучше применять шпильки.

- Влияние погрешности от неточной установки вертикальной оси (вращения алидады) теодолита в отвесное положение увеличивается с увеличением угла наклона визирной оси к горизонту. Для уменьшения этой погрешности необходимо точнее выполнять горизонтирование лимба.

- Влияние остаточных погрешностей на результат измерения угла из-за не точного выполнения геометрических условий в теодолите исключается, как правило, методикой проведения измерений.

• На результаты измерения углов наклона оказывают влияние погрешности приборные, личные, обусловленные физиологическими возможностями глаз наблюдателя, и погрешности, зависящие от внешних условий. Порядок величин приборных и личных погрешностей будет примерно таким же, как и при измерении горизонтальных углов. Влияние таких погрешностей, как эксцентриситет алидады вертикального круга, колебания МО, погрешности визирования и отсчетов, может быть ослаблено применением соответствующей методики наблюдений и увеличением числа приемов измерений.

Из погрешностей, зависящих от внешней среды, заметное влияние на точность измерения угла наклона оказывает *вертикальная рефракция* — неодинаковое преломление луча света в неоднородных слоях атмосферы. Исследования показали, что влияние рефракции на измеряемый угол наклона зависит от длины визирного луча и высоты его над земной поверхностью, от вида подстилающей поверхности, от облачности и от других физико-географических факторов. Величина влияния земной рефракции на результат измерения угла наклона в летнее время может достигать десятка секунд. При длине визирного луча до 300 м влияние рефракции можно не учитывать.

Вопросы и задачи для самопроверки

1. Для чего и как плоскость горизонтального круга приводят в горизонтальное положение?
2. Для чего ставится условие, чтобы коллимационная плоскость была перпендикулярна к плоскости горизонтального круга?
3. Как исключают влияние эксцентриситета алидады при измерении угла теодолитом?
4. Какую роль играет МО в измерении углов наклона?
5. Какая цель преследуется измерением горизонтального угла при обоих положениях вертикального круга?
6. Какие преимущества имеет зрительная труба с внутренней фокусировкой перед зрительной трубой с внешней фокусировкой?

5.6. Нивелирование

5.6.1. Сущность, виды и назначение нивелирования

Нивелирование — вид геодезических измерений (вертикальная съемка), в процессе которых определяют превышения одних точек местности над другими, а также сами высоты этих

точек относительно принятой исходной (отсчетной) уровенной поверхности (как уже отмечалось, в России высоты точек местности определяются в Балтийской системе высот — от нуля Кронштадского футштока).

По методам измерений и применяемым приборам нивелирование делится на геометрическое, тригонометрическое (геодезическое), физическое, стереофотограмметрическое, механическое и спутниковое.

Геометрическое нивелирование — определение превышения между двумя смежными точками с помощью горизонтально установленного визирного луча, относительно которого производятся отсчеты по отвесно стоящим рейкам с делениями. Горизонтальное положение визирного луча может быть задано приборами: нивелирами, теодолитами с уровнем при зрительной трубе и кипрегелями. Из всех видов нивелирования геометрическое самое точное. Его недостаток — низкая производительность, вызванная небольшой длиной визирного луча от прибора до рейки.

Тригонометрическое нивелирование основано на использовании тригонометрической зависимости между превышением, углом наклона визирного луча и расстоянием между нивелируемыми точками. По сравнению с геометрическим оно удобно при больших расстояниях и превышениях между точками, но значительно уступает ему в точности. Оно является основным видом определения высот речных (пикетных) точек при топографических съемках местности.

Физическое нивелирование бывает барометрическим, гидростатическим, радиолокационным (аэрорадионивелирование) и спутниковым.

Барометрическое нивелирование выполняется с помощью барометров. При этом нивелировании по величинам атмосферного давления в двух точках определяется превышение между ними с учетом влияния температуры окружающего воздуха, а также других факторов. По точности барометрическое нивелирование ниже геометрического и тригонометрического. Погрешности могут достигать 1–2 м. Однако на небольших территориях при определенной методике работ точность может быть повышена до $\pm 0,5$ м.

Гидростатическое нивелирование базируется на фиксации разности уровней жидкости в двух сообщающихся сосудах. Оно позволяет устанавливать превышения с погрешностями порядка $\pm 0,5$ мм, а с использованием высокоточных приборов — до 0,1 мм. Применяется при монтаже технологического оборудования, определении осадок зданий и сооружений и в случаях, когда присутствие наблюдателя невозможно.

Радиолокационное нивелирование основано на получении абсолютных высот с самолета при помощи специальных высотомер-

ров. Погрешности определения высот — от десятых долей до нескольких метров в зависимости от рельефа местности и используемого оборудования.

По результатам *спутниковых измерений* (спутниковое нивелирование) можно определить пространственные координаты точек местности в автономном режиме с точностью около 1 м и в дифференциальном, т. е. относительно точек с известными координатами, с точностью до сантиметров и точнее. Для этого используются спутниковые системы ГЛОНАСС (Глобальная Навигационная Спутниковая Система, Россия) и NAVSTAR (Navigation Sattelite providing Time and Range — навигационная спутниковая система, США).

Стереофотограмметрическое нивелирование базируется на определении высотного положения точек местности с летательных аппаратов и последующей обработки стереомоделей местности. Оно является основным методом съемки выраженного рельефа при составлении планов и карт обширных территорий. Точность измерений может достигать нескольких сантиметров.

Механическое нивелирование производится приборами, установленными на движущихся по земной поверхности механизмах (велосипедах, автомашинах и т. д.). При этом профиль местности вычерчивается автоматически для линии движения механизма. Точность этого нивелирования 0,2—0,3 м на 1 км расстояния, что достаточно при изысканиях дорог, линий электропередач и т. д.

Основным видом нивелирования является геометрическое, которое производится при помощи геодезических приборов — *нивелиров*.

Геометрическое нивелирование по технологии и точности работ разделяется на I, II, III и IV классы и техническое нивелирование.

Нивелирование I, II, III и IV классов составляет государственную нивелирную сеть, которая является высотной основой топографических съемок всех масштабов и геодезических измерений, проводимых для удовлетворения потребностей хозяйственной деятельности и обороны страны.

Нивелирная сеть I и II классов является главной высотной основой, посредством которой устанавливается единая система высот на всей территории России. Она также предназначается для научных целей, связанных с изучением колебаний земной коры. Периметры полигонов нивелирования I и II классов на европейской территории страны составляют в среднем соответственно 2800 и 600 км.

Нивелирные сети III и IV классов и технического нивелирования служат высотной основой топографических съемок и предназначаются для решения различных инженерных задач

(планировка, застройка и благоустройство населенных пунктов; проектирование и строительство дорог, оросительных и осушительных систем; водоснабжение, канализация и т. п.).

Нивелирные ходы закрепляют на местности постоянными знаками (реперами, марками) и временными знаками — точками съемочной сети.

На застроенной территории распространенным типом постоянного нивелирного знака для III и IV классов является *стенной репер* из чугуна, который закладывают в стене (фундаменте) каменного здания (сооружения) на цементном растворе так, чтобы его торцевая часть выступала от поверхности стены примерно на 5 см. Рядом с репером к стене здания прикрепляют охранную металлическую табличку с надписью: «Геодезический пункт охраняется государством». На торцевой стороне репера указаны номер и учреждение, заложившее репер.

На незастроенной территории в землю закладываются *грунтовые реперы* — железобетонные столбы в виде усеченной пирамиды, металлические трубы с якорем из бетона или используют пункты плановой геодезической сети. Рядом с репером устанавливают опознавательный знак с охранной табличкой.

Для закрепления результатов технического нивелирования в качестве грунтового репера применяют металлические трубы или железобетонные пилоны с приваренной или вделанной в бетон маркой. В качестве временных нивелирных знаков также используют отмеченные масляной краской характерные выступы железобетонных опор ЛЭП, мостов, фундаментов зданий, больших камней (валунов) и др., а также костыли или гвозди, забиваемые в деревянные строения, опоры линий связи и др., а также вкопанные в землю отрезки железобетонных или деревянных столбов, асбоцементных и металлических труб, рельсов, уголкового железа, на которые устанавливают рейки при выполнении нивелирных работ.

5.6.2. Способы определения превышений и высот точек при геометрическом нивелировании

Геометрическое нивелирование выполняют при помощи нивелира и нивелирных реек.

Нивелир — геодезический прибор, обеспечивающий при работе горизонтальность линии визирования. Он представляет собой сочетание зрительной трубы с цилиндрическим уровнем или с компенсатором. Уровень и компенсатор служат для приведения визирной оси в горизонтальное положение.

Нивелирные рейки — это деревянные или металлические бруски длиной 1,5; 3; 4 или 5 м (рис. 5.38).

Для нивелирования III и IV классов и технического их изготавливают в виде цельных, складных и раздвижных. На нижнем конце рейки закреплена стальная пластина (пятка); деления реек — сантиметровые. На одной из сторон рейки (черной) деления нанесены черным цветом на белом фоне, на другой (красной) — красным. Нуль делений черной стороны рейки совпадает с нижней плоскостью пятки. Деления красной стороны нанесены и подписаны так, что с нижней плоскостью пятки совпадает отсчет, равный 4687 или 4787.

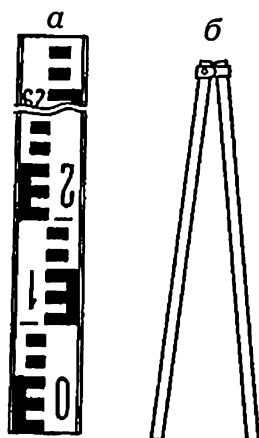


Рис. 5.38. Нивелирные рейки: а — цельная, черная сторона; б — складная

Для удобства и быстроты установки в рабочее положение рейки иногда снабжают круглыми уровнями и ручками. Нивелирные рейки различают по точности нивелирования. Например, шифр РН — 10П — 3000С означает, что это рейка нивелирная, со шкалой деления 10 мм, подписью цифр «прямо», длиной 3000 мм, складная.

Нивелирным отсчетом по рейке называют отрезок отвесной линии от точки, на которой стоит рейка, до пересечения с горизонтальной визирной осью нивелира. Отсчеты берутся по шкале рейки. Отсчеты и превышения выражают в миллиметрах и записывают их с округлением до миллиметра (при нивелировании ниже II класса).

Целью геометрического нивелирования является определение превышения h_{AB} (рис. 5.39) точки В относительно точки А.

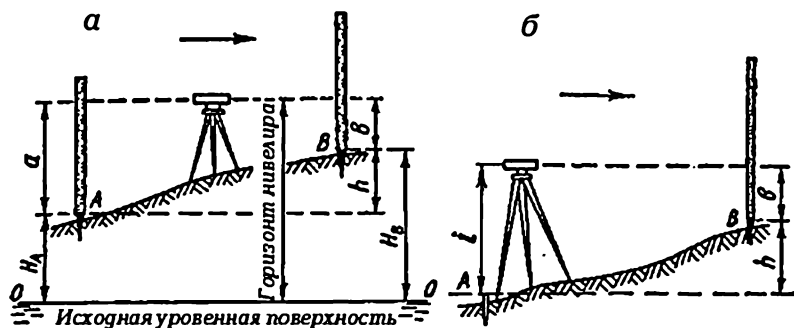


Рис. 5.39. Схема геометрического нивелирования: а — из середины; б — вперед

Точки закрепляют на местности забитыми в землю деревянными кольями, башмаками, металлическими костылями (рис. 5.41) и

др., обеспечивающими временное, но прочное, без осадок положение их по высоте.

Существуют два способа геометрического нивелирования: *вперед* и *из середины*.

Нивелирование из середины. Если в процессе измерения превышения между двумя точками *A* и *B* посередине между ними установить нивелир, задающий горизонтальный визирный луч, а на точках поставить отвесно рейки (рис. 5.39, *а*), то нивелирование при таком расположении нивелира называется нивелированием «*из середины*».

Место установки нивелира для работы называют *станцией*. Если нивелирование производят в направлении от точки *A* к точке *B*, то рейка, стоящая на точке *A*, называется задней, а на точке *B* — передней. Высота горизонтального визирного луча над точкой *A* определяется отсчетом «*a*» по задней рейке, полученным по средней горизонтальной нити сетки, видимой в поле зрения зрительной трубы нивелира. Высота горизонтального визирного луча над точкой *B* определяется отсчетом вперед «*b*» по передней рейке.

На рис. 5.39 видно, что превышение между точками

$$h_{AB} = a - b,$$

т. е. *при нивелировании из середины превышение равно отсчету по задней рейке «a» минус отсчет по передней рейке «b».*

Нивелирование вперед. Если же нивелир установить над точкой *A* на одной отвесной линии с ней (рис. 5.39, *б*), а в точке *B* — отвесно рейку, то превышение определим способом «вперед», тогда

$$h_{AB} = i - v,$$

т. е. *при нивелировании вперед превышение равно высоте нивелира «i» минус отсчет по передней рейке «v».*

В обоих случаях при известной высоте H_A точки *A* и измеренном превышении между определяемой точкой *B* будем иметь:

$$H_B = H_A + h_{AB} \quad (5.35)$$

т. е. *высота последующей точки равна высоте предыдущей точки плюс превышение между ними.*

Высоты точек можно вычислять и через *горизонт нивелира* (ГН). На рис. 5.39, *а* видно, что

$$H_B = ГН - v, \quad (5.36)$$

где $ГН = H_A + a$ и $ГН = H_A + i$.

Численно *горизонт нивелира* (ГН) равен высоте визирного луча над исходной уровенной поверхностью.

Определение высот точек через горизонт нивелира находит широкое применение в инженерно-строительной практике для определения высот нескольких точек с одной установки нивелира.

Нивелирование «из середины» обладает следующими преимуществами перед нивелированием «вперед»:

- при одном и том же числе установок прибора скорость выполнения работ увеличивается примерно в два раза;
- погрешности прибора и влияние внешней среды, отклоняющие визирный луч от горизонтального положения, примерно одинаковы по знаку и размеру в заднем и переднем отсчетах и почти не входят в превышение h_{AB} .

Нивелирный ход. Нивелирование, как правило, начинают с *исходного* репера (марки) или с точки, высота которой известна. Указанное выше нивелирование производится с одной постановки прибора в пределах одной станции. Если требуется определить превышение между точками А и К (рис. 5.40), значительно удаленными одна от другой, то нивелирование производят с нескольких станций, последовательно связывая каждую станцию со смежной. Таким образом составляется *нивелирный ход*.

В процессе такого *последовательного* нивелирования точки, общие для двух смежных станций, например, точки В, С и D, называются *связующими* (рис. 5.40).

В случае когда нивелирование производится с целью составления профиля местности по линии А, В, С, D, К (рис. 5.40), определяют высоты этих точек (при условии, что H_A известно):

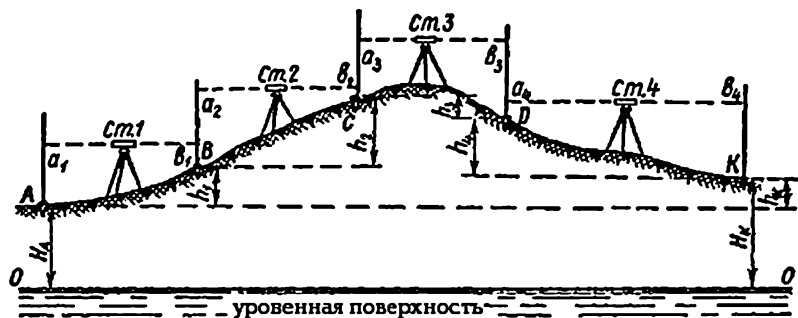


Рис. 5.40. Схема последовательного (сложного) нивелирования

$$H_B = H_A + h_1; H_C = H_B + h_2; H_D = H_C - h_3; H_K = H_D - h_4,$$

т. е. происходит последовательная передача высоты через связующие точки по нивелирному ходу. Между этими точками на местности измеряются расстояния, и они должны быть закреплены, чтобы на них можно было ставить нивелирные рейки.

Если нивелирование производится с целью определения высоты H_K конечной точки при заданной высоте H_A начальной точки, то искомая высота будет равна

$$H_K = H_A + (h_1 + h_2 - h_3 - h_4) = H_A \pm \sum h_i, \quad (5.37)$$

т. е. *высота конечной точки равна высоте исходной точки плюс сумма превышений по нивелирному ходу*. В этом случае в качестве связующих точек используют временные точки, обозначаемые переносными металлическими *костылями* или *башмаками* (рис. 5.41).

При нивелировании особое внимание должно быть уделено связующим точкам, т. к. погрешность, допущенная в высоте связующей точки, передается на все остальные.

При производстве технического нивелирования вместо башмаков и костылей разрешается пользоваться простыми железными костылями или деревянными кольями длиной не менее 20 см. При неустойчивых грунтах, особенно в болотистых местах, рейки и нивелир ставят на более длинные колья, вбиваемые в грунт до отказа.

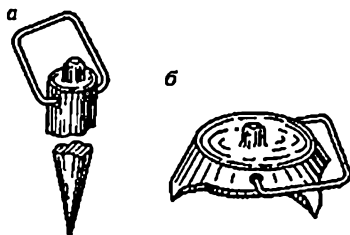


Рис. 5.41. Переносные опоры для реек:
а — костыль; б — башмак без колпака

Если нивелирный ход прокладывают для передачи высоты с исходного репера на определяемую точку т. н. *висячим ходом*, то для контроля ход должен быть двойным, проложенным в прямом и обратном направлениях.

При изысканиях дорог и других линейных сооружений в результате последовательного нивелирования получают высоты всех характерных точек рельефа по оси будущего сооружения, по которым затем можно составить продольный профиль. Попутно производят определение высот точек (промежуточных), расположенных в характерных местах вдоль перпендикуляров к оси будущего сооружения. Такие определения относят к *поперечному нивелированию*.

Для планировки местности при возведении различных инженерных сооружений, городских и поселковых улиц требуется нивелирный план участка в горизонталях; он получается в результате нивелирования поверхности.

5.6.3. Порядок измерения превышений

Последовательность действия на станции при измерении превышения способом «из середины» такова:

1. Нивелир устанавливается посередине между точками, но с учетом удобств для работы *не обязательно в их створе*. Равенство расстояний от нивелира до точек (разность плеч) при техническом нивелировании определяется на глаз.

Предельная длина визирного луча для технического нивелирования принимается равной 100 м (при благоприятных условиях — 150 м), а для нивелирования IV и III классов — 100 и 75 м.

2. Нивелир на станции приводят в *рабочее положение* (приводят ось вращения зрительной трубы в отвесное положение по круглому уровню).

3. Рейки в общем случае ставятся только на закрепленных точках (реперах, колышках, костылях, башмаках и т. д.), между которыми определяется превышение. Рейки на землю устанавливаются лишь при съемке рельефа.

Рейка в процессе отсчета по ней должна удерживаться в вертикальном положении на знаке. Если нивелирные рейки не снабжены отвесом или круглым уровнем для установки их в отвесное положение, то для получения правильного отсчета по рейке реечник производит качание рейки, плавно наклоняя ее от себя в сторону нивелира и на себя, а наблюдатель берет наименьший отсчет, который соответствует отвесному положению рейки. Если отсчет по рейке менее 0500, то рейку не качают.

4. Последовательность снятия отсчетов на станции зависит от точности нивелирования.

При *техническом нивелировании* можно применять следующую упрощенную программу:

— наводят зрительную трубу на черную сторону задней рейки и берут отсчет по средней нити сетки; при этом перед отсчетом по рейке необходимо привести пузырек цилиндрического уровня в нульпункт элевационным винтом; запись отсчетов производится в «Журнал технического нивелирования» (табл. 5.3);

Таблица 5.3

Журнал технического нивелирования

Дата 13.05.1995 г. Нивелир Н-3 : № 40685 Наблюдатель: Бегляров Н.С.
Погода: облачная Видимость: хорошая Записывал: Кнопин К.Н.

Номер станции	Точки стояния рейки	Отсчет по рейке, мм		Превышения, мм	
		задний	передний	вычисленные	средние
1	2	3	4	5	6
1	Реп. 2	1489 (1)		+707 (5)	+706,5 (7)
	A	6271 (2)	0782 (3) 5565 (4)	+706 (6)	
2	A	1210 5992		-1130	- 1131
	B		2340 7124	-1132	

Примечание. В круглых скобках цифры обозначают последовательность действий при измерении превышения и записи результатов в журнале.

- после этого заднюю рейку поворачивают к нивелиру красной стороной и берут отсчет;
- затем наводят трубу на черную сторону передней рейки, тоже берут отсчеты по средней нити сетки;
- после этого переднюю рейку поворачивают к нивелиру красной стороной и берут отсчет;
- на каждой станции осуществляют контроль отсчетов по рейкам двукратным получением превышения.

Расхождение двух значений превышения, определенных как разности отсчетов по черным и красным сторонам реек, не должно быть более 5 мм.

Если расхождение в двух значениях превышения оказалось более 5 мм, то все записи отсчетов, сделанные в журнале нивелирования на этой станции, аккуратно перечеркивают и нивелирование на ней повторяют.

При пользовании односторонними рейками значения превышения вычисляют по отсчетам, полученным при двух горизонтах нивелира, т. е. после вычисления превышения с одной установки нивелира *изменяют* его высоту примерно на 10 см, наблюдают и вычисляют второе значение превышения, которое не должно отличаться от первого более чем на 5 мм.

Допустимую невязку (в мм) в сумме превышений по ходу при техническом нивелировании вычисляют по формуле:

$$f_h \leq 50\sqrt{L}, \text{ мм}, \quad (5.38)$$

где L — длина нивелирного хода или периметр нивелирного полигона (в км).

Каждому нивелиру придается не менее двух односторонних реек.

5.6.4. Нивелирование IV класса

Нивелирование IV класса отличается от технического повышенной точностью измерений. Нормальным расстоянием от нивелира до реек считается 100 м. Особое внимание обращают на равенство расстояний от нивелира до реек; их допустимое неравенство — не более 5 м. Высота линии визирования над поверхностью земли должна быть не менее 0,2 м.

Если нивелирный ход прерывается на перерыв, то башмаки или костыли, на которых ставились рейки на последней станции, остаются на месте. С этой станции работа продолжается после перерыва, и расхождение между значениями превышения, полученными до и после перерыва, допускают не более 5 мм.

Работа по нивелированию производится с двусторонними рейками. После установки нивелира в рабочее положение поря-

док наблюдений следующий. Наводят зрительную трубу на черную сторону задней рейки и берут отсчеты по верхней и средней нитям сетки. Затем наводят трубу на черную сторону передней рейки, тоже берут отсчеты по верхней и средней нитям сетки. После этого рейки поворачивают к нивелиру красными сторонами и берут отсчеты сначала по передней, а потом по задней рейкам. Отсчеты по верхней нити используются для вычисления расстояния до рейки.

Начало отсчета на красных сторонах двух реек неодинаково: на одной рейке 4687, а на другой — 4787. Это служит контролем правильного чередования реек на связующих точках при проложении хода.

Запись отсчетов производится в журнал нивелирования. Допустимую невязку (в мм) в превышениях нивелирования IV класса вычисляют по формуле:

$$f_h \leq 20\sqrt{L} \text{ (мм)}, \text{ мм.} \quad (5.39)$$

5.6.5. Классификация нивелиров

Современные нивелиры по конструктивным особенностям (способу формирования линии визирования, способу определения отсчетов по рейке и др.) можно подразделить на: оптические, цифровые и лазерные.

В оптических нивелирах наблюдатель визуально фиксирует отсчет по рейке и записывает его в журнал измерений.

Особенностью цифровых нивелиров является наличие встроенного программного обеспечения, электронного устройства для снятия отсчетов по специальной штрих-кодовой рейке с высокой точностью. После наведения зрительной трубы на рейку, фокусирования изображения рейки и нажатия клавиши программа автоматически обрабатывает результаты измерения и отображает на ЖК-дисплее значение отсчета по рейке и расстояние до нее.

Лазерные нивелиры основаны на использовании в нивелире оптического квантового генератора (лазера), создающего видимую визирную линию или плоскость. При пересечении видимой плоскостью специальной рейки на ней высвечивается горизонтальная световая линия, по которой берут отсчет. Нивелирные рейки могут быть с визуальным или фотозлектрическим наведением на центр светового пучка.

Согласно государственному стандарту нивелиры по точности делятся на три группы:

— *высокоточные* типа Н-05, предназначенные для нивелирования I и II классов и позволяющие получать средние квадрати-

ческие погрешности на 1 км хода, не превышающие $\pm(0,5 - 1,0)$ мм;

— *точные* (типа 3Н-2КЛ, 4Н-2КЛ), предназначенные для нивелирования III и IV классов и позволяющие получать средние квадратические погрешности на 1 км хода, не превышающие $\pm 2,0$ мм;

— *технические* (типа 3Н-5Л) предназначенные для инженерно-технических работ и позволяющие выполнять нивелирование с точностью не ниже ± 5 мм на 1 км хода.

В ряде случаев точность определения превышений зависит от вида топографо-геодезических работ и диктуется соответствующими ведомственными инструкциями и может колебаться от ± 15 до ± 50 мм.

5.6.6. Устройство и поверки нивелира

Нивелиры по способу установки визирной оси в горизонтальное положение выпускают в двух исполнениях: с цилиндрическим уровнем при зрительной трубе и с компенсатором углов наклона.

Принципиальная схема нивелира представлена на рис. 5.42.

Нивелиры с элевационным винтом имеют четыре оси (рис. 5.42):

— вертикальная ось нивелира ZZ_1 (ось вращения зрительной трубы);

— визирная ось зрительной трубы VV_1 ;

— ось цилиндрического уровня $U_r U_r$;

— ось круглого уровня $U_a U_a$.

Основным требованием к взаимному расположению частей нивелира является требование параллельности оси $U_r U_r$ цилиндрического уровня и визирной оси VV_1 зрительной трубы.

Малогабаритный оптический нивелир 3Н-5Л относится к нивелирам технической точности с элевационным винтом (рис. 5.43). Применяют его при создании высотного обоснования топографических съемок, на строительных площадках, при проведении изысканий и т. п.

На верхней части корпуса находится визирное устройство 3, которое служит для предварительного наведения зрительной трубы на рейку. Зрительная труба нивелира и цилиндрический уровень вместе размещены внутри общего корпуса 2 верхней части прибора для уменьшения влияния одностороннего нагрева на точность нивелирования. Нивелир имеет зрительную трубу прямого изображения с внутренней фокусировкой. Фокусирование зрительной трубы осуществляют кремальерой, а четкого изображения сетки нитей добиваются вращением диоптрийного кольца окуляра 6.

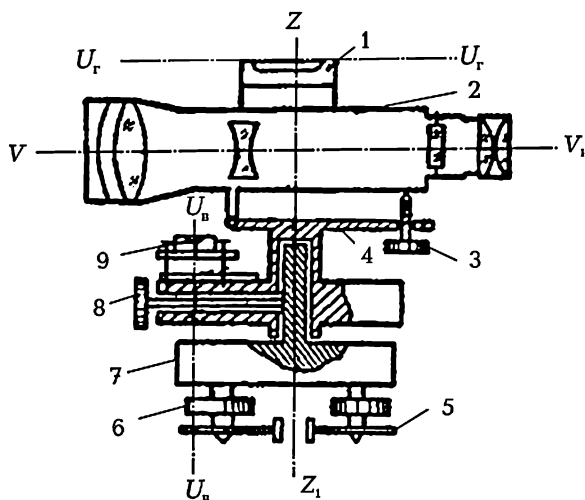


Рис. 5.42. Схема расположения основных блоков оптического нивелира типа ЗН-5Л:

- 1 — контактный цилиндрический уровень при зрительной трубе;
 2 — корпус зрительной трубы; 3 — элевационный винт, предназначенный для изменения наклона визирной оси относительно вертикальной оси;
 4 — линейка, соединяющая зрительную трубу и цилиндрический уровень с осью вращения нивелира; 5 — пружинящая пластинка с резьбовым отверстием для станкового винта; 6 — подъемный винт; 7 — подставка (трегер); 8 — закрепительный винт; 9 — круглый уровень

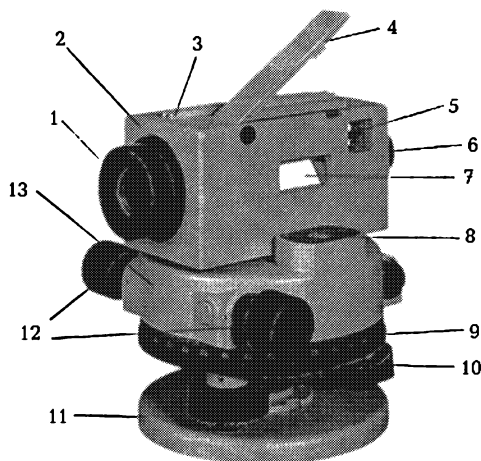


Рис. 5.43. Общий вид нивелира ЗН-5Л:

- 1 — объектив зрительной трубы; 2 — корпус; 3 — механический визир;
 4 — зеркало; 5 — юстировочный винт цилиндрического уровня;
 6 — окуляр зрительной трубы; 7 — экран подсветки уровня; 8 — круглый уровень; 9 — кольцо лимба; 10 — подъемный винт; 11 — подставка;
 12 — головки наводящего винта

С помощью зеркала 4 наблюдают за положением пузырька цилиндрического уровня, а белый экран 7 подсвечивает цилиндрический уровень снизу. Зрительную трубу нивелира вместе с цилиндрическим уровнем можно наклонять в вертикальной плоскости относительно нижней части корпуса с помощью элевационного винта.

Головки бесконечного наводящего винта 12 расположены по обе стороны прибора, что делает удобной работу как правой, так и левой рукой.

Между алидадной частью и подставкой расположен горизонтальный лимб 9, который можно установить в требуемое положение. При вращении зрительной трубы прибора горизонтальный лимб остается неподвижным. Цена деления лимба равна 1° . Для предварительной установки вертикальной оси уровня в отвесное положение используют круглый уровень 8.

В нивелирах с компенсаторами (рис. 5.44) в рабочем положении — когда вертикальная ось ZZ_1 занимает отвесное положение, — ограничиваемом максимальным компенсируемым наклоном зрительной трубы, визирная ось VV_1 должна занимать горизонтальное положение. Кроме того, ось круглого уровня $U_n U_v$, по которому устанавливается ось вращения ZZ_1 алидадной части нивелира в отвесное положение, должна быть параллельна этой оси. Соблюдение этого условия особенно необходимо в нивелирах с компенсаторами наклона.

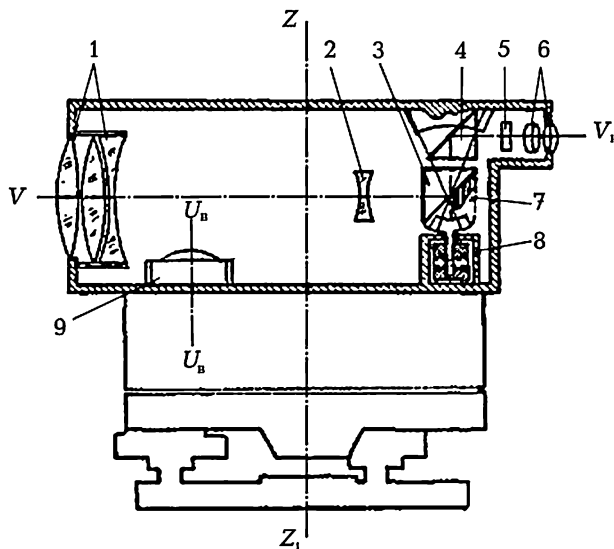


Рис. 5.44. Принципиальная схема нивелира с компенсатором:

- 1 — объектив зрительной трубы; 2 — фокусирующая линза;
- 3 — прямоугольная подвижная призма компенсатора, подвешенная на двух парах скрещивающихся нитях; 4 — неподвижная призма компенсатора;
- 5 — пластинка сетки нитей; 6 — окуляр; 7 — ограничитель, предохраняющий нити компенсатора от обрывов; 8 — успокоитель колебаний призмы 3 поршневого типа (демпфер); 9 — круглый уровень

Для удобства работы с нивелиром ставится требование, чтобы горизонтальная нить в зрительной трубе, которая используется для отсчитывания по рейке, располагалась перпендикулярно вертикальной оси нивелира ZZ_1 .

Оптический нивелир 3Н-ЗКЛ (рис. 5.45) предназначен для геометрического нивелирования с помощью визирного луча, автоматически устанавливающегося горизонтально при помощи компенсатора наклона зрительной трубы. Диапазон работы компенсатора равен $\pm 15'$.

Как отмечалось ранее, он относится к нивелирам технической точности. Зрительная труба позволяет получить прямое изображение, а горизонтальный лимб — измерять и строить на местности горизонтальные углы. Цена деления лимба 1° , а цена деления круглого установочного уровня $5'$.

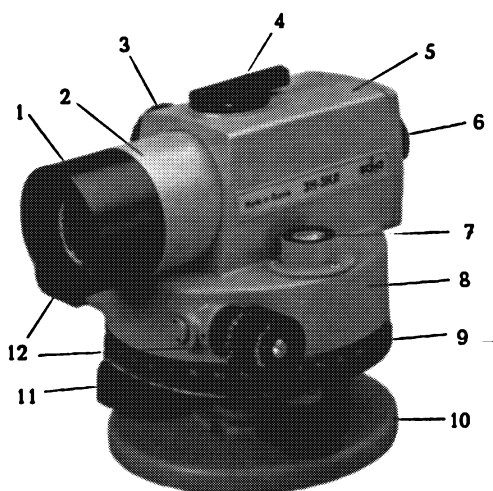


Рис. 5.45. Общий вид нивелира 3Н-ЗКЛ:

1 — блenda на объектив; 2 — корпус зрительной трубы; 3 — кремальера фокусирующая; 4 — оптический визир; 5 — корпус; 6 — окуляр зрительной трубы; 7 — круглый уровень; 8 — алидадная часть; 9 — кольцо лимба; 10 — подставка; 11 — подъемный винт 12 — головки наводящего винта

В нижней части корпуса нивелира размещены вертикальная ось и механизм наводящего винта для точного наведения прибора по азимуту. Головки бесконечного наводящего винта 12 находятся с двух сторон. Закрепительный винт отсутствует, но имеется фрикционное сцепление вертикальной оси и втулки, поэтому нивелир можно наводить на рейку наводящим винтом без ограничения угла поворота. Горизонтальный лимб 9 вращают рукой. Во время измерения горизонтального угла лимб остается в неподвижном состоянии.

Приведение вертикальной оси нивелира в отвесное положение выполняется подъемными винтами 11 при помощи установочного уровня 7.

Взаимное расположение осей нивелира должно соответствовать принципу измерения превышения. Чтобы такое соответствие обеспечивалось, выполняют поверки геометрических условий нивелира в следующей последовательности.

Поверка круглого (установочного) уровня: *ось круглого уровня должна быть параллельна оси вращения зрительной трубы нивелира.*

Устанавливают уровень между двумя подъемными винтами и, действуя подъемными винтами, приводят пузырек в нуль-пункт. Поворачивают верхнюю часть нивелира на 180°. Если после этого пузырек остался в нуль-пункте, то условие выполнено. В противном случае выполняют юстировку уровня. Для контроля действия повторяют.

Перед последующими поверками нивелир приводят в рабочее положение, т. е. устанавливают ось вращения в отвесное положение.

Поверка правильности установки сетки нитей: *вертикальная нить сетки должна быть параллельна оси вращения зрительной трубы нивелира.*

В защищенном от ветра месте на тонком шнуре подвешивают отвес. В 15–20 м от отвеса устанавливают нивелир и совмещают один из концов вертикальной нити сетки с отвесом. Если другой конец нити отходит от отвеса не более чем на ширину нити, то условие выполнено. При несоблюдении условия ослабляют крепежные винты окулярной части зрительной трубы и после поворота сетки за счет люфта в отверстиях для винтов, удерживающих оправу сетки в корпусе трубы, добиваются соблюдения условия поверки.

Для контроля действия повторяют, после чего сетку закрепляют.

Поверка главного геометрического условия: *ось цилиндрического уровня должна быть параллельна визирной оси.*

Способ 1. Поверка производится двойным нивелированием одной и той же линии с разных ее концов. Линия длиной 70–80 м закрепляется кольями *A* и *B* (рис. 5.46, *a*), а нивелир устанавливают в середине между ними. Если визирная ось параллельна оси уровня, то по задней и передней рейкам, отвесно установленным на точках *A* и *B*, будут получены верные значения отсчетов a_1 и b_1 , по которым вычислено правильное (действительное) превышение

$$h_1 = a_1 - b_1.$$

Если же визирная ось составляет с осью уровня некоторый угол ν , то будут прочитаны отсчеты

$$a_2 = a_1 + \Delta a_1 \text{ и } b_2 = b_1 + \Delta b_1,$$

где Δa_1 и Δb_1 — их погрешности.

При $\Delta a_1 \neq \Delta b_1$ превышение

$$h_1' = a_2 - b_2 = (a_1 + \Delta a_1) - (b_1 + \Delta b_1)$$

будет содержать погрешность. Но при равных расстояниях от нивелира до задней и передней реек $\Delta a_1 = \Delta b_1$ и искомое превышение

$$h_1' = a_2 - b_2 = a_1 - b_1 = h_1$$

не будет содержать погрешности.

Затем устанавливают нивелир окуляром над точкой А (рис. 5.46, б), производят установку нивелира по круглому уровню в рабочее положение и измеряют высоту прибора i с помощью рейки (отвесное расстояние от верха колышка до центра окуляра).

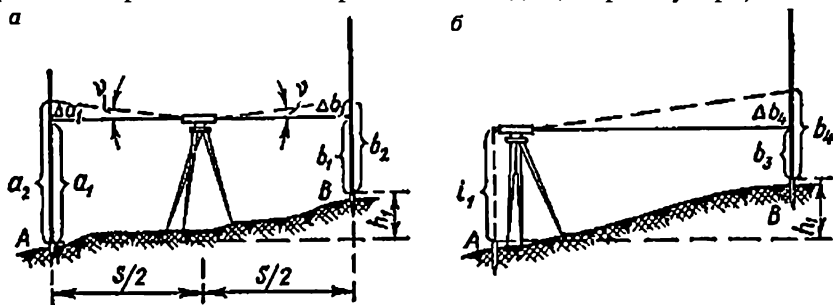


Рис. 5.46. Схема проверки главного геометрического условия

В точке В устанавливают рейку. Берут отсчет по рейке b_4 , предварительно приводя пузырек цилиндрического уровня в нуль-пункт вращением элевационного винта. Вычисляют превышение

$$h_2 = i - b_4$$

и сравнивают его с верным превышением h_1 .

Если визирная ось и ось цилиндрического уровня не параллельны, то расхождение в превышениях h_2 и h_1 будет превышать 5 мм при расстоянии $S = 100$ м.

Тогда чтобы добиться выполнения условия, надо, сохранив нивелир над точкой А, сделать следующее:

— действуя элевационным винтом, установить на рейке верный (свободный от погрешности Δb_4) отсчет b_3 , который определяют по формуле

$$b_3 = i - h_1;$$

— привести пузырек цилиндрического уровня в нуль-пункт при помощи двух вертикальных исправительных винтов уровня.

После этого проверку повторяют.

Способ 2. Точки *A* и *B* нивелируют дважды по способу «вперед». При этом сначала нивелир устанавливают над точкой *A*, измеряют его высоту i_1 и берут отсчет b_1 по рейке, поставленной отвесно в точке *B*. Вычисляют превышение

$$h_1' = i_1 - b_1.$$

Затем нивелир устанавливают над точкой *B*, измеряют его высоту i_2 и берут отсчет b_2 по рейке, поставленной в точке *A*. В этом случае превышение

$$h_2' = i_2 - b_2.$$

Поскольку расстояния от нивелира до реек здесь были одинаковыми, отсчеты b_1 и b_2 содержат одинаковую погрешность $x = \Delta b_1 = \Delta b_2$. Действительные превышения на станциях h_1 и h_2 можно получить, исключив из отсчетов эту погрешность x , т. е.

$$h_1' = i_1 - (b_1 - x) \text{ и } h_2' = i_2 - (b_2 - x),$$

но так как $h_1 = -h_2$ (по абсолютному значению превышения равны), то

$$i_1 - b_1 + x = -i_2 + b_2 - x,$$

а погрешность, обусловленная непараллельностью визирной оси и оси цилиндрического уровня,

$$x = 0,5 [(b_1 + b_2) - (i_1 + i_2)]. \quad (5.40)$$

Погрешность считается допустимой, если x не превышает 5 мм на 100 м расстояния между нивелиром и рейкой. Если погрешность x окажется больше указанного предела, то, сохраняя нивелир над точкой *B*, вычисляют правильный отсчет b_0 по рейке, установленной в точке *A*:

$$b_0 = b_2 - x.$$

При помощи элевационного винта среднюю нить сетки зрительной трубы наводят на отсчет b_0 . При этом пузырек цилиндрического уровня уходит с контакта. Затем, действуя вертикальными исправительными винтами цилиндрического уровня, совмещают изображения концов пузырька уровня «на контакт». Для контроля после этого поверку повторяют.

Погрешность за несоблюдение главного условия можно выразить углом ν (вертикальный угол, образованный визирной осью зрительной трубы и горизонтальной линией), который не должен быть более 10".

Значение угла ν вычисляют по формуле:

$$\nu'' = [(i_1 + i_2) - (b_1 + b_2)]\rho'' / 2S, \quad (5.41)$$

Угол ν измеряют не менее трех раз. Расхождение между значениями угла ν не должно превышать $5''$. Если расхождение допустимо, то вычисляют среднее арифметическое значение угла ν .

Поверки нивелира с компенсатором выполняют по следующей программе.

1. Поверка установочного круглого уровня — *ось круглого уровня должна быть параллельна оси вращения нивелира.*

Отклонение пузырька уровня от нуля-пункта при повороте на 180° не должно быть более одного деления уровня.

2. Поверка положения сетки нитей производится так же, как у нивелира с уровнем.

3. Поверка главного условия нивелира — *в пределах работы компенсатора визирный луч зрительной трубы должен быть горизонтальным.*

Поверка производится так же, как и поверка главного условия нивелира с уровнем (см. рис. 5.46, а, б).

Юстировка выполняется установкой верного отсчета при помощи вертикальных исправительных винтов сетки нитей.

4. *Определение погрешности недокомпенсации.* Устанавливают нивелир посередине в створе между рейками на расстоянии 100 м. Нивелир устанавливают на штативе так, чтобы один из подъемных винтов был в створе нивелира — рейка. Определяют превышения на станции последовательно при разных положениях пузырька круглого уровня (наклоны к объективу, к окуляру, влево и вправо), но в пределах работы компенсатора. Наклоны нивелира выполняются при помощи подъемных винтов. Если средние значения превышений, полученные при разных положениях пузырька круглого уровня, отличаются от среднего при положении пузырька уровня в нульпункте более чем на 1 мм, то нужно регулировать компенсатор в лабораторных условиях.

5.6.7. Определение превышения методом тригонометрического (геодезического) нивелирования

Тригонометрическое нивелирование производится при решении различных инженерных задач. Его достоинством является возможность передачи высот на большие расстояния. Для определения превышения h_{AB} между точками А и В (рис. 5.47) в одной из точек (точке А) устанавливают теодолит-тахеометр, а в точке В — веху или рейку.

Теодолит приводится в рабочее положение. Наводят визирную ось на одну из точек визирного знака (рейки или вехи) и измеряют угол наклона $\nu_{\text{виз}}$. Если для линии D_{AB} горизонтальное приложение равно S_{AB} , то, как следует из рисунка,

$$h_{AB} = h'_{AB} + i_A - v = S_{AB} \operatorname{tg} v_{\text{виз}} + i_A - v, \quad (5.42)$$

где $v_{\text{виз}}$ — угол наклона визирного луча, в общем случае не равный углу наклона линии местности к горизонту v_{AB} .

Если $i_A = v$, формула (5.42) упрощается, когда расстояние D_{AB} не превышает 300 метров. Поэтому линии OB_i и AB_r , а также отрезки i_A и v параллельны. Общий случай нивелирования показан на рис. 5.47, б, когда AO и BB' — отвесные линии, не параллельные между собой. Соответственно линии OB_i и AB_r — дуги, параллельные исходной отсчетной уровенной поверхности. При этом и визирный луч OB' также не прямая линия. Под воздействием вертикальной рефракции он будет изгибаться к поверхности Земли. Если через ось вращения трубы теодолита в точке O провести касательные OB_r и OB_k к OB' и OB_i , то получится треугольник $OB_k B_r$, близкий к прямоугольному (т. к. угол при точке B_k при расстоянии 4–5 км отличается от прямого угла всего на 3'). В нем касательную OB_k можно приравнять к горизонтальному расстоянию S_{AB} . Поэтому с учетом обозначений на рис. 5.47, б можно записать, что

$$h_{AB} = S_{AB} \operatorname{tg} v_{\text{виз}} + i_A - v + f. \quad (5.43)$$

Здесь f — общая поправка за кривизну Земли и рефракцию, которая вычисляется по формуле $f = k - r$, где r — поправка за рефракцию; k — поправка за кривизну Земли.

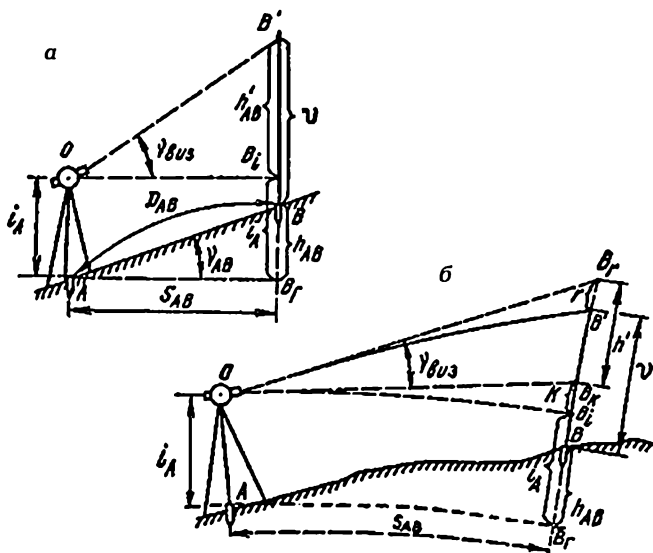


Рис. 5.47. Схема тригонометрического нивелирования:
а — для малых расстояний; б — в общем случае

В процессе топографической съемки рельефа горизонтальное проложение вычисляется по формуле:

$$S_{AB} = D \cos^2 v_{\text{виз}}.$$

где D — расстояние, определенное при помощи нитяного дальномера при $v_{\text{виз}} < 3^\circ$.

Подставляя это значение S_{AB} в формулу (5.43), получим:

$$h_{AB} = \frac{1}{2} D \sin 2v_{\text{виз}} + i_A - v + f. \quad (5.44)$$

Формула (5.44) называется *тахеометрической*.

Высота прибора i_A обычно измеряется рейкой или рулеткой, высота визирования v измеряется как расстояние между точкой В (верх колышка) и точкой наведения визирной оси.

Если визировать на метку рейки, сделанную на высоте прибора i_A и пренебрегать значением f , то формула (5.44) примет вид:

$$h_{AB} = \frac{1}{2} D \sin 2v_{\text{виз}}. \quad (5.45)$$

Это сокращенная формула тригонометрического нивелирования, которой широко пользуются на практике.

При тригонометрическом нивелировании превышения определяют с округлением до 0,01 м, а потому поправку за кривизну Земли и рефракцию учитывают при расстояниях, превышающих 300 м, т. к. поправка f при расстоянии 400 м достигает 1 см.

Тригонометрическим нивелированием можно определять превышения между точками, расположенными на значительном расстоянии друг от друга, используя последовательное нивелирование. Такой ход называется *высотным*. Для контроля и повышения точности измерений расстояния и превышения между двумя связующими смежными точками высотного хода определяют дважды: в *прямом* и *обратном* направлениях или наведением трубы теодолита-тахеометра на разные части рейки. Если расхождение между двумя превышениями не более 4 см на 100 м хода, то находят среднее арифметическое, а знак берут прямого превышения. Алгебраическая сумма всех средних превышений по ходу соответствует превышению между конечными точками хода. Высоты точек хода вычисляют по формуле (5.37).

5.6.8. Уравнивание нивелирного хода между двумя реперами

Когда ход проложен от начального репера с известной высотой $H_{\text{н}}$ до репера с высотой $H_{\text{к}}$, то практическая сумма превышений по ходу $\sum h_{\text{np}}$, подсчитанная в журнале или на рабочей схеме хода, должна быть равна разности высот конечного и начального реперов, т. е.

$$\sum h_{\text{np}} = -(H_{\text{к}} - H_{\text{н}}) = 0.$$

Однако измерения превышений по ходу сопровождаются случайными погрешностями, и это дает невязку в превышениях

$$f_h = \sum h_{np} - (H_k - H_n),$$

т. е. невязка нивелирного хода, проложенного между реперами, равна практической сумме превышений минус разность высот конечного и начального реперов.

Невязка хода не должна быть более допустимой, определяемой по формулам (5.38) или (5.39) при геометрическом нивелировании.

Уравнивание превышений состоит в том, что полученную невязку распределяют с обратным знаком поровну на каждое превышение с округлением до 1 мм.

При вычислении высот определяемых точек по формуле (5.36) используют исправленные поправками измеренные превышения, начиная с заданной высоты начального репера H_n . В результате вычислений по исправленным превышениям должна быть получена известная высота конечного репера H_k , что является контролем правильности вычислений.

Вопросы и задачи для самопроверки

1. Что называется высотой точки местности и превышением между точками?
2. Чем отличается тригонометрическое нивелирование от геометрического?
3. Напишите формулы определения превышения геометрическим нивелированием способами вперед и из середины.
4. Что называется горизонтом нивелира?
5. Назовите нивелирные работы, выполняемые сложным нивелированием.
6. Сформулируйте главное условие поверки нивелиров с уровнем и с компенсатором.
7. Какими способами проверяют выполнение главного условия нивелиров?
8. Что и как исправляют в нивелире, если главное условие не выполнено?
9. Почему при геометрическом нивелировании не учитывают кривизну Земли и влияние рефракции?
10. В чем преимущество нивелирования из середины перед нивелированием вперед?
11. Какие точки в нивелирном ходе являются связующими?
12. В чем состоит контроль превышений на станции?
13. Как вычисляют высоты связующих и промежуточных точек?
14. В чем состоит контроль отсчетов по рейке на связующих точках при нивелировании?

СОЗДАНИЕ ГЕОДЕЗИЧЕСКОЙ СЪЕМОЧНОЙ СЕТИ

6.1. Общие понятия о геодезических съемочных сетях

Геодезические работы по измерению линий, углов и высот точек на местности, в результате которых получают необходимые данные для составления планов, карт и профилей, называют *геодезической съемкой*. Геодезические съемки проводятся по принципу *от общего к частному*. Этот принцип предполагает первоначальное создание на местности системы точек, координаты которых определяют в выбранной системе координат. Такая система называется *геодезической съемочной сетью*. Затем с этих точек различными методами проводится съемка элементов ситуации и рельефа.

Работы по построению съемочной геодезической сети выполняются в следующей последовательности:

- подготовительный процесс;
- составление проекта;
- рекогносцировка на местности;
- измерение углов и сторон;
- обработка результатов измерений и вычисление координат точек сети.

При подготовительных работах собирают и изучают имеющиеся картографо-геодезические материалы на данную территорию и устанавливают их пригодность для дальнейшего использования; составляют каталог координат опорных пунктов, расположенных на данной территории; проектируют вид съемочной геодезической сети в соответствии с характером местности, предназначенной для съемки.

Сличение проекта с натурой называется *рекогносцировкой* местности. Она заключается в осмотре опорных пунктов, выборе наиболее выгодного метода построения съемочной сети, уточнения взаимной видимости между точками и закрепление этих точек на местности.

Съемочная сеть может иметь вид сети треугольников (рис. 6.1, а), системы теодолитных ходов в форме замкнутых полигонов (многоугольников) (рис. 6.1, б), системы разомкнутых ходов (рис. 6.2, в), раз-

личного вида засечек (рис. 6.1, г, е). Ход, проложенный внутри полигона для съемки ситуации, называют *диагональным* (6.1, б). Любое из этих построений на местности опирается на исходные (опорные) пункты с уже известными координатами.

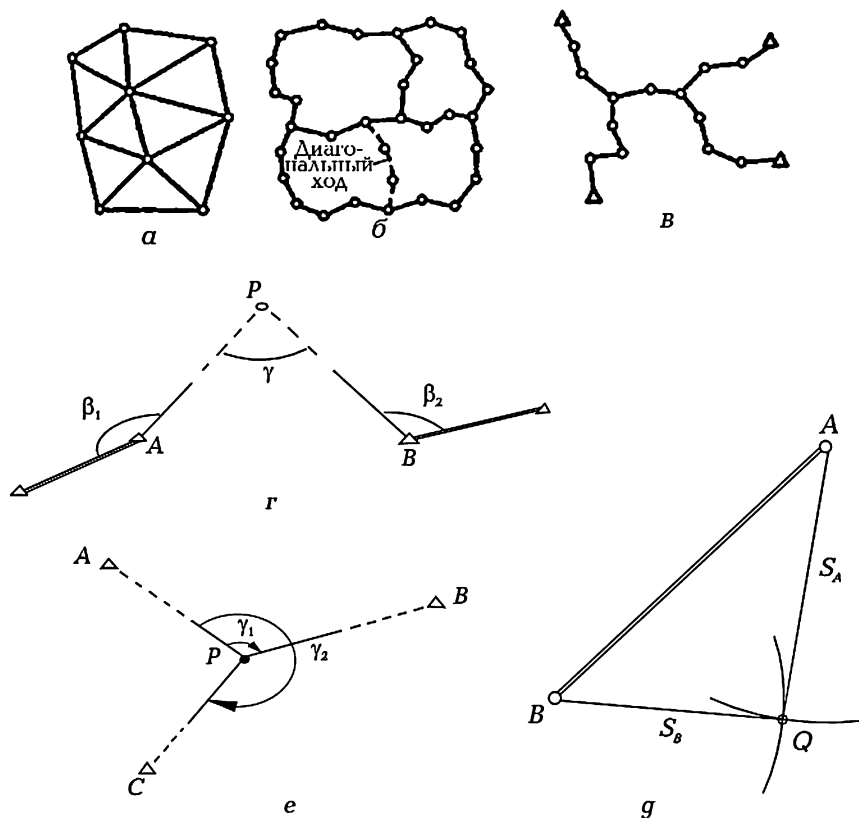


Рис. 6.1. Схемы построения съемочных сетей:
 а — сеть треугольников; б — сеть полигонов; в — система ходов, привязанных к геодезическим пунктам; г — прямая угловая засечка; г — прямая линейная засечка; е — обратная засечка.

Замкнутые теодолитные ходы прокладывают по внешним границам снимаемых участков, разомкнутые — вдоль вытянутых узких контуров (дорог, трубопроводов и др.)

Перед производством измерений все вершины (поворотные точки) полигонов, ходов и засечек закрепляют на местности геодезическими знаками (кольями, столбами и пр.). После этого измеряют длины сторон (линий) полигонов и ходов, горизонтальные углы между ними, углы наклона линий для последующего вычисления их горизонтальных проложений.

При съемке небольших участков съемочная сеть может представлять собой один полигон, один ход или одиночные точки, полученные засечками.

Для измерения линий в полигонах и ходах применяют стальные мерные ленты, рулетки, дальномеры различных видов и другие приборы, позволяющие измерять линии с относительной погрешностью не грубее $1/2000$.

Горизонтальные углы при создании съемочной геодезической сети измеряют при помощи теодолитов со среднеквадратической погрешностью не более $0,5'$.

Способы закрепления точек съемочной сети, порядок установки теодолита в рабочее положение, порядок измерения горизонтального угла и линий хода были рассмотрены ранее.

Непосредственно на станции выполняются все вычисления и, только убедившись в качестве измерений, переходят на следующую точку.

6.2. Создание плановой геодезической съемочной сети методом проложения теодолитного хода

Полярный метод определения координат точек. В геодезической практике для определения координат точки P на местности измеряют горизонтальный угол β (рис. 6.2) между направлением AB с известным дирекционным углом α_{AB} и направлением BP на определяемую точку и горизонтальное проложение линии BP , равное S .

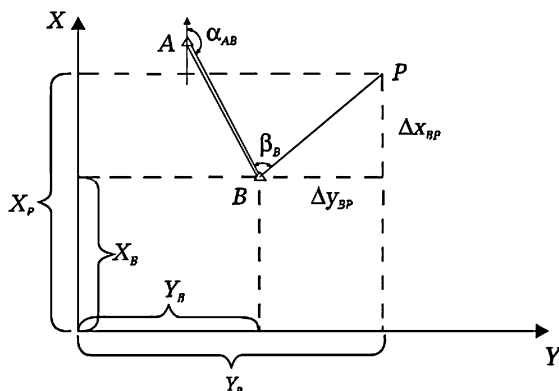


Рис. 6.2. Схема полярного метода определения координат точки P

Далее вычисляют $\alpha_{BP} = \alpha_{AB} \pm 180^\circ + \beta$. Решая прямую геодезическую задачу, находят приращения координат и координаты искомой точки. Такой метод передачи координат называют *полярным методом*. Несколько точек, последовательно определяемых полярным методом, составляют *теодолитный ход*.

Составление рабочей схемы съемочной сети и контроль полевых измерений. В обработку включают только качественные, правильно и аккуратно оформленные полевые измерения. Во избежание случайных ошибок, просчетов, неверных зачеркиваний результатов измерений, обработку начинают с проверки полевых журналов.

При этом контролируют вычисления значений углов, их средних величин, а также проверяют качество измерения горизонтальных проложений. Проверенные измерения выписывают в рабочую схему теодолитных ходов (рис. 6.3), строго соблюдая расположение записи значения угла (справа или слева по ходу, внутри замкнутого полигона или снаружи) с записью в журнале.

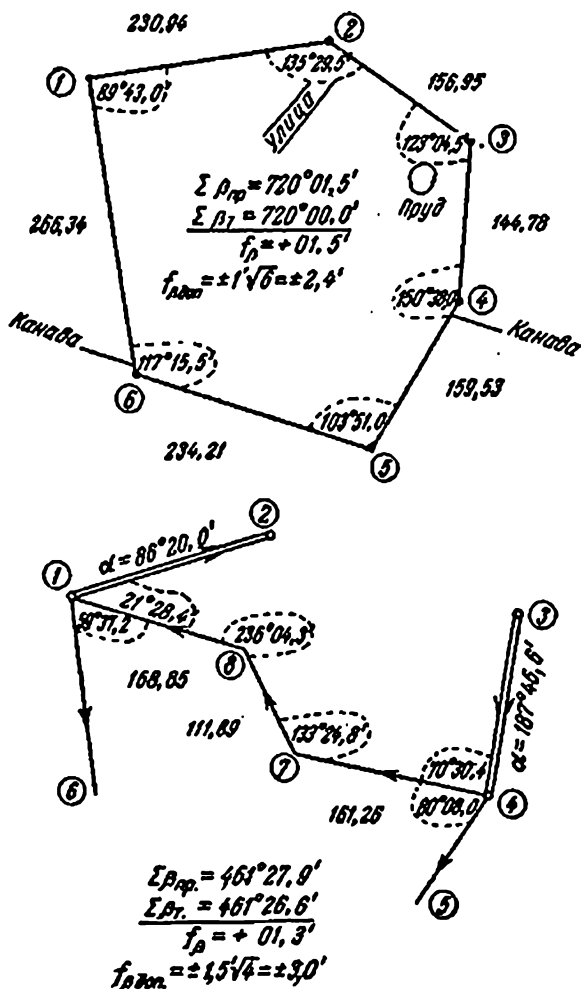


Рис. 6.3. Рабочая схема съемочных теодолитных ходов

Среднее значение горизонтальных проложений выписывают вдоль линии. Схему стараются составить в удобном произвольном масштабе.

По схеме составляют ведомость вычисления координат точек теодолитного хода.

Обработка результатов измерений теодолитного хода. Объем вычислений координат точек теодолитных ходов сравнительно невелик и очень часто выполняется непосредственно на вычислительной технике с ограниченными возможностями. Поэтому при вычислительной обработке используют стандартные бланки — «*Ведомости вычисления координат*», в которых и записываются все этапы вычислений (см. табл. 6.1).

Основное требование — это аккуратность записи и применение основных правил геодезических вычислений: значения углов в строках должны быть четко записаны вычислительным шрифтом. При этом градусы должны быть записаны под градусами, минуты под минутами и их десятые доли соответственно под такими же значениями предыдущих строк. Такое же требование предъявляется к записи значений горизонтальных проложений, т. е. метры под метрами, дециметры под дециметрами и т. д.

Поправки должны подписываться над той частью числа, в которую она вводится, т. е. если исправляются десятые доли минуты (в угловых измерениях), то и поправки должны быть записаны над десятymi долями минут. В линейных измерениях поправки в сантиметрах должны быть над сантиметрами. Очень часто поправки выписывают красным цветом.

Красным же цветом выписывают (или подчеркивают) *исходные данные*: начальный и конечный дирекционные углы, а также координаты начального и конечного исходных пунктов.

Порядок заполнения «Ведомости вычисления координат» (табл. 6.1):

1) В первый столбец выписывают названия исходных пунктов и точек хода, во второй — все измеренные углы. Горизонтальные углы, измеренные на исходных пунктах, называются *примычными*.

Обязательно нужно следить за тем, чтобы измеренные углы были или левыми, или правыми по ходу. Путаница в итоге приведет к ошибкам в вычислениях.

2) Подсчитывается сумма измеренных углов (в табл. 6.1 — правые) и вычисляется теоретическое значение этой суммы по формуле:

$$\sum_{i=1}^n \beta_{\text{теор}} = \alpha_{\text{кон}} - \alpha_{\text{нач}} + 180^\circ n, \quad (6.1)$$

где $\alpha_{\text{кон}}$, $\alpha_{\text{нач}}$ — дирекционные углы исходных направлений; n — число измеренных углов.

Таблица 6.1

Ведомость вычисления координат точек полигона

№ точек	Измеренный угол	Дирекционный угол	Горизонтальное проложение, м	Приращения координат, м		Координаты, м	
				Δx	Δy	X	Y
1	2	3	4	5	6	7	8
	-0,2						
1	89°43,0'			+1	+8	0,00	0,00
	-0,2	86°20,0'	230,94	+14,77	+230,46		
2	135°29,5'				+4	+14,78	+230,54
	-0,3	130°50,7'	156,95	-102,55	+118,72		
3	123°04,5'				+4	-87,77	+349,30
	-0,3	187°46,5'	144,78	-143,44	-19,61		
4	150°38,0'				+4	-231,21	+329,73
	-0,3	217°08,8'	159,53	-127,15	-96,50		
5	103°51,0'			+1	+8	-358,36	+233,27
	-0,2	293°18,1'	234,21	+92,64	-215,10		
6	117°15,5'			+1	+9	-265,71	+18,25
		356°02,8'	266,34	+265,70	-18,34		
1						0,00	0,00
$\Sigma_{\text{впр.}}$	720°01,5'	$\Sigma S =$	1192,8	+373,11	+349,18		
$\Sigma_{\text{втр.}}$	720°00,0'			-373,14	-349,55		
f_{β}	+01,5'			$f_x = -0,03$	$f_y = -0,37$		
$f_{\beta_{\text{доп}}}$	$1' \sqrt{6} = 2,4'$			$f_s^2 = f_x^2 + f_y^2$			
				$f_s = 0,37$			
			$f_{\text{отн}} = f_s / \Sigma S = 1/3200$				
				$1/3200 \leq 1/3000$			

Формула (6.1) справедлива для левых углов, в случае измеренных правых углов формула имеет следующий вид:

$$\sum_{i=1}^n \beta_{\text{теор}} = \alpha_{\text{нач}} - \alpha_{\text{кон}} + 180^\circ n. \quad (6.2)$$

Если обрабатываются углы в замкнутом полигоне, то

$$\sum_{i=1}^n \beta_{\text{теор}} = 180^\circ (n - 2), \quad (6.3)$$

где n — число измеренных углов.

Имея значения $\sum_1^n \beta_{\text{изм}}$ и $\sum_1^n \beta_{\text{теор}}$, вычисляют угловую невязку в ходе

$$f_{\beta} = \sum \beta_{\text{изм}} - \sum \beta_{\text{теор}},$$

которая не должна превышать предельную

$$f_{\beta} = 1' \sqrt{n},$$

где n — число измеренных углов.

3) Если вычисленная невязка не превышает предельную, то ее распределяют, вводя поправки поровну в каждый измеренный угол со знаком противоположным невязке, т. е. поправка в каждый угол $v_{\beta} = -f_{\beta} / n$. Поправки выписывают над значениями соответствующих углов.

Необходимо убедиться, что вся невязка распределена; для этого суммируют все поправки и сравнивают с невязкой, т. е.

$$\sum v_{\beta} = -f_{\beta}.$$

4) Теперь, зная исходный дирекционный угол и правые измеренные углы β , можно вычислить дирекционные углы всех последующих направлений теодолитного хода по формуле

$$\alpha_i = \alpha_{i-1} \pm 180^{\circ} - (\beta_{\text{прав}} + v_{\beta}), \quad (6.4)$$

где α_i — интересующий дирекционный угол линии; α_{i-1} — дирекционный угол предыдущей линии; v_{β} — поправка в измеренный угол.

Для нашего случая (см. «Ведомость»):

$$\alpha_{2-3} = \alpha_{1-2(\text{нач})} \pm 180^{\circ} - (\beta_2 + v_{\beta 2}),$$

$$\alpha_{3-4} = \alpha_{2-3} \pm 180^{\circ} - (\beta_3 + v_{\beta 3}),$$

.....

$$\alpha_{1-2(\text{кон})} = \alpha_{6-1} \pm 180^{\circ} - (\beta_1 + v_{\beta 1}).$$

Если вычисления верны, то в результате известное значение исходного дирекционного угла конечного направления должно точно совпасть с вычисленным. В противном случае нужно искать ошибку в вычислениях.

В случае использования левых измеренных углов дирекционный угол последующей линии равен дирекционному углу предыдущей плюс или минус в зависимости от величины дирекционного угла 180° и плюс измеренный угол со своей поправкой, т. е.

$$\alpha_i = \alpha_{i-1} \pm 180^{\circ} + (\beta + v_{\beta}) \quad (6.5)$$

5) В зависимости от имеющихся вычислительных средств иногда удобно использовать для дальнейших вычислений румбы направлений.

Вычисление приращений координат и координат точек теодолитного хода. Имея для каждой стороны хода дирекционный угол и горизонтальное проложение, вычисляют приращения координат и поправки к ним, а затем, решая прямую геодезическую задачу, и координаты последующих точек. Знаки приращений нужно проставить в соответствии с величиной дирекционного угла или названием румба.

Таким образом, переходя от координат начальной точки, последовательно можно прийти к координатам конечной точки:

[illegible]

Сложим все равенства по каждой оси координат, считая, что измерения выполнены без ошибок; тогда

$$X_{\text{кон}} = X_{\text{нач}} + \sum \Delta x_{\text{теор}}, \quad Y_{\text{кон}} = Y_{\text{нач}} + \sum \Delta y_{\text{теор}} \quad (6.7)$$

$$X_{\text{КОИ}} - X_{\text{НАЧ}} = \Sigma \Delta x_{\text{ТЕОД}}, \quad Y_{\text{КОИ}} - Y_{\text{НАЧ}} = \Sigma \Delta y_{\text{ТЕОД}}. \quad (6.8)$$

Для полигона $X_{\text{кон}} = X_{\text{нач}}$ и $Y_{\text{кон}} = Y_{\text{нач}}$, поэтому теоретически алгебраическая сумма приращений координат по каждой оси должна быть равна нулю, т. е.

$$\Sigma \Delta x_{\text{reop}} = 0, \quad \Sigma \Delta y_{\text{reop}} = 0. \quad (6.8)$$

В действительности же результаты полевых измерений содержат погрешности, поэтому равенства (6.8) не выполняются, т. е.

$$\sum \Delta x_{\text{II D}} \neq 0, \sum \Delta x_{\text{VII D}} \neq 0.$$

Тогда суммарные значения вычисленных приращений координат будут отличаться от теоретического значения их сумм на величину невязок по осям координат, т. е.

$$\begin{aligned} f_{\Delta x} &= \sum \Delta x_{\text{np}} - \sum \Delta x_{\text{теор}}, \\ f_{\Delta y} &= \sum \Delta y_{\text{np}} - \sum \Delta y_{\text{теор}}. \end{aligned} \quad (6.9)$$

Для определения допустимости невязок вычисляют линейную невязку хода по формуле:

$$f_s = \sqrt{f_{\Lambda}^2 + f_{\Delta y}^2}.$$

Однако на практике оценка точности линейных измерений характеризуется относительной невязкой, т. е.

$$\frac{f_s}{\sum_1^n S} = \frac{1}{N}. \quad (6.10)$$

Величина относительной невязки f_s в периметре не должна превышать $1/3000$ для благоприятных условий линейных измерений и $1/1000$ для неблагоприятных. В «Ведомости» эти вычисления выполнены в нижней части страницы.

Если невязка f_s в периметре допустима (см. табл. 6.1), то невязки $f_{\Delta x}$ и $f_{\Delta y}$ в приращениях распределяют с обратными знаками на все приращения (по соответствующей оси) пропорционально горизонтальным проложениям линий (чем длиннее горизонтальное проложение, тем большую поправку получает приращение координат), т. е. поправки в приращения вычисляют по формулам:

$$v_x = f_{\Delta x} S_i / \Sigma S \quad \text{и} \quad v_y = f_{\Delta y} S_i / \Sigma S.$$

Например, поправка в приращение линии 1–2 по оси ординат будет (см. табл. 6.1) $v_y = +0,37 \times 231/1193 = +0,08$ м.

Контролем вычисления поправок служит равенство — сумма поправок в приращения по каждой оси должна равняться невязке с обратным знаком.

Поправки записывают в «Ведомость» над той же частью числа, в которую она вводится.

Последним этапом обработки теодолитного хода является вычисление координат каждой точки по формулам (6.6) с учетом поправки в каждом приращении.

Задача считается решенной, если при сложении координаты предпоследней точки хода с последним исправленным поправкой приращением получено точное значение координат конечной точки хода ($X_{\text{кон}}$; $Y_{\text{кон}}$).

Оценка точности положения точек теодолитного хода выполняется с применением приближенной формулы:

$$m_t = \sqrt{m_s^2 \frac{n}{4} + \left(\frac{m_p}{\rho} L \right)^2 \frac{n^2 + 2}{48n}}, \quad (6.11)$$

где m_s и m_p — соответственно СКП измерения линий хода и углов; n — число измеренных углов хода; L — периметр хода.

Эта формула является строгой для вытянутого хода с примерно одинаковыми сторонами и характеризует погрешность положения точки хода, расположенной в середине хода.

Пример. Рассчитаем СКП положения средней точки теодолитного хода, координаты которой вычислены в табл. 6.1, считая, что $m_p = 0,5'$, $n = 6$, средняя длина линии хода $S = 200$ м, $m_s = S/2000 = 200/2000 = 0,10$ м, $L = 1200$ м.

По этим данным получаем:

$$m_t = \sqrt{m_s^2 \frac{n}{4} + \left(L \frac{m_p}{\rho} \right)^2 \frac{n^2 + 2}{48n}} = \sqrt{1 \cdot 10^{-2} \cdot 1,5 + \left(1200 \frac{0,5}{3438} \right)^2 \frac{38}{288}} = 0,14 \text{ м.}$$

Таким образом, СКП положения точки в середине хода $m_t = 0,14$ м.

6.3. Особенности построения и вычислительной обработки съемочных сетей в городских условиях

В городских условиях, как правило, отсутствуют наземные (грунтовые) знаки ввиду их недолговечности. В связи с этим закрепление опорной геодезической сети проводят стенными знаками, продолжительность жизни которых значительно дольше наземных знаков. Однако здесь возникают трудности, связанные с привязкой к исходным пунктам, т. к. не удастся установить прибор на такой знак, а, следовательно, нет возможности произвести измерение примычного угла.

Рассмотрим несколько возможных схем построения съемочно-обоснования с привязкой к стенным знакам.

6.3.1. Теодолитный ход, опирающийся на два исходных пункта без измерения примычных углов (координатная привязка)

Общая идея вычислительной обработки такого хода (рис. 6.4) заключается в следующем:

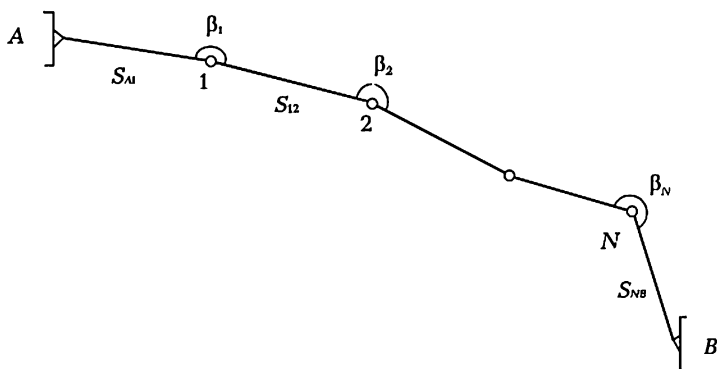


Рис. 6.4. Схема теодолитного хода, опирающегося на два исходных стенных знака A и B

- линии A—1 приписывают произвольный дирекционный угол α_{A-1}^0 ;
- по измеренным углам и линиям вычисляют предварительные координаты точек хода, включая точку B;
- в связи с тем, что дирекционный угол линии A—1 выбран произвольно, весь ход развернется на угол $\delta\alpha$, а точка B займет положение точки B' (рис. 6.5);

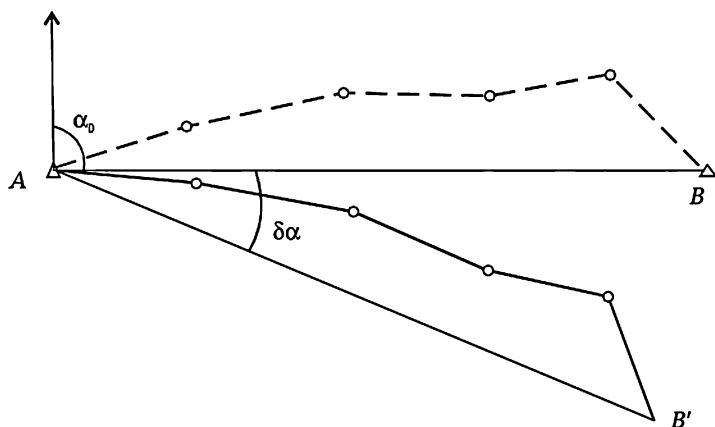


Рис. 6.5. Схема разворота фактического (AB) и вычисленного (AB') теодолитного хода

— для вычисления угла разворота $\delta\alpha$ необходимо рассчитать по координатам точек A , B и B' дирекционные углы α_{AB} и $\alpha_{AB'}$, а также расстояния S_{AB} и $S_{AB'}$. Величина $\delta S = S_{AB} - S_{AB'}$ должна быть меньше $\frac{S_{AB}}{2000}$, что является контролем измерений;

— поправку в принятый дирекционный угол вычисляют по формуле $\delta\alpha = \alpha_{AB} - \alpha_{AB'}$. Тогда значение дирекционного угла линии $A-1$ можно вычислить из соотношения $\alpha_{A-1} = \alpha_{A-1}^0 + \delta\alpha$, учитывая знак $\delta\alpha$;

Пример вычислительной обработки хода с координатной привязкой

Между двумя стенными знаками $A(X_A = 100,000 \text{ м}; Y_A = 100,000 \text{ м})$ и $B(X_B = 72,021 \text{ м}; Y_B = 742,774 \text{ м})$ проложен теодолитный ход (рис. 6.5).

При этом получены результаты:

№№ точек	Углы	Линии
A		
		147,357
1	177°09'14"	
		179,245
2	183°52'53"	
		149,754
3	176°56'47"	
		152,405
B		

Вычислить координаты точек теодолитного хода.

1. Вычисление координат точек хода с приближенным значением дирекционного угла линии А–1.

Вычисления выполним в табл. 6.2, приняв дирекционный угол линии А–1 $\alpha_{A1}^0 = 60^\circ 00' 00''$.

Таблица 6.2

№№ точек	Измеренные углы	Дирекционные углы	Расстояния	Δx	Δy	X	Y
1	2	3	4	5	6	7	8
A						100,000	100,000
		60°00'00"	179,245	89,622	155,231	189,622	255,231
1	177°09'14"	62°50'46"	149,754	68,345	133,248	257,968	388,479
2	183°52'53"	58°57'53"	152,405	78,575	130,588	336,542	519,067
3	176°56'47"	62°01'06"	162,205	76,105	143,243	412,647	662,310
B							

2. Вычисление дирекционных углов и расстояний между исходными точками (заданной и вычисленной) из решения обратных геодезических задач.

$$S_{AB}^{пкх} = 643,383 \quad S_{AB}^{змч} = 643,382$$

$$\alpha_{AB}^{пкх} = 92^\circ 29' 33'' \quad \alpha_{AB}^{змч} = 60^\circ 55' 33'' .$$

Расхождение заданного и вычисленного расстояний составляет

$$f_s = 0,001 \text{ м, что составляет } \frac{f_s}{S} = \frac{0,001}{643} = \frac{1}{643000}, \text{ что является величиной допустимой.}$$

Вычисление угла разворота:

$$\delta\alpha = \alpha_{AB}^{пкх} - \alpha_{AB}^{змч} = 92^\circ 29' 33'' - 60^\circ 55' 33'' = 31^\circ 34' 00'' .$$

Вычисление дирекционного угла линии А – 1.

$$\alpha_{AB} = \alpha_{A1}^0 + \delta\alpha = 60^\circ 00' 00'' + 31^\circ 34' 00'' = 91^\circ 34' 00'' .$$

Вычисление окончательных значений координат точек хода.

Вычисления выполним в табл. 6.3.

Таблица 6.3

№№ точек	Измеренные углы	Дирекционные углы	Расстояния	Δx	Δy	X	Y
1	2	3	4	5	6	7	8
A							
		91°34'00"	179,245			100,000	100,000
1	177°09'14"	94°24'46"	149,754	-4,901	179,178	95,099	279,178
2	183°52'53"	90°31'53"	152,405	-11,522	149,310	83,577	428,488
3	176°56'47"			-1,413	152,398		
		93°35'06"	162,205	-10,143	161,888	82,163	580,886
B						72,021	742,774

Следует отметить, что такое построение является ненадежным, т. к. даже грубые ошибки в угловых измерениях не могут быть обнаружены при контроле методом сравнения расстояний S_{AB} и S_{AB}' .

Покажем это на примере рассмотренного выше хода, но в угол 2 введем грубую ошибку $\Delta = -2^\circ$.

Пример вычислительной обработки хода с координатной привязкой (грубая ошибка в измерении угла)

1. Вычисление координат точек хода с приближенным значением дирекционного угла линии $A-1$.

Вычисления выполним в табл. 6.4, приняв дирекционный угол линии $A-1$ $\alpha_{A1}^0 = 60^\circ 00' 00''$.

2. Вычисление дирекционных углов и расстояний между исходными точками (заданной и вычисленной) из решения обратных геодезических задач.

$$S_{AB}^{\text{исх}} = 643,383 \quad S_{AB}^{\text{выч}} = 643,359$$

$$\alpha_{AB}^{\text{исх}} = 92^\circ 29' 33'' \quad \alpha_{AB}^{\text{выч}} = 61^\circ 54' 12''.$$

Расхождение заданного и вычисленного расстояний составляет

$f_s = 0,024$ м. Это составляет $\frac{f_s}{S} = \frac{0,024}{643} = \frac{1}{27000}$, что является величиной допустимой.

Вычисление угла разворота

$$\delta\alpha = \alpha_{AB}^{\text{исх}} - \alpha_{AB}^{\text{выч}} = 92^\circ 29' 33'' - 60^\circ 55' 33'' = 31^\circ 34' 00''.$$

Вычисление дирекционного угла линии $A-1$.

$$\alpha_{AB} = \alpha_{A1}^0 + \delta\alpha = 60^\circ 00' 00'' + 30^\circ 34' 21'' = 90^\circ 34' 12''.$$

Вычисление окончательных значений координат точек хода.
Вычисление выполним в табл. 6.5.

Таблица 6.4

№№ точек	Измерен- ные углы	Дирек- ционные углы	Рассто- яния	Δx	Δy	X	Y
1	2	3	4	5	6	7	8
A							
						100,000	100,000
1	177°09'14"	60°00'00"	179,245	89,622	155,231	189,622	255,231
2	183°52'53"	62°50'46"	149,754	68,345	133,248	257,968	388,479
		60°57'53"	152,405	73,969	133,251		
3	176°56'47"					331,937	521,730
B		64°01'06"	162,205	71,059	145,812	402,996	667,542

Таблица 6.5

№№ точек	Измерен- ные углы	Дирек- ционные углы	Рассто- яния	Δx	Δy	X	Y
1	2	3	4	5	6	7	8
A							
						100,000	100,000
1	177°09'14"	90°35'21"	179,245	-1,843	+0,006 179,236	98,157	279,242
2	183°52'53"	93°26'07"	149,754	-8,973	+0,006 149,485	89,184	428,733
3	176°56'47"	91°33'14"	152,405	-4,133	+0,006 152,349	85,051	581,088
					+0,005		
B		94°36'27"	162,205	-13,030	161,681	72,021	742,774

Внешне контроли сходятся, но, как видно из сравнения координат точек в табл. 6.3 и 6.5 произошло значительное искажение координат точек.

Для надежного контроля полевых измерений в таком построении необходимо как минимум с одной точки хода производить измерения углов на дополнительные точки с известными координатами (рис. 6.6). После вычисления координат хода необходимо вычис-

лять по рассчитанным дирекционным углам угол γ . Для расчета допустимого расхождения можно использовать неравенство $|\Delta_\beta| \leq 2,5m_\beta \sqrt{n}$, где n — число измеренных углов в ходе.

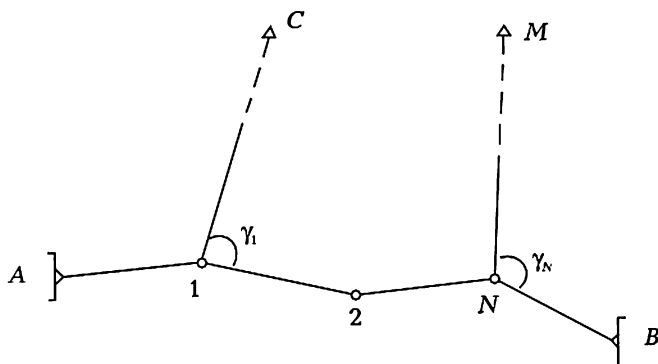


Рис. 6.6. Схема хода с контрольными измерениями углов на твердые точки

Пример вычислительной обработки хода с координатной привязкой с дополнительными измерениями (ход без грубых ошибок).

В условиях первого примера добавим измерение угла $\gamma = 37^\circ 54' 47''$ на точке 1 на дополнительную точку $C(X_C = 380,171; Y_C = 710,215)$ и т. 2.

1. По вычисленным координатам точки 1 и координатам т. C, решая обратные геодезические задачи, вычисляем дирекционный угол линии 1–C. Он оказался равным $\alpha_{1-C} = 56^\circ 31' 15''$.

2. Вычисленное значение угла $\gamma_{\text{выч}} = 37^\circ 54' 31''$.

3. Расхождение между вычисленным и измеренным углами составляет $16''$ при допустимых $f_\beta = 2,5m_\beta \sqrt{n} = 2,5 \cdot 10'' \sqrt{4} = 50''$.

Пример вычислительной обработки хода с координатной привязкой с дополнительными измерениями (ход с грубой ошибкой в угловых измерениях).

В условиях второго примера используем тот же измеренный угол $\gamma = 37^\circ 54' 47''$ на точке 1 на дополнительную точку $C(X_C = 380,171; Y_C = 710,215)$ и т. 2.

1. По вычисленным координатам точки 1 и координатам т. C, решая обратные геодезические задачи, вычисляем дирекционный угол линии 1–C. Он оказался равным $\alpha_{1-C} = 56^\circ 48' 02''$.

2. Вычисленное значение угла $\gamma_{\text{выч}} = 37^\circ 36' 44''$.

3. Расхождение между вычисленным и измеренным углами составляет $18' 03''$ при допустимых $f_\beta = 2,5m_\beta \sqrt{n} = 2,5 \cdot 10'' \sqrt{4} = 50''$. Такое расхождение в контрольных измерениях говорит о значительных погрешностях в вычисленных значениях координат.

6.3.2. Система теодолитных ходов с одной узловой точкой

Рассмотрим один из возможных методов вычислительной обработки такого построения. Первоначально выбирают произвольные значения дирекционных углов линий $A-1$, $B-2$ и $C-3$ (рис. 6.7).

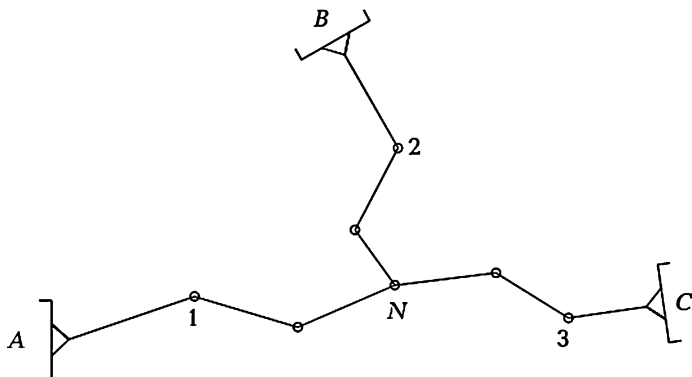


Рис. 6.7. Схема теодолитных ходов с одной узловой точкой

Используя предварительные значения дирекционных углов α_{A1}^0 , α_{B2}^0 и α_{C3}^0 , вычисляют предварительные значения координат точки N по каждому ходу. При этом получают значения N' , N'' и N''' . Решая обратные геодезические задачи по линиям AN' , BN'' и CN''' , находят длины образующих по каждому из трех ходов $S_{AN'}$, $S_{BN''}$ и $S_{CN'''}$, а также их дирекционные углы $\alpha_{AN'}$, $\alpha_{BN''}$ и $\alpha_{CN'''}$.

По известным координатам исходных точек и трем расстояниям определяют окончательное значение координат точки N методом линейной засечки по трем измеренным расстояниям.

Далее, повторно решая обратные геодезические задачи, находят дирекционные углы направлений AN , BN и CN . Это дает возможность вычислить поправки в дирекционные углы начальных направлений $\delta\alpha_{AN} = \alpha_{AN} - \alpha_{AN'}$, $\delta\alpha_{BN} = \alpha_{BN} - \alpha_{BN''}$ и $\delta\alpha_{CN} = \alpha_{CN} - \alpha_{CN'''}$.

Вычислив дирекционные углы начальных направлений $\alpha_{A1} = \alpha_{A1}^0 + \delta\alpha_{AN}$, $\alpha_{B2} = \alpha_{B2}^0 + \delta\alpha_{BN}$ и $\alpha_{C3} = \alpha_{C3}^0 + \delta\alpha_{CN}$, рассчитывают координаты точек всех ходов.

Такое построение, как и предыдущее, является ненадежным, т. к. также не выявляет грубые погрешности в угловых измерениях даже при хорошем решении линейной засечки по трем полученным расстояниям.

Для контроля измерений, как и в предыдущих построениях, необходимо в каждом отдельном ходе выполнить измерение углов на дополнительные твердые точки.

6.3.3. Теодолитный ход, опирающийся на четыре исходных пункта без угловой привязки на них

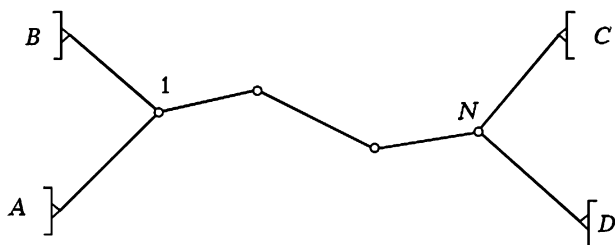


Рис. 6.8. Схема теодолитного хода, опирающегося на четыре стенных знака

При таком построении (рис. 6.8) предварительно необходимо решить треугольники $AB1$ и DNC . Это дает возможность вычислить дирекционные углы линий $A1$ и NC . После этого вычисления сводятся к обработке теодолитного хода, рассмотренной в п. 6.2, т. е. осуществляется передача дирекционных углов, вычисляются приращения координат, а затем, координаты искомых точек.

7.1. Виды топографических съемок

В зависимости от целей съемка может быть горизонтальная, вертикальная и топографическая (совместная).

Горизонтальная съемка состоит в измерении на местности, чаще всего по границам участка (многоугольника), горизонтальных углов и линий, необходимых для составления *планов*. Затем внутри участков местности проводят детальную съемку подробностей — контуров ситуации (лес, луг, реки, дороги, здания и т. д.).

Вертикальная съемка заключается в измерении на местности высот характерных точек рельефа вдоль выбранного направления на земной поверхности с целью составления по результатам измерений *профиля* местности.

Топографическая (совместная) съемка является одновременно горизонтальной и вертикальной съемкой, по результатам которой составляют планы или карты с изображением на них условными знаками объектов местности и форм рельефа местности.

Все измерения производят с помощью определенных приборов, приемов и способов, которые применяют соответственно в каждом конкретном случае. В зависимости от применяемых приборов и методов съемки можно рассмотреть несколько их видов:

- **теодолитная** съемка — это горизонтальная съемка с использованием теодолита;

- **мензульная** съемка — съемка с применением мензулы. Может быть как горизонтальной, так и топографической в зависимости от поставленной задачи;

- **тахеометрическая** съемка с применением тахеометра, т. е. прибора, с помощью которого можно измерять расстояния, горизонтальные и вертикальные углы и превышения. Обычно результатом тахеометрической съемки является топографический план;

- **аэрофотосъемка**, выполняемая по материалам фотографирования земной поверхности с летательных аппаратов. Процесс создания планов по материалам аэрофотосъемки рассматривается в дисциплине «аэрофотогеодезия».

Любая съемка включает в себя:

- создание геодезической съёмочной сети. *Съёмочной геодезической сетью* называют совокупность точек, надежно закрепленных на местности, положение которых в плане и по высоте определено в заданной системе координат;
- съемка ситуации и рельефа (объектов местности и контуров). Съемка ситуации и рельефа внутри участка выполняется с использованием менее точных методов, чем построение геодезической съёмочной сети;
- составление плана, профиля и др.

Каждый вид съемки предполагает свои особые методы создания съёмочной геодезической сети, однако целый ряд геодезических построений может быть общим при любых видах съемки.

7.2. Теодолитная съемка

При *теодолитной съемке* определяется только плановое положение объектов местности и контуров, поэтому съемка является *горизонтальной* (контурной).

При выполнении геодезической съемки участка сначала создают *съёмочное обоснование* в виде замкнутых или разомкнутых теодолитных ходов, точки ходов располагают равномерно как по границе участка, так и внутри него (рис. 7.1).

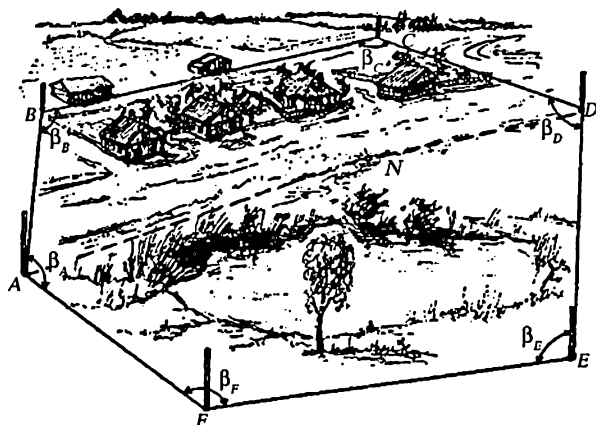


Рис. 7.1. Схема размещения точек съёмочной геодезической сети:
A, B, C, D, E, F — точки по границе участка съемки; N — точка диагонального хода внутри участка съемки

Затем выполняют геодезические измерения для определения взаимного положения (координат) этих точек. Расстояния между точками местности измеряют стальными мерными лентами (рулет-

ками) или дальномерами различных видов, позволяющими достигать точности не грубее 1:2000.

Теодолитную съемку применяют при землеустроительных и кадастровых работах, связанных с составлением контурных планов небольших участков, восстановлением границ землепользований, перенесением проектов землеустройства в натуру, мелиоративными работами и с решением различных инженерно-геодезических задач. При теодолитной съемке, как и при любых других видах съемки, придерживаются принципа «от общего к частному».

7.2.1. Объекты и методы съемки контуров ситуации

Объектами теодолитной съемки могут быть:

- все сельскохозяйственные угодья, которые подразделяются по их хозяйственному использованию на пашню, залежь, сенокос, пастбище, сад, ягодник, виноградник др.;
- не сельскохозяйственные угодья (леса, кустарники, болота, пески, каменистые места, солончаки и др.);
- естественные и искусственные формы рельефа (овраги, промоины, осыпи, обрывы, курганы, ямы и др.);
- населенные пункты, улицы, кварталы и отдельные здания, хозяйственные дворы, фермы, летние лагеря, полевые станы, места захоронений, памятники;
- промышленные объекты, общественные, научные и учебные заведения;
- полосы отвода железных и шоссейных дорог, автострადы, грунтовые дороги, мосты;
- гидрографическая сеть: береговые линии рек, озер, морей, водохранилищ, каналы, канавы, валы и дамбы.

После построения геодезической сети для теодолитной съемки или в процессе построения съемочной сети выполняют съемку контуров ситуации, применяя нижеописанные методы:

Метод прямоугольных координат (перпендикуляров) применяют при съемке вытянутых извилистых контуров ситуации или отдельных точек, примыкающих к теодолитному ходу (рис. 7.2). Из характерных точек контура опускают перпендикуляры на сторону хода, измеряют расстояние от начала линии до основания перпендикуляра (абсциссу) и его длину (ординату).

Перпендикуляры строят экером, а длину их измеряют рулеткой.

Полярный метод (рис. 7.3) применяют на открытой местности при съемке небольших участков и отдельных контуров. Теодолит устанавливают над точкой теодолитного хода или в центре снимаемого участка. Нулевой штрих алидады горизонтального круга совмещают с нулевым штрихом лимба. Открыв лимб, визируют на точку теодолитного хода и закрепив лимб фиксируют полярную ось.

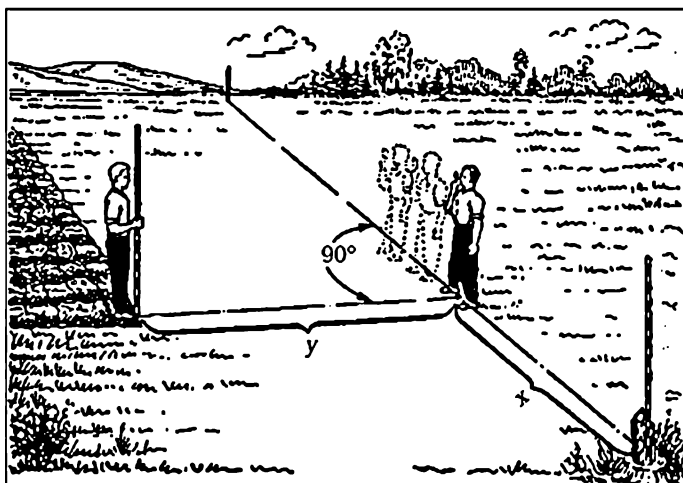


Рис. 7.2. Схема применения метода перпендикуляров

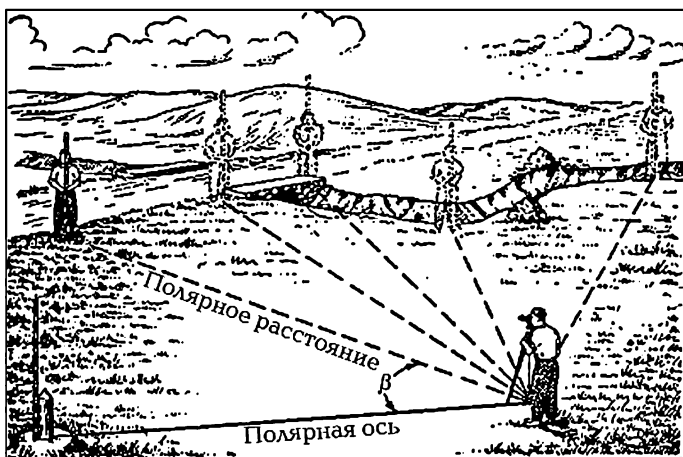


Рис. 7.3. Схема применения полярного метода

Затем, открепив алидаду, визируют на съёмочную точку, берут отсчет по горизонтальному кругу, а по дальномеру расстояние.

Результаты измерений записывают в специальную таблицу (см. рис. 7.6). Затем визируют на следующую точку и т. д. В конце, для контроля, визируют на начальную точку, чтобы убедиться в неизменности ориентировки лимба. Изменение начального отсчета на $2' - 3'$ практически не влияет на точность съемки.

Положение пересечения контуров ситуации со сторонами теодолитного хода отмечают при измерении сторон теодолитного хода.

Метод угловых засечек (рис. 7.4) чаще всего применяют при съемке точек, до которых невозможно измерить расстояние. Он заключается в том, что положение характерных точек контуров ситуации получают путем измерения горизонтальных углов теодолитом с двух-трех точек теодолитного хода.

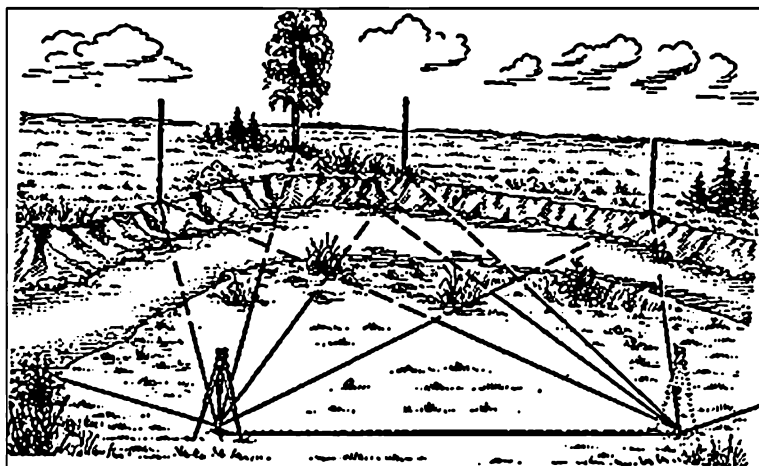


Рис. 7.4. Схема применения метода угловых засечек

Углы засечек не должны быть меньше 40° и больше 140° .

Если вместо углов измерены расстояния до снимаемой точки, то этот метод называется методом *линейной засечки*.

Метод обхода (рис. 7.5) применяют преимущественно при съемке крупных контуров (леса, кустарника, озера, пашни) в закрытой местности.

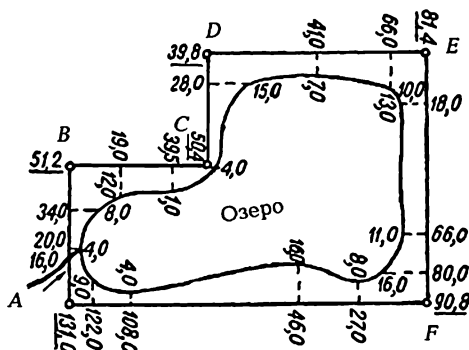


Рис. 7.5. Схема съемки методом обхода

Теодолитный ход прокладывают по контуру и в каждой точке измеряют углы, а между точками — стороны съёмочного теодолитного хода.

Комбинированный метод заключается в том, что при съемке применяют одновременно несколько из рассмотренных методов.

При производстве теодолитной съемки ведется **абрис** — схематический чертеж местности (рис. 7.6), в который вносятся результаты измерений.

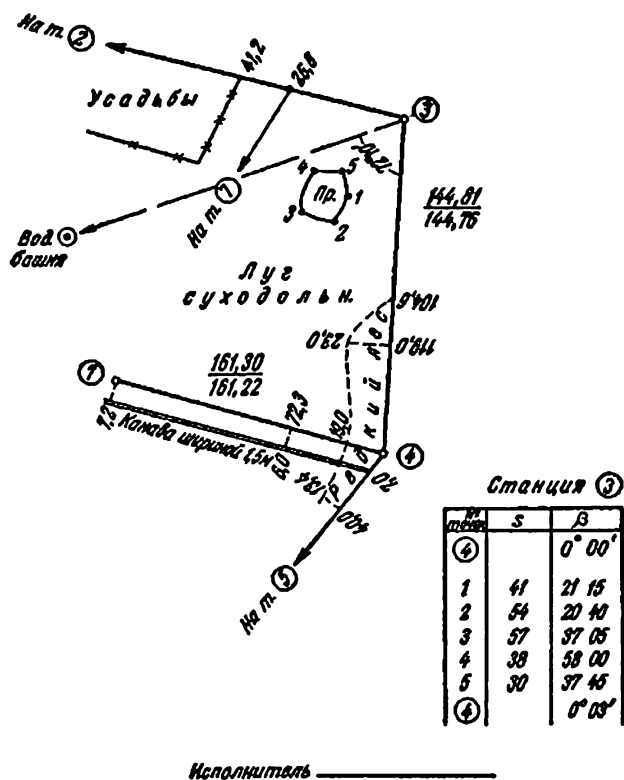


Рис. 7.6. Страница полевого журнала измерений с абрисом

7.2.2. Составление плана теодолитной съемки

Выполненные полевые измерения, их вычислительная обработка завершается графическим оформлением с целью получения **плана теодолитной съемки** (рис. 7.7). План составляют на качественной чертежной бумаге, размер которой зависит от масштаба плана и площади участка съемки. План составляется в карандаше и работа начинается с построения координатной сетки. Сетка имеет вид квадратов со сторонами, как правило, равными 10 см. На листе сетка строится так, чтобы со всех сторон от нее до краев листа бумаги оставались поля, необходимые для оформления рамки плана.

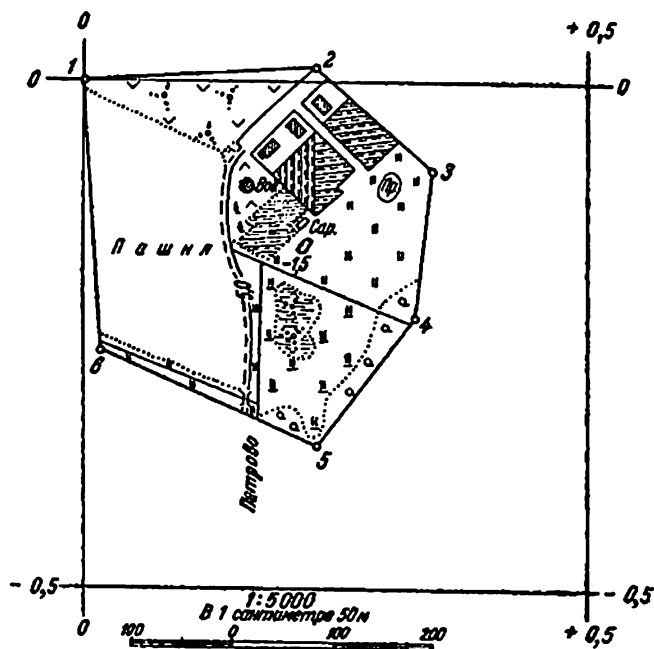


Рис. 7.7. План теодолитной съемки

Выбор способа построения координатной сетки зависит от наличия приборов: с помощью координатографа, циркуля-измерителя и масштабной линейки, линейки Дробышева. Важно, чтобы она представляла собой сетку квадратов, а не ромбов, и стороны ее отличались друг от друга не более чем на 0,05 мм для стационарных приборов, и 0,2 мм для других инструментов.

Построенную сетку подписывают в соответствии с вычисленными значениями координат точек съемочной сети так, чтобы участок съемки расположился в середине листа бумаги. Каждая точка теодолитного хода наносится на план по координатам с помощью масштабной линейки и измерителя. Нанесение каждой пары смежных точек контролируется измерением (с помощью измерителя и масштабной линейки) расстояния между ними. Оно не должно отличаться более чем на 0,3 мм от расстояния, записанного в ведомости координат.

Нанесение элементов ситуации производится в той же последовательности, в какой выполнялась съемка. Ситуация наносится на план относительно точек съемочного обоснования с помощью измерителя, масштабной линейки и геодезического транспортира по данным измерений и абрисов полевых съемок. Характерные точки контуров наносятся такими же методами, какими производилась съемка.

Например, если точки контура снимались со станции полярным методом. Он же будет использован для построения этих точек на плане. При этом транспортир (тахеограф) центром окружности совмещается со станцией, а его нулевой диаметр с линией съёмочного обоснования (*полярной осью*). По дуге транспортира тонко отточенным карандашом отмечается значение углов. По направлениям в масштабе плана откладываются расстояния, взятые в раствор циркуля по масштабной линейке, и т. д.

В первую очередь наносят те элементы ситуации, которые сняты с основного теодолитного хода, а затем с других вспомогательных точек съёмочной сети.

Использование для этих целей обычной школьной линейки недопустимо, т. к. приводит к грубым ошибкам.

Оформление составленного в карандаше плана теодолитной съёмки завершается вычерчиванием тушью ситуации с использованием «Условных знаков» того масштаба, в котором составлен план. Лист плана оформляют рамкой, за пределами которой подписывают его название, масштаб, фамилию исполнителя съёмки, составителя плана и корректора.

Окончательно вычерченный план после контроля сдается заказчику. Контроль осуществляется сличением ситуации плана с местностью и прокладкой между точками обоснования контрольных ходов, с которых попутно снимается ситуация. Этим автоматически проверяется точность построения съёмочного обоснования. При контроле желательно выполнить линейные измерения между характерными точками элементов ситуации. Данные контроля наносятся на план. Погрешности положения точек четко выраженных контуров не должны превышать 0,5 мм в масштабе планов [7]. Для неясно выраженных контуров эта величина составляет 0,7 мм. Предельные погрешности принимаются в два раза большими. Однако их число не должно превышать 10 % от общего числа измерений.

Вопросы и задачи для самопроверки:

1. Для каких целей выполняется теодолитная съёмка?
2. Какие приборы используют при теодолитной съёмке?
3. Что значит установить теодолит в рабочее положение?
4. Как измеряется горизонтальный угол полным приемом?
5. Каково назначение нитяного дальномера?
6. Что такое съёмочная геодезическая сеть?
7. Для чего выполняется рекогносцировка?
8. Как определяют расстояния недоступные для непосредственного измерения?

9. Какие методы съемки контуров используют при теодолитной съемке?
10. Какая последовательность действий при обработке полевых материалов теодолитной съемки?
11. Как вычисляется угловая невязка разомкнутого теодолитного хода?
12. Как вычисляется угловая невязка в замкнутом полигоне?
13. Как вычислить поправки в горизонтальные углы?
14. Как вычислить дирекционные углы в ходе, учитывая поправки в измеренные углы?
15. Как решается прямая геодезическая задача на координаты?
16. В чем заключается обратная геодезическая задача?
17. Как вычисляются невязки в приращениях координат в разомкнутом теодолитном ходе?
18. Как вычисляются теоретические суммы приращений координат в замкнутом теодолитном ходе?
19. Как определяется допустимая линейная невязка теодолитного хода?
20. По какому правилу вычисляются поправки в приращения координат?
21. Как вычисляют координаты точек теодолитного хода?
22. Какой контроль вычисления угловых поправок и поправок в приращения координат?
23. Какой контроль вычисления дирекционных углов и координат в теодолитном ходе?
24. Как составляется и оформляется план теодолитной съемки?

7.3. Мензальная съемка

7.3.1. Сущность мензальной съемки

В процессе мензальной (или углоначертательной) съемки план местности получают непосредственно в поле, при этом горизонтальные проекции углов между прямыми линиями местности строят графически на самом плане. *Мензула* (в переводе с итальянского — столик) представляет собой нижнюю часть мензального комплекта. Верхней его частью является кипрегель. Геометрически мензальный комплект выполняет роль теодолита, лишь отсчет по лимбу горизонтального круга в нем заменяется прочерчиванием направления на планшете по линейке кипрегеля.

От теодолитной мензальная съемка отличается главным образом тем, что измерения на местности и составление плана производятся в поле одновременно. Если при теодолитной съемке горизон-

тальные углы измеряют и выражают в градусной мере, то при мензульной съемке измерение производится при помощи специального прибора — *кипрегеля*, который ставят на обклеенный бумагой планшет на столике, предварительно приведенном в горизонтальное положение, закрепленном на штативе над точкой съемочной сети и ориентированном по другим точкам съемочной сети (рис. 7.8).

Для построения на плане угла bac , равного горизонтальной проекции угла BAC местности (рис. 7.8), через точку a , являющуюся на плане проекцией точки съемочной сети A , визируют при помощи кипрегеля на точку B и прочерчивают на планшете линию ab , а после визирования на точку C — линию ac . Расстояния AB и AC определяют дальномером кипрегеля и, отложив их в принятом масштабе от точки a , на соответствующих линиях плана получают точки b и c — проекции точек B и C местности. Следовательно, угол bac на планшете есть горизонтальный угол между направлениями AB и AC местности.

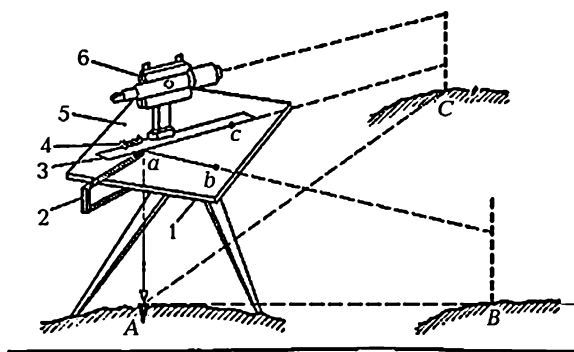


Рис. 7.8. Принцип построения горизонтального угла на мензульном планшете:

1 — мензульная доска; 2 — вилка центрировочная; 3 — линейка кипрегеля; 4 — цилиндрический уровень на линейке; 5 — лист бумаги; 6 — кипрегель

Положение характерных точек местности относительно точки съемочной сети a (станции) определяют либо полярным способом, либо способом засечек. При полярном способе на местности определяют горизонтальные проложения линий до точек преимущественно нитяным дальномером, откладывают их в масштабе плана от точки a и получают положение определяемых точек.

Во время построения направлений на планшете столик должен быть неподвижен, так же как лимб во время измерения угла теодолитом не должен вращаться.

Одновременно со съемкой контуров ситуации снимают рельеф, т. е. определяют высоты характерных точек рельефа и проводят горизонтали.

При съемке ситуации и рельефа применяют главным образом полярный метод.

При мензульной съемке абрис не составляют. Расстояния, измеренные на местности, откладывают на планшете при помощи циркуля-измерителя и масштабной линейки, а иногда записывают в журнал для вычисления превышений.

7.3.2. Мензула и принадлежности к ней. Поверки мензулы

Мензула состоит из мензульной доски (столика), подставки с тремя подъемными винтами, напоминающей нижнюю часть теодолита, и штатива (треноги). У мензул доска вместе с подставкой прикрепляется к штативу станovým винтом, а подъемные винты опираются не на подставку, а на нижнюю поверхность доски. Становой винт является и закрепительным винтом доски, играющей роль горизонтального круга теодолита. Для плавного вращения планшета к подставке прикреплен наводящий винт, работающий при открытом станovém винте.

Принадлежностями мензулы являются вилка для центрирования планшета, дальномерная рейка для измерения расстояний по нитяному дальномеру кипрегеля. Для защиты наблюдателя и планшета от солнца и небольшого дождя применяют топографический зонт.

Перед работой мензульный комплект осматривают и испытывают. Для осмотра нужно собрать мензулу: установить подставку на треногу, привинтить мензульную доску и подставку к треноге, поставить на доску кипрегель. Большинство условий, которым должен удовлетворять теодолит, относится и к мензульному комплекту, но существуют некоторые дополнительные требования.

В собранном виде мензула должна быть устойчивой. Если мензула мало устойчива и недостаточно пружинит, следует выяснить и устранить причины этого явления.

Верхняя поверхность мензульной доски должна быть плоскостью. Выверенную линейку прикладывают ребром в различных направлениях к верхней поверхности мензульной доски и смотрят, нет ли просветов между линейкой и доской.

Верхняя поверхность мензульной доски должна быть перпендикулярна к оси вращения подставки. Чтобы убедиться в этом, на мензульную доску, приведенную в горизонтальное положение, ставят выверенный уровень с ценой деления не более 60". При вращении доски пузырек уровня не должен отклоняться от середины более чем на два-три деления. Такая точность не столько нужна для построения горизонтального угла на планшете, сколько для быстрого приведения пузырька уровня при вертикальном круге на середину перед отсчетом по лимбу вертикального круга.

7.3.3. Кипрегель номограммный КН, его устройство и поверки

К верхней поверхности линейки (рис. 7.9), выполняющей роль алидады теодолита, прикреплены цилиндрический уровень, колонка с вращающейся, как у теодолита, зрительной трубой, вертикальным кругом и цилиндрическим уровнем при вертикальном круге.

Зрительная труба с внутренней фокусировкой дает прямое изображение наблюдаемых предметов, резкость изображения достигается вращением кремальеры. К зрительной трубе прикреплен цилиндрический уровень для работы кипрегелем как нивелиром. Для удобства наблюдения в зрительную трубу предметов под большими углами наклона она снабжена ломаным вращающимся окуляром. Закрепительное и наводящее устройства зрительной трубы находятся на одной оси в верхней части колонки. Уровень при вертикальном круге имеет установочный винт, при помощи которого пузырек приводят на середину перед отсчетом по лимбу вертикального круга. Оба уровня — при вертикальном круге и на зрительной трубе — снабжены откидными зеркальцами для наблюдения за пузырьками уровней.

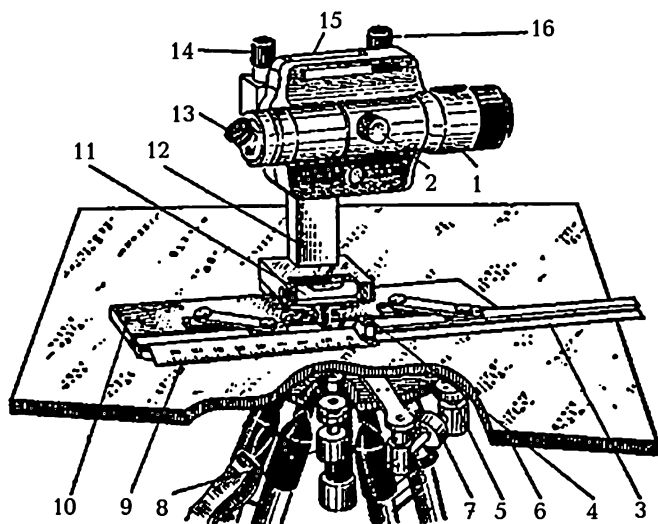


Рис. 7.9. Номограммный кипрегель КН:

- 1 — зрительная труба; 2 — кремальера фокусирующая;
- 3 — дополнительная линейка; 4 — наколочный штифт для нанесения точек; 5 — верхняя часть (диск) подставки; 6 — доска; 7 — наводящий винт подставки; 8 — подъемный винт подставки; 9 — съемная масштабная линейка; 10 — основная линейка кипрегеля;
- 11 — цилиндрический уровень; 12 — колонка кипрегеля; 13 — ломаный окуляр; 14 — наводящий винт трубы; 15 — уровень при вертикальном круге; 16 — винт для установки уровня

К линейке кипрегеля при помощи шарнирных соединений прикреплена дополнительная линейка для параллельного перемещения и удобного прикладывания к точке на планшете.

У некоторых конструкций кипрегелей к дополнительной линейке прикрепляют масштабную с иглой для накола точки.

Так как кипрегель в мензольном комплекте выполняет функции верхней части теодолита, начиная с алидады, то все поверки теодолита относятся и к кипрегелю.

Кроме того, к кипрегелю предъявляются следующие требования.

- *Скошенный край линейки кипрегеля должен представлять собой прямую линию, а нижняя поверхность ее должна быть плоскостью.* Линейку кипрегеля проверяют как всякую линейку, по которой прочерчивают прямые линии. Нижнюю поверхность проверяют прикладыванием линейки к какой-либо выверенной поверхности, принимаемой за плоскость.

- *Вертикальный круг кипрегеля должен быть прочно соединен со зрительной трубой, а алидада — с уровнем при вертикальном круге.* Испытание производят измерением углов наклона на три-четыре точки местности при обоих положениях вертикального круга. Если условие выполнено, то место нуля постоянно.

Чтобы при работе с кипрегелем осуществлялся принцип измерения и графического построения горизонтальных углов на планшете, проверяют выполнение ряда геометрических условий, аналогичных предъявляемым к теодолиту.

- *Ось цилиндрического уровня на линейке кипрегеля должна быть параллельна нижней плоскости линейки.* Для проверки условия линейку кипрегеля ставят на планшет по направлению двух подъемных винтов, приводят ими пузырек уровня на середину и карандашом отмечают положение линейки на планшете. Переставляют кипрегель на 180°. Если условие не выполняется, то исправление выполняется как у теодолита.

- *Визирная ось зрительной трубы должна быть перпендикулярна к горизонтальной оси кипрегеля.* Это условие проверяют точно так же, как у теодолита, лишь вместо отсчетов по лимбу прочерчивают линии на планшете вдоль линейки кипрегеля. Вместо определения среднего значения из двух отсчетов проводят биссектрису угла, образованного линиями, прочерченными по линейке кипрегеля при наблюдении на точку предмета при обоих положениях вертикального круга. К биссектрисе угла приставляют линейку кипрегеля и, действуя исправительными винтами сетки нитей, совмещают крест нитей с изображением наблюдаемой точки предмета. У кипрегеля КН перемещают сетку-призму только в мастерской.

- *Горизонтальная ось кипрегеля должна быть параллельна нижней плоскости линейки.* Это условие проверяют двумя способа-

ми так же, как у теодолита. Для исправления отпускают винты, которыми колонка кипрегеля привинчивается к линейке, и под один край колонки подкладывают листок бумаги или фольги.

• *Вертикальная нить сетки должна быть перпендикулярной к горизонтальной оси кипрегеля.* Эта поверка и исправление производятся двумя способами точно так же, как поверка теодолита.

Установка мензулы в рабочее положение состоит в центрировании планшета, приведении плоскости планшета в горизонтальное положение, ориентировании планшета.

Центрируют мензулу иначе, чем теодолит. Над точкой местности *A* (см. рис. 7.8) центрируют положение этой точки на планшете *a* так, чтобы обе точки оказались на одной отвесной линии. Для центрирования применяют вилку. Конец вилки, совмещаемый с точкой *a* на планшете, должен быть на одной линии с нитью отвеса. Погрешность центрирования в большинстве случаев допускается до половины точности масштаба.

Планшет в *горизонтальное* положение приводят так же, как плоскость горизонтального круга теодолита в горизонтальное положение (или вертикальную ось в отвесное положение), при помощи выверенного уровня на линейке кипрегеля и подъемных винтов подставки. При вращении планшета пузырек уровня должен оставаться в нульпункте или отклоняться не более чем на два деления.

Ориентирование планшета, т. е. установку его так, чтобы линии на планшете были параллельны горизонтальным проложениям соответствующих линий местности, производят по *точкам съёмочной сети* на местности, положение которых на планшете известно. При ориентировании по точкам съёмочной сети прикладывают ребро линейки кипрегеля к изображениям точки стояния мензулы *a* (см. рис. 7.8) и точки наблюдения *c* и вращают планшет до тех пор, пока коллимационная плоскость зрительной трубы пройдет через точку *C* местности.

Может случиться, что вращение планшета вызовет недопустимую погрешность центрирования, и его установку в рабочее положение потребуется выполнить заново, начиная с центрирования. Чтобы избежать этого, планшет центрируют при приближенной ориентировке.

Ориентируют планшет по точкам, наиболее удаленным от точки стояния, потому что при небольших расстояниях между точками на планшете погрешности прикладывания ребра линейки к точкам съёмочной сети влияют на погрешность ориентирования значительно больше, чем погрешность центрирования. Например, если расстояние между точками на планшете не меньше 34 см, то погрешность ориентирования планшета будет не больше 2'. При уменьшении расстояния между точками погрешность ориентирования пропорционально увеличится.

7.3.4. Измерение углов наклона и превышений

Особенностью вертикального круга кипрегеля КН является подпись градусных делений на лимбе от нулевого штриха в обе стороны до 50° , влево от нуля со знаком плюс, вправо — минус. Деления подписаны через каждый градус. Каждое градусное деление разделено на 12 пятиминутных делений. Следовательно, цена деления лимба $5'$. В пределах пятиминутного интервала значение отсчета в минутах или в долях минуты оценивают на глаз.

Отсчет по лимбу берут против вертикальной нити сетки (рис. 7.10), которая в пересечении с основной кривой s дает крест нитей, обозначенный буквой k . Через крест нитей и оптический центр объектива зрительной трубы проходит визирная ось.

При круге право отсчет по лимбу виден в верхней части поля зрения трубы. Берут его также по вертикальной нити сетки около креста нитей, которым наводят зрительную трубу на точку наблюдаемого предмета.

Измерение углов наклона вертикальным кругом кипрегеля производят в том же порядке, что и вертикальным кругом теодолита. При измерении угла полным приемом наведение на точку предмета производят дважды, при круге лево и круге право, и перед каждым отсчетом по лимбу приводят пузырек уровня на середину установочным винтом уровня при вертикальном круге.

При мензульной съемке рельефа местности превышения между точками определяют с одной станции на расстояние в несколько сотен метров, применяя тригонометрическое нивелирование.

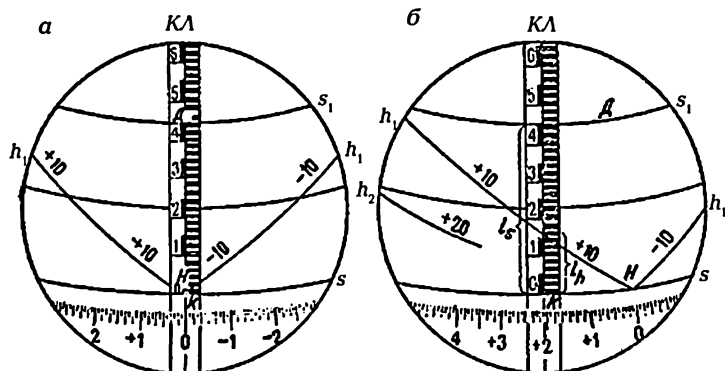


Рис. 7.10. Номограммы кипрегеля КН:

*а — отсчет по лимбу вертикального круга равен нулю;
б — визирная ось наклонена, отсчет = $+2^\circ 04'$*

Для получения превышений и горизонтальных проложений без измерения углов наклона кипрегель КН снабжен номограммами, состоящими из системы кривых (рис. 7.10), нанесенных на

стеклянном вертикальном круге и видимых в поле зрения трубы при положении круга лево.

Основную кривую s наводят на нулевой штрих отвесной рейки (отмечающий высоту кипрегеля), а по кривой горизонтальных положений s , отсчитывают отрезок l_s , который надо умножить на коэффициент дальномера $K_s = 100$, чтобы получить горизонтальное проложение,

$$s = K_s l_s, \quad (7.1)$$

при этом вертикальная нить сетки должна проходить по середине рейки. На рис. 7.10, б $l_s = 45,0$ см, поэтому $s = 45,0$ м.

Отрезок рейки l_h между основной кривой s и кривой превышений h , умноженный на коэффициент дальномера $K_h = 10$, соответствует превышению со знаком, который показан около кривой,

$$h = K_h l_h. \quad (7.2)$$

На рис. 7.10, б $l_h = +16,2$ см, поэтому $h = +1,62$ м.

Отрезок между основной кривой s и кривой превышений h_2 , увеличенный в 20 раз, тоже дает соответствующее превышение. При наклоне зрительной трубы на большие углы в ее поле зрения появляется кривая превышений с коэффициентом $K_h = 100$.

При угле наклона, превышающем 35° , и при КП кривые превышений и горизонтального проложения выходят из поля зрения трубы. В этом случае расстояние определяют, пользуясь дальномерными нитями (штрихами), для которых установлен коэффициент дальномера 100, а превышение вычисляют по углу наклона, отсчитываемому по лимбу вертикального круга,

Следует иметь в виду, что номограммы кипрегеля правильно работают, а формулы (7.1) и (7.2) можно использовать лишь при $МО = 0$, когда визирная ось горизонтальна, пузырек уровня при вертикальном круге находится в нульпункте, а $l_h = 0$. Если $МО$ не равно нулю, то его исправляют.

Так как при горизонтальном положении визирной оси и горизонтальном положении оси уровня отсчет по лимбу может оказаться не равным нулю (место нуля не равно нулю), то угол наклона v по отсчетам при круге право и при круге лево получится по формуле

$$v = 0,5(\Pi + \Lambda)$$

или с учетом $МО$ по формулам

$$v = \Pi - МО \quad \text{и} \quad v = \Lambda + МО,$$

где $МО = 0,5 (\Pi - \Lambda)$.

Контролем измерения углов наклона является постоянство места нуля. Расхождение его значений при наблюдении на разные точки не должно выходить за пределы $1,5'$. Поэтому, если требуется

измерить один угол наклона или получить значение МО для данного вертикального круга, то производят наблюдение не менее чем на две разные точки и получают два значения МО. Если расхождение значений МО превышает установленный предел, то измерение углов наклона повторяют. Место нуля приводят к нулю, если есть в этом необходимость, при этом следует иметь в виду, что у вертикального круга кипрегеля КН для КЛ и КП место нуля имеет разные знаки.

В зависимости от снимаемой площади, масштаба съемки и требуемой точности геодезическим обоснованием могут быть: пункты геодезического обоснования и точки съемочных теодолитных полигонов и ходов.

Высоты пунктов всех видов геодезического обоснования определяют проложением ходов геометрического нивелирования или тригонометрическим нивелированием.

7.3.5. Определение переходных точек съемочной сети

Специфическим обоснованием мензульной съемки являются переходные точки съемочной сети. Дополнительная точка съемочной сети, положение которой получают относительно точек съемочного обоснования непосредственно в процессе съемки данного участка местности, называется *переходной точкой*.

Положение переходных точек получают на планшете графически полярным способом, в открытой местности прямой или боковой засечкой.

Прямая засечка. Для определения положения точки *C* (рис. 7.11) прямой засечкой мензулу устанавливают в точках *A* и *B*, положение которых на планшете соответственно *a* и *b* известно. На точке *A* (первая станция), центрируют планшет, приводят поверхность его в горизонтальное положение и ориентируют планшет, приложив ребро линейки кипрегеля к точкам *a* и *b*, поворачивают планшет до тех пор пока визирная ось попадет на точку *B*. После этого, приложив ребро линейки кипрегеля к точке *a*, визируют на точку *C*, положение которой определяется на планшете, и прочерчивают линию вдоль ребра линейки. После этого переходят с мензулой в

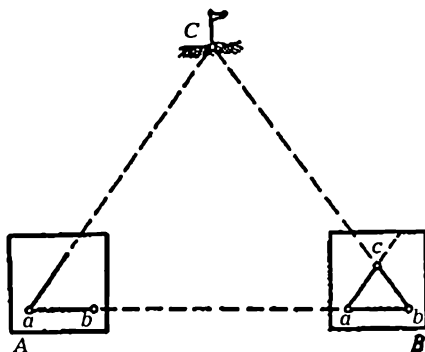


Рис. 7.11. Схема прямой засечки:
A — первая станция мензулы;
B — вторая станция мензулы;
C — определяемая точка

точку B (вторая станция), грубо ориентируют, центрируют, приводят планшет в горизонтальное положение и ориентируют его по линии ba .

Теперь, приложив ребро линейки кипрегеля к точке b , визируют на точку C и прочерчивают линию. Пересечение двух прочерченных линий дает положение искомой точки c на планшете, с которой тут же производят съемку ситуации и рельефа, предварительно определив высоту H_c .

Боковая засечка (рис. 7.12) применяется, когда на одну из известных точек, например B , невозможно установить прибор (шпиль здания, антенна и др.).

Тогда на первой станции, например в известной точке A выполняют те же действия, что и при прямой засечке, проводят направление ac' , на котором для центрирования приблизительно намечают точку c' , после чего с мензулой переходят на определяемую точку C (вторая станция), центрируют планшет приближенно, так как положение точки c на планшете еще неизвестно, приводят в горизонтальное положение и ориентируют планшет по линии $c'a$, прочерченной на станции A (рис. 7.12).

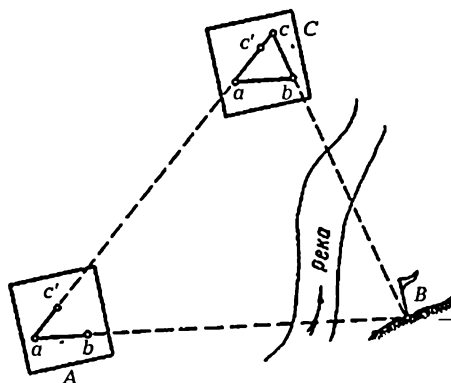


Рис. 7.12. Схема боковой засечки:
 A — первая станция мензулы;
 C — вторая станция мензулы;
 C — определяемая точка

Приложив ребро линейки кипрегеля к точке b , визируют на точку B местности и вдоль ребра линейки, прочерчивают линию bc . В пересечении линий, прочерченных с точек a и b , получают положение искомой точки c , с которой тут же производят съемку ситуации и рельефа, как с точки съемочной сети.

7.3.6. Способы съемки контуров и рельефа

Мензульную съемку ситуации и рельефа производят главным образом полярным способом с точек геодезической съемочной сети, если они удобно расположены для съемки.

Если геодезическим обоснованием мензульной съемки служат точки, для которых вычислены координаты (пункты триангуляции, теодолитных ходов), то на планшете строят координатную сетку и точки наносят на планшет по координатам.

Для предохранения планшета от загрязнения его накрывают листом чертежной бумаги «рубашкой», а края приклеивают к ниж-

ней поверхности доски. В месте съемки и расположения пунктов геодезического обоснования верхнюю бумагу вырезают. Для определения места выреза пользуются калькой высот, на которую нанесены пункты геодезического обоснования еще до покрытия планшета бумагой.

Планшет на точке центрируют с погрешностью, не превышающей точности масштаба, при условии, если с этой станции не будет определяться положение дополнительной переходной точки. Вехи, закрепляющие точки, при установке мензулы можно не вынимать из земли, однако мензулу следует ставить таким образом, чтобы погрешность центрирования получалась наименьшей.

Плоскость планшета считается горизонтальной, если пузырек уровня отклоняется от нуля не более чем на 2–3 деления.

Ориентировать планшет можно по пункту, расстояние до которого не меньше, чем допускаемое расстояние от мензулы до рейки при съемке ситуации и рельефа. Расстояния от мензулы до *съемочных пикетов* (так называют точки, положение которых определяют относительно съемочной точки в процессе съемки данного участка местности), определяемые по дальномеру, не следует брать более $2,5\sqrt{M}$ (в м), где M — знаменатель численного масштаба плана. Для съемки нечетко выраженных контуров (границ болот на сенокосных, пастбищных и лесных участках, кустарников и др.) эти расстояния можно увеличивать в полтора раза.

При большом количестве контуров ситуации и пересеченном рельефе необходимо, чтобы точки съемочной сети располагались чаще, и не допускаются большие расстояния от мензулы до рейки. Увеличение числа станций ускоряет съемку и улучшает ее качество, так как при этом уменьшается вероятность пропуска отдельных форм рельефа и деталей ситуации.

Крутые склоны лощины, крутые берега реки рекомендуются снимать с противоположной стороны, так как в этом случае увеличивается обзорность снимаемой местности и уменьшаются углы наклона визирной оси, что очень важно при съемке рельефа.

Отсчеты по дальномерной рейке, как правило, берут между крайними нитями сетки (дальномерными штрихами). Если это не представляется возможным, то производят два отсчета: один между нижней и средней нитями, другой между средней и верхней, после чего отсчеты суммируют. Определение расстояния по дальномеру — сначала как отсчет между средней и крайней нитью, а затем, его удваивание — ведет к удваиванию погрешности определения расстояния. Этот прием допускают лишь в крайних случаях и только при условии симметричного расположения крайних нитей относительно средней.

Ситуацию и рельеф снимают при КЛ. В левой руке держат кипрегель, в правой — измеритель и карандаш. Ситуационные точки и

пикеты на планшете обозначают только наколами, не прочерчивая на них направлений.

При обходе объекта съемки реечник ставит рейку на всех поворотах контура (см. рис. 7.15 и 7.16). Контур считают прямой линией в том случае, если точки, лежащие на нем, отстоят от прямой линии на величину, не превышающую двойную точность масштаба.

Обход по контуру какого-либо объекта при съемке ситуации поручают только одному речнику и запрещают переходить на другой объект без разрешения топографа. При съемке замкнутого контура речник обязан закончить обход в той точке, с которой его начал.

Контур снимаемого объекта на планшете проводят вслед за наколом ситуационной точки, в противном случае нет гарантии, что углы поворота контура будут правильно соединены линиями на планшете. Прямые линии проводят по линейке.

На каждой последующей станции съемку начинают с проверки ситуационных точек и пикетов, полученных на планшете с предыдущих станций. Этим осуществляются контроль съемки ситуации и определения положения станций.

Съемку рельефа производят одновременно со съемкой ситуации, причем высоты определяют только для таких точек ситуации, которые располагаются на характерных изгибах рельефа (рис. 7.16).

7.3.7. Определение высот пикетов и изображение рельефа горизонталями

При изображении рельефа горизонталями высоту сечения рельефа принимают в зависимости от назначения съемки, условий местности и масштаба съемки, о чем указано в техническом задании.

Высоты пикетов вычисляют и записывают с округлением до 0,1 м при высоте сечения 1 м и больше и до 0,01 м при высоте сечения 0,5 м и меньше.

Высоты пикетов вычисляют по формуле:

$$H_{\text{пик}} = H_{\text{ст}} + h,$$

где $H_{\text{ст}}$ — высота станции, на которой установлена мензула с кипрегелем; h — превышение между станцией и пикетом, определенное тригонометрическим нивелированием.

При мензуральной съемке рельеф зарисовывают обязательно в поле в процессе определения высот пикетов (особенно при сложном рельефе) или после съемки всех пикетов на данной станции. Интерполирование горизонталей между пикетами производится способами, указанными в п. 4.6.

После съемки всей ситуации с данной станции определяют недостающие пикеты для проведения горизонталей, при этом рейку ставят также на всех характерных перегибах местности (седловинах, вершинах, водотоках, водоразделах, перегибах скатов).

Расстояние между пикетными точками может изменяться от 15 м до 120 м в зависимости от масштаба съемки и высоты сечения рельефа [7].

При работе на бугристых песках и ямах допускается брать пикеты с таким расчетом, чтобы дать обобщенную его зарисовку горизонталями.

Если при проведении горизонталей окажется, что пикетов недостаточно или проведенные горизонтالي неправильно выражают видимый топографу рельеф, то определяют дополнительные пикеты и проверяют имеющиеся.

В тех случаях, когда какой-либо участок со станции не просматривается, следует перейти с мензулой на одну из речных точек этого участка и зарисовать рельеф по имеющимся пикетам. В местах с пологими скатами, если их перегибы не выражаются горизонталями, проводят полугоризонтالي, доводя их до середины соответствующего промежутка между основными горизонталями.

Для удобства чтения рельефа и выяснения направления ската утолщают каждую четвертую или пятую горизонталь с высотами, кратными круглому числу метров, и на горизонталях ставят скатштрихи по направлению ската. Количество скатштрихов определяется характером рельефа. При частой смене форм рельефа количество скатштрихов будет больше, чем при редкой. Наиболее частая расстановка скатштрихов требуется на седловинах, в ложинах, по которым не протекают ручьи или река, и на хребтах по линиям водоразделов.

Если съемка участка производится на нескольких планшетах, то для контроля и обеспечения правильности сводки ситуации и горизонталей по границам съемок ситуация и рельеф снимаются за границей съемки не менее чем на 4 мм.

Рельеф и ситуацию снимают массивом, окончательно обрабатывая массив с тем, чтобы не возвращаться к нему.

В той части планшета, где выполняют съемку, верхнюю бумагу планшета вырезают и все снимаемые объекты вычерчивают аккуратно карандашом в соответствии с принятыми условными знаками. Внутри контуров угодий (огородов, сенокосов, пастбищ и др.) подписывают их названия или очень редко ставят условные знаки.

Чтобы не загрязнять снятые части планшета, их закрывают писчей бумагой, приклеиваемой к верхней бумаге с нижней ее стороны. В местах, защищающих планшет от загрязнения, над пунктами геодезического обоснования прорезают окошечки для пользования этими пунктами при ориентировании планшета и определении положения переходных точек.

7.3.8. Калька контуров и высот

В процессе съемки ежедневно или в крайнем случае не реже чем через день результаты съемки переносят на кальку контуров и кальку высот.

Кальку контуров составляют для того, чтобы избежать потери деталей съемки, искажений или неправильного наименования всех снятых объектов при вычерчивании планшета, а также не пропустить какой-либо объект. Путем копирования на просвет на кальку тушью наносят все элементы ситуации и рельефа, не выражающиеся горизонталями (промоины, обрывы и др.). На кальке подписывают названия населенных пунктов, урочищ, рек, озер, посевов культур, числовые характеристики лесов, дорог, курганов, ям и т. п.

Если калька подверглась деформации, то копирование производят по частям, в пределах отдельных квадратов координатной сетки.

Кальку высот составляют для того, чтобы зафиксировать и легко разыскать все точки геодезического обоснования, переходные точки, а также пикеты, высоты которых записаны в журнале, высоты урезов воды, точек у родников и пр.

7.3.9. Контроль работ

Контроль состоит в следующем. Устанавливают достаточность густоты пунктов съемочной сети и переходных точек (по кальке высот). Проверяют правильность измерения углов наклона, вычислений превышений и высот пунктов съемочной сети, переходных точек. Определяют допустимость расхождений и невязок в превышениях, а затем правильность увязки превышений и вычисления высот. Просматривают качество вычерчивания плана в карандаше и его читаемость. Проверяют правильность ведения топографических журналов и калек контуров и высот. Проверяют сходимость контуров ситуации и горизонталей по рамкам со смежными планшетами. Для этого проверяющий должен иметь выкопировки по рамкам со смежных планшетов, на которых ситуацию и горизонталю наносят не менее чем на 2 см внутрь планшета.

Расхождения контуров ситуации по рамкам не должны превышать 0,7 мм для ясно выраженных и 2 мм — для неясно выраженных контуров.

Вопросы и задачи для самопроверки

1. Каково отличие мензульной съемки от теодолитной (по технологии измерения горизонтальных углов и составлению плана)?
2. Какие условия для проверок кипрегеля формулируются точно так же, как и для проверок теодолита?

3. В чем состоит установка мензулы в рабочее положение?
4. Напишите общую формулу для вычисления превышения в тригонометрическом нивелировании, назовите каждую из величин, входящих в эту формулу, и покажите их на рисунке.
5. В чем сущность работы номограмм кипрегеля КН?

7.4. Тахеометрическая съемка

7.4.1. Сущность тахеометрической съемки

Если теодолитная съемка является одним из методов наземной горизонтальной съемки, создающей контурный план местности, то тахеометрическая съемка — это метод топографической съемки местности, в результате которой получают план (карту) с изображением не только контуров, но и рельефа. Она производится также как и теодолитная, на сравнительно небольшие участки и преимущественно в крупных масштабах (1:5000, 1:2000, 1:1000, 1:500).

В организационно-техническом плане она имеет общие положения с теодолитной съемкой.

В переводе с греческого слово «тахеометрия» означает «быстрое измерение», которое достигается тем, что при одном наведении зрительной трубы теодолита-тахеометра на рейку можно измерить три величины, характеризующие положение снимаемой точки в плане и по высоте: горизонтальное направление на эту точку, определяемое по лимбу горизонтального круга; расстояние от станции до снимаемой точки, измеряемое дальномером; превышение точки над станцией, отсчитываемое или вычисляемое по измеряемому углу наклона и расстоянию.

Измерения могут быть непосредственными или автоматизированными.

Под станцией (как и при любой съемке) понимается точка местности, над которой прибор установлен в рабочее положение.

В поле измеряют горизонтальные углы, расстояния от прибора до рейки, углы наклона, составляют абрис. В камеральных условиях составляют план тахеометрической съемки. Причем он может составляться другим исполнителем, который не участвовал в полевых работах.

Задача исполнителя тахеометрической съемки состоит в правильном выборе количества и положения характерных точек снимаемых контуров и пикетов для изображения рельефа. Это требует от исполнителя высокой квалификации и аккуратности при полевых и камеральных работах.

Съемочным обоснованием тахеометрической съемки являются точки *тахеометрических ходов*, опирающихся на пункты геодезического обоснования с известными плановыми и высотными координатами. Съемка ситуации и рельефа производится полярным способом, как правило, одновременно с проложением тахеометрического хода (аналога теодолитного хода, когда расстояния между точками измеряют дальномером, а превышения методом тригонометрического нивелирования).

Следовательно, тахеометрическая съемка, как и другие геодезические съемки, выполняется по принципу перехода от общего к частному.

Тахеометрическая съемка производится, как правило, для построения в крупных масштабах планов сравнительно небольших участков: при кадастровых работах, дорожных изысканиях, для составления проектов различного строительства (мостов, шлюзов, небольших плотин и др.).

7.4.2. Приборы, применяемые при тахеометрической съемке.

Для проведения тахеометрической съемки обычно используют оптические теодолиты типа ТЗ0, Т15 и современные их модификации, а также номограммные и электронные тахеометры.

Перед полевыми измерениями все поверки теодолита обязательно выполняются и прибор юстируется по программе, изложенной ранее.

При проложении тахеометрического хода (это аналог теодолитного хода, когда расстояния между точками измеряют дальномером, а превышения методом тригонометрического нивелирования) и съемке ситуации приходится выполнять достаточно большой объем вычислений непосредственно на точке (станции) в поле.

Приборами, исключаящими вычисления горизонтального проложения и превышения, являются номограммные тахеометры, у которых отсчеты по рейке автоматически соответствуют горизонтальному проложению и превышению. При измерениях горизонтального расстояния и превышений используют кривые номограммы, которые рассчитаны по формулам:

$$S = D \cos v \text{ и } h = D \sin v, \quad (7.3)$$

где D — наклонное расстояние от прибора до рейки; v — угол наклона.

Диаграмма кривых нанесена на оптический лимб вертикального круга: на кривых превышений указаны коэффициенты $K_h (\pm 10; \pm 20)$, на которые умножается отсчет по рейке. Коэффициенты кривых горизонтальных проложений K_s равны 100 и 200. Отсчеты по кривым производятся аналогично отсчетам в кипрегеле КН.

Количество шашек рейки между основной кривой и кривой превышений, умноженное на соответствующий коэффициент, дает превышение (рис. 7.13.) аналогично количество шашек между основной кривой и кривой горизонтальных проложений с учетом соответствующего коэффициента дает горизонтальное проложение.

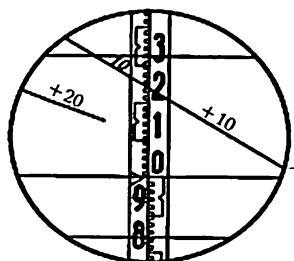


Рис. 7.13. Поле зрения номограммного тахеометра (отсчеты по кривой $K_h = +10$, $l_h = 24,1 \text{ см}$)

Перед началом работы с номограммным тахеометром обязательно приводят место нуля к нулю и определяют фактическое значение коэффициентов кривых. Вертикальную нить номограммы нужно точно наводить на ось рейки. Расстояние от прибора до рейки рекомендуется не более 150 м.

7.4.3. Производство тахеометрической съемки

7.4.3.1. Съёмочная сеть при тахеометрической съемке

Любая съемка, в том числе и тахеометрическая, выполняется с точек съемочной сети, закрепленных на местности и представляющих собой одиночные ходы, замкнутые полигоны или системы разомкнутых ходов. Все эти построения должны опираться на пункты более высокой точности, имеющиеся на данном участке местности или недалеко от него (см. рис. 7.14.).

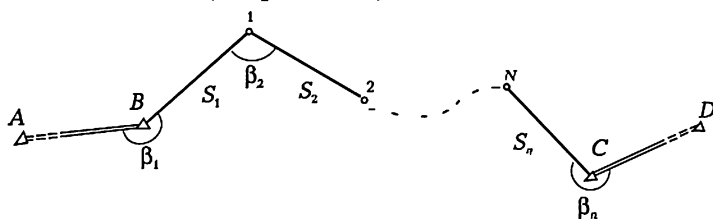


Рис. 7.14. Схема тахеометрического хода

Конфигурация съемочной сети проектируется до начала полевых работ на имеющемся картографическом материале и производится его рекогносцировка. Чаще всего в качестве съемочного обоснования при тахеометрической съемке является тахеометрический ход.

Точки хода выбираются так, чтобы между ними была взаимная видимость и длины сторон не превышали 250 м; обзор вокруг точки для последующей съемки обеспечивался в радиусе 150–200 м, а

длина самого хода соответствовала предельной допустимой относительной погрешности, рассчитанной по формуле:

$$1/T = 1/400\sqrt{n}, \quad (7.4)$$

где $1/T$ — предельная допустимая относительная погрешность; n — число сторон хода.

Точки хода на местности закрепляют колышками с забитыми в них гвоздями. Центр шляпки гвоздя является вершиной горизонтального угла.

Стороны в тахеометрическом ходе измеряют дальномером. На точке (станции) тахеометрического хода измеряют горизонтальный угол, вертикальные углы, дальномерные расстояния.

Допустимые длины тахеометрических ходов даны в табл. 7.1.

Таблица 7.1

Зависимость длины хода от масштаба съемки

Масштаб съемки	Допустимая длина хода между пунктами геодезической основы (км), на территории	
	застроенной	незастроенной
1:500	0,8	1,2
1:1000	1,2	1,8
1:2000	2,0	3,0
1:5000	4,0	6,0

7.4.3.2. Порядок работы на станции при прокладке тахеометрического хода

На точке (станции) тахеометрического хода измеряют горизонтальный угол, вертикальные углы, дальномерные расстояния.

1. Поверенный и отъюстированный заранее теодолит устанавливают в рабочее положение (центрируют, горизонтируют прибор, ориентируют лимб, устанавливают зрительную трубу по глазу и по предмету, измеряют высоту прибора « i »).

2. Наводят зрительную трубу при круге лево (Л) на заднюю точку хода, на которой установлена рейка. Вертикальная нить сетки нитей должна проектироваться на ось симметрии рейки, а горизонтальная максимально близко к основанию рейки. Производится отсчет по горизонтальному кругу.

3. Поднимают (или опускают) зрительную трубу так, чтобы горизонтальная (средняя) нить сетки нитей спроектировалась на высоту визирования « v ». Высотой визирования может быть любой выбранный отсчет по рейке (например, 2,00 м или высота прибора « i »). Приводят пузырек уровня при вертикальном круге в нуль-пункт (при отсутствии компенсатора) и делают отсчет по вертикальному кругу.

Таблица 7.2

Журнал тахеометрического хода

Теодолит ЗТ5КП Дата: 20.08.08

$$M0 = \frac{1}{2}(\Lambda - \Pi); \quad v = \frac{1}{2}(\Lambda + \Pi) = \Lambda - M0 = \Pi + M0;$$

Погода: ясно, видимость хорошая

$$h = \frac{1}{2}D \sin 2v + i_A - v + f = S \operatorname{tg} v + i_A - v + f.$$

Наблюдатель: Воловик Н.Е. Вычислитель: Яковлев А.Н. $S = D \cos^2 v; D = 100l + \Delta; \quad h' = \frac{1}{2}D \sin 2v.$

Наименование точек	Горизонтальный круг			Вертикальный круг			МО, v	Дальномерные отсчеты	D, S, м	$\Delta,$ $h_a,$ $h_b,$ $h_c,$ м
стояния i, м	Λ	отсчеты	β_{Λ} средний β_{Π}	Точка (высота) визирования v, м	Λ	отсчеты				
1		0°00,0'		1 2,00	Λ	1°12,4'	0°00,2'	125,6	125,6	-0,70
	Λ		209°14,8'				+1°12,2'	125,6	125,6	+2,65
3		209°14,8'			Π	1°12,0'		125,7		+1,95
			209°14,9'							
1		180°00,2'		3 1,30	Λ	-1°20,2'	0°00,2'	194,8	194,7	-4,55
	Π		209°15,0'				-1°20,4'	195,0	194,6	+4,47*
3		29°15,2'			Π	-1°20,6'		194,9		-4,51

* h_{op} вычисляется из измерений на следующей станции

4. Устанавливают нижнюю дальномерную нить на целое дециметровое деление рейки и берут отсчет « l » по верхней нити.

5. Все действия, изложенные в пп. 2—4 повторяют при наведении на переднюю точку хода.

6. Переводят трубу через зенит, наводят на ту же переднюю рейку, только при положении вертикального круга право (П) и повторяют все те же действия пп. 2—4.

7. Наводят на заднюю рейку при круге право, выполняя такие же действия.

Таким образом, в полевой журнал (табл. 7.2) записываются все указанные четыре серии отсчетов при двух положениях вертикального круга.

Наблюдения на станции завершаются вычислениями с соответствующим контролем:

1. Горизонтальные углы, измеренные при круге лево β_{λ} и при круге право β_{π} , не должны отличаться более чем на $1'$. При выполнении этого допуска вычисляется среднее значение угла $\beta = 1/2(\beta_{\lambda} + \beta_{\pi})$.

2. Горизонтальное проложение, определенное в прямом « $S_{\text{пр}}$ » и обратном « $S_{\text{обр}}$ » направлении, может отличаться не более чем на $1/400$, т. е. $(S_{\text{пр}} - S_{\text{обр}}) \leq 1/400$.

3. Превышение, вычисленное в прямом « $h_{\text{пр}}$ » и обратном направлении « $h_{\text{обр}}$ » могут отличаться не более 4 см на каждые 100 м горизонтального проложения. Это значит, что если $S_{\text{ср}} = 250$ м, то $h_{\text{пр}} - h_{\text{обр}} \leq 10$ см (при угле наклона $1,5^\circ$).

4. Значение места нуля (МО), вычисленное по отсчетам на заднюю и переднюю рейку, должно быть постоянным в пределах $1'$.

Убедившись в качестве измерений, выполненных на станции, можно переходить на следующую точку (станцию) тахеометрического хода.

7.4.3.3. Съёмка ситуации и рельефа. Абрис

Тахеометрическая съёмка ведется полярным способом как одновременно с проложением хода, так и по завершении измерений в ходе. На станции измеряют горизонтальные углы относительно выбранного нулевого направления (полярной оси), дальномерные расстояния и вертикальные углы до каждого пикета (точки установки реек, которые на местности никак не закрепляются).

Расстояния от точек тахеометрических ходов до пикетов и расстояния между пикетами не должны превышать допусков, приведенных в табл. 7.3.

При топографической съёмке важно грамотно выбрать места установки реек — пикеты. Пикетами могут быть точки поворота

контуров, углы сооружений, отдельно стоящие деревья, фонарные столбы и другие элементы ситуации.

Таблица 7.3

Масштаб съемки	Сечение рельефа, м	Максимальное расстояние между пикетами, м	Максимальное расстояние от прибора до рейки при съемке рельефа, м	Максимальное расстояние от прибора до рейки при съемке контуров, м
1:5000	0,5	60	250	150
	1,0	80	300	150
	2,0	100	350	150
	5,0	120	350	150
1:2000	0,5	40	200	100
	1,0	40	250	100
	2,0	50	250	100
1:1000	0,5	20	150	80
	1,0	30	200	80
1:500	0,5	15	100	60
	1,0	15	150	60

При обходе объекта съемки речник ставит рейку на всех характерных поворотных точках контура (рис. 7.15). Контур считают прямой линией в том случае, если пикетные точки, лежащие на нем, отстоят от прямой линии на величину, не превышающую двойную точность масштаба. Обход по контуру какого-либо объекта при съемке ситуации поручают только одному речнику и запрещают переходить на другой объект без разрешения топографа. При съемке замкнутого контура речник обязан закончить обход в той точке, с которой его начал.

Съемку рельефа производят одновременно со съемкой ситуации, причем высоты определяют только для таких точек ситуации, которые располагаются на характерных изгибах рельефа: вершины холмов, точки на водоразделах, водосливах, в направлении скатов, на дне котловин и седловин, вдоль береговых линии рек, водоемов (рис. 7.16). Количество их зависит от характера рельефа. Например, при съемке рельефа, изображенного на рис. 7.16, пикеты выбирают в следующих точках:

- 1, 22, 21, 19, 18, 14, 13 и 12, расположенных у подошвы холма (горы);
- 2, 3, 5, 9, 10, 11 и 23, лежащих на перегибах скатов холма;
- 6 и 8 — на вершинах холма;
- 7 — для съемки седловины.

На ровной местности пикеты выбирают реже, чем на местности с часто меняющимися уклонами и направлениями скатов.

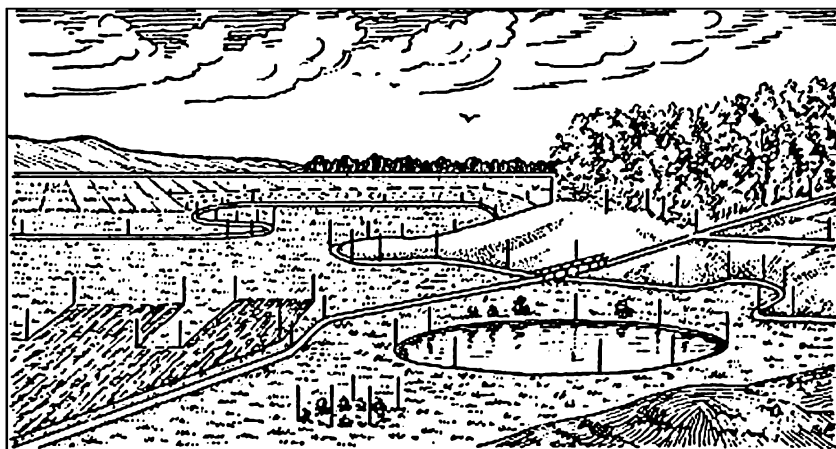


Рис. 7.15. Схема выбора характерных контурных точек (пикетов) при съемке

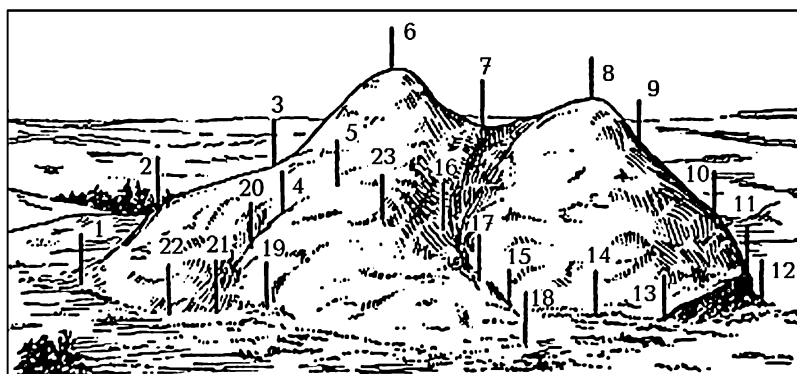


Рис. 7.16. Схема выбора характерных точек рельефа при съемке (числа обозначают места установки рейки)

Съемка на станции производится в следующей последовательности:

1. Измеряют высоту «*i*» тахеометра, установленного в рабочее положение, от оси вращения зрительной трубы до верхней поверхности колышка и отмечают эту величину на рейке (ниткой, тонким шнурком и т. п.), для визирования на высоту прибора при пикетных точках. Определяют место нуля (МО), выписывают высоту станции $H_{ст.}$, ориентируют лимб (устанавливают отсчет точно $0^{\circ}00,0'$) на соседнюю точку хода (как правило предыдущую).

2. Обговаривают с реечниками местоположения пикетных точек.

3. Производят отсчеты по кругам и дальномерным нитям на рейку, установленную на пикетных точках.

4. Записываются результаты измерений в «Журнал тахеометрической съемки».

5. Завершается работа повторным определением места нуля и проверкой ориентировки лимба (замыкание горизонта).

На станции обязательно составляется *абрис* (рис. 7.17), на котором указывается его ориентировка относительно сторон света, нулевое направление на соседнюю точку тахеометрического хода, все пикетные точки, отснятые на станции, границы контуров, направления скатов стрелками, элементы гидрографии.

Абрис составляют приблизительно в масштабе будущего плана. Тщательно составленный абрис обеспечивает качество плана.

Съемка на станции считается завершенной после выполнения всех измерений, вычислений и составления абриса.

В этом случае можно переходить на следующую, соседнюю точку тахеометрического хода.

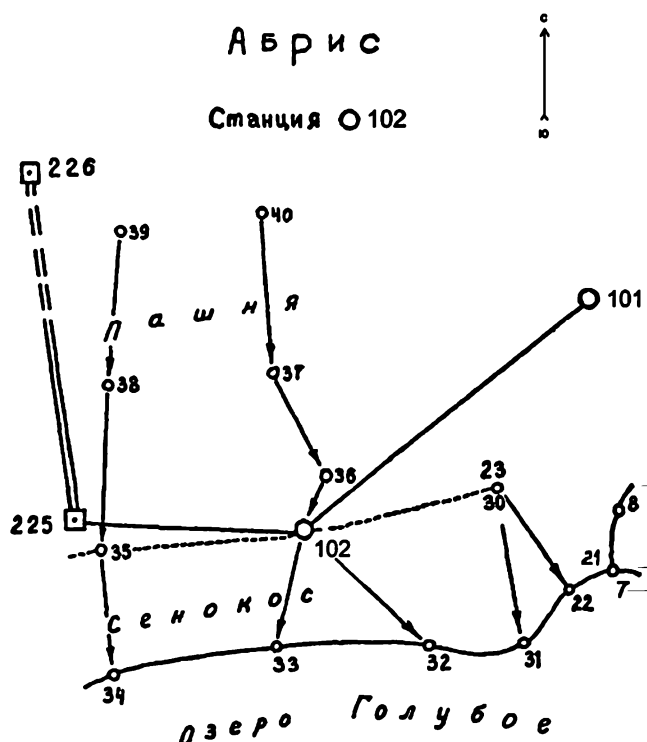


Рис. 7.17. Абрис тахеометрической съемки

На каждой последующей станции съемку начинают с повторной съемки нескольких ситуационных точек и пикетов, полученных с предыдущей станции. Этим осуществляется контроль съемки ситуации и рельефа.

Число пикетов на единицу площади при тахеометрической съемке увеличивается примерно в 1,2—1,5 раза по сравнению с мензурной съемкой, что объясняется составлением плана в камеральных условиях.

7.4.4. Камеральная обработка материалов полевых измерений.

Уравнивание хода

При обработке полевых измерений тахеометрической съемки сохраняется общепринятый порядок: проверка записей в журнале, повторное вычисление и контроль, сличение записей в журнале и абрисе. Затем составляется рабочая схема хода, на которую наносят номера станций, выписывают горизонтальные углы (все левые или правые по ходу), средние горизонтальные проложения и средние прямые превышения.

Тахеометрический ход уравнивают в плановом отношении как теодолитный, а в высотном — как нивелирный.

Уравнивание хода производят в той же последовательности, что и при обработке теодолитного хода, меняются лишь величины технических допусков.

Так, допустимая угловая невязка вычисляется по формуле:

$$f_{\beta_{\text{доп}}} = 1' \sqrt{n}, \quad (7.5)$$

где n — число измеренных горизонтальных углов в ходе.

Линейная невязка хода при измерении линий нитяным дальномером должна быть меньше вычисленной по формуле:

$$f_s \leq \frac{\sum S}{400 \sqrt{n}}, \quad (7.6)$$

где $\sum S$ — длина хода в метрах; n — число сторон в ходе; при измерении линий лентой (рулеткой)

$$f_s \leq \frac{\sum S}{2000},$$

где $\sum S$ — длина тахеометрического хода.

Кроме вычисления плоских прямоугольных координат производят уравнивание превышений. В «Ведомость» выписывают вычисленные средние превышения (с учетом знака прямого), суммируют их и вычисляют теоретическую сумму превышений по формуле:

$$\sum_1^n h_{\text{твор}} = H_{\text{кон}} - H_{\text{нач}}, \quad (7.7)$$

где $H_{\text{кон}}$ и $H_{\text{нач}}$ — высотные отметки конечной и начальной точек хода.

Невязка в превышениях по ходу вычисляется по формуле:

$$f_h = \sum_1^n h_{\text{изм}} - \sum_1^n h_{\text{теор}}, \quad (7.8)$$

а допустимая невязка есть

$$f_{\text{доп}} = \frac{0,04 \sum_1^n S}{\sqrt{n}}, \quad (7.9)$$

где n — число сторон в ходе; $\sum S$ — длина хода в метрах.

Если $f_h \leq f_{\text{доп}}$, то вычисляют поправки в каждое превышение:

$$v_h = - \frac{f_h}{\sum_1^n S} S_i, \quad (7.10)$$

где S_i — горизонтальное проложение каждой линии тахеометрического хода.

Контроль:

$$\sum_1^n v_h = -f_h. \quad (7.11)$$

Обычно отдельно «Ведомость уравнивания превышений» не составляют, а добавляют графы в общую «Ведомость» тахеометрического хода.

Вычисляемые высотные отметки точек тахеометрического хода выписывают в «Журнал» тахеометрической съемки и вычисляют высотные отметки пикетов с округлением до 0,01 м.

7.4.5. Составление плана местности при тахеометрической съемке

План тахеометрической съемки составляют на листе чертежной бумаги или на планшете.

Прежде всего строят координатную сетку, подписывают ее и по координатам наносят все точки хода.

С помощью транспортира и масштабной линейки откладывают полярные координаты пикетов относительно точек хода, руководствуясь журналом и абрисом. Подписывают высоты пикетов и проводят горизонтالي с заданной высотой сечения, интерполируя их по указанным стрелками направлениям скатов.

План, составленный в карандаше, сличают с местностью, уточняя полноту ситуации и рельефа.

Выверенный план вычерчивают тушью в условных знаках соответствующего масштаба (рис. 7.18).

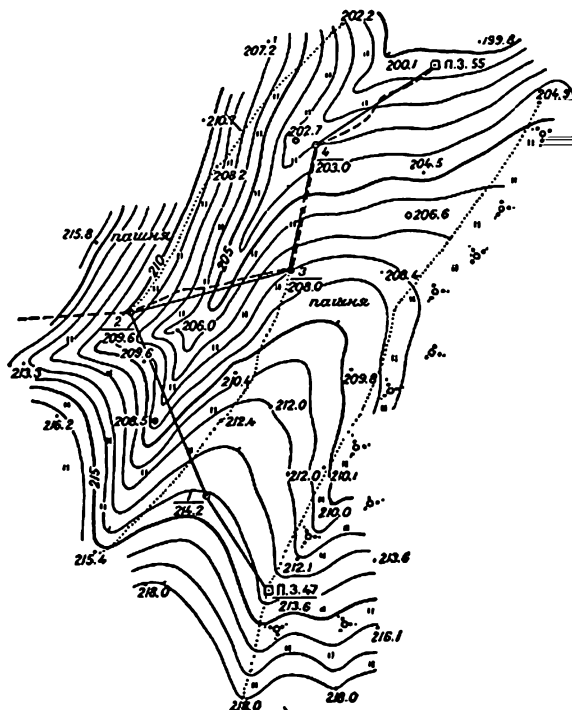


Рис. 7.18. План местности, составленный по данным тахеометрической съемки

Вопросы и задачи для самопроверки

1. Основные отличия тахеометрической и теодолитной съемки.
2. Как создается съемочное обоснование для тахеометрической съемки?
3. Как измеряют длины линий при проложении тахеометрического хода и с какой точностью?
4. Каков порядок работы на станции при проложении тахеометрического хода?
5. Какие контролы производят при работе на станции тахеометрического хода?
6. Каков порядок тахеометрической съемки на станции?
7. Какие контролы на тахеометрической станции при съемке?
8. Как ведется абрис?

9. Как вычисляют координаты и высотные отметки точек тахеометрического хода?
10. Какие допуски при вычислительной обработке тахеометрического хода?
11. Как вычисляют высотные отметки пикетов?
12. Как уравнивают превышения по ходу?
13. Как наносят пикеты на план?
14. Как оформляют план тахеометрической съемки?

ТЕОРИЯ ПОГРЕШНОСТЕЙ РЕЗУЛЬТАТОВ ГЕОДЕЗИЧЕСКИХ ИЗМЕРЕНИЙ

8.1. Основные определения. Задачи, решаемые в теории погрешностей результатов измерений

Ранее в п. 5.2 были рассмотрены вопросы, связанные с понятием погрешности результата измерения. Было установлено, что любое измерение всегда содержит погрешность.

Одной из основных задач теории измерений является изучение источников и характера погрешностей физических измерений. Возможны различные подходы к построению модели погрешности измерений. Рассмотрим т. н. аддитивную (суммарную) модель построения погрешности измерения. Суть ее заключается в том, что полная погрешность результата измерения представляет собой сумму т. н. *элементарных погрешностей*. При этом каждый из факторов, влияющих на результаты измерений, порождает свою группу элементарных погрешностей. Изучая элементарные погрешности отдельных факторов, мы приходим к выводу о неизбежности возникновения погрешности измерения.

1. Элементарные погрешности объекта измерений связаны с *неопределенностью* самого объекта измерений и его *изменчивостью* в процессе самого измерения. Как уже было сказано выше, объекты геодезических измерений ограничены *физическими* «точками», «прямыми», «плоскостями» и определить их «абсолютные» *геометрические* границы не представляется возможным. Неопределенность границ объекта измерения является одной из причин расхождений в результатах повторных измерений, ибо в каждом отдельном измерении исполнитель по иному оценивает границу объекта. Неопределенность границ объекта измерения связана не только с «геометрией» объекта. Так, например, невозможно определить «абсолютные» границы временного интервала. Аналогичные рассуждения вполне возможно провести относительно прочих, негеометрических свойств, подлежащих измерению.

Поскольку, «все течет, все изменяется», не остаются неизменными и объекты измерения. Эти изменения неизбежно отражаются на результатах повторных измерений.

2. Элементарные погрешности субъекта измерения в геодезической литературе известны как «личные» погрешности. Все они связаны с ограниченными возможностями органов чувств наблюдателя. Геодезистам широко известно понятие «критический угол зрения», т. е. минимальный угол, под которым две точки с расстояния наилучшего зрения (25 – 30 сантиметров) видны как не сливающиеся. Подобные «критические» пороги присущи всем другим органам чувств человека, что не может не оказывать влияние на процесс измерения и не сказываться на его результатах.

3. Погрешности средств измерений обусловлены погрешностями изготовления, установки и настройки мерного прибора и возникают в связи с:

а) несоблюдением необходимых для данного прибора геометрических условий, таких как перпендикулярность или параллельность осей и прочее;

б) наличием механических особенностей сочленения отдельных узлов прибора, таких как люфт, трение, деформации, вибрации и другое;

в) несовершенством оптики, наличием aberrации, ограниченной разрешающей способностью и прочее;

г) несовершенством работы электронных узлов приборов, («задержки» сигналов в цепях, возникновение «шумов» и прочее).

Список источников приборных погрешностей может быть значительно расширен, в том числе и за счет упрощения модели прибора по отношению к тем математическим соотношениям, которые определяют данную схему измерений. Последнее замечание следует отнести и к целой серии аналоговых измерительных приборов старшего поколения.

4. Методические погрешности обычно связаны с ограничениями, накладываемыми на процесс измерения различными техническими инструкциями, определяющими процесс измерения. В любых инструкциях всегда задается некоторый предел возможных отклонений от теоретических положений, определяемых исходными математическими соотношениями.

5. Погрешности, порождаемые внешней средой, связаны с постоянным изменением внешней среды как во времени, так и в пространстве, и ее влиянием на процесс измерения. Это, прежде всего, различного рода рефракции, влияющие на прохождение оптических лучей; «шумовые» помехи, накладывающиеся на электромагнитные сигналы измерительных приборов при их прохождении через ионосферу, стратосферу и атмосферу и прочее. Кроме того, внешняя среда оказывает определенное воздействие на техниче-

ские средства измерения, тем самым меняя их характеристики и порождая новые приборные ошибки. Внешняя среда, воздействуя на исполнителя, также определенным образом меняет «личные» ошибки наблюдателя.

Такой подход к строению погрешности результата измерения является вполне оправданным с точки зрения практики измерений.

Необходимо отметить, что на практике часто бывает трудно строго ограничить класс элементарных погрешностей с тем, чтобы однозначно можно было отнести конкретную элементарную погрешность к тому или иному классу. Это связано, во-первых, с тем, что факторы измерений взаимодействуют в процессе измерений друг с другом, а, с другой стороны, любая классификация небыстречна, т. е. является научной абстракцией, призванной помочь вскрыть и изучить физические свойства изучаемого объекта.

Выяснив источники погрешностей, попытаемся продолжить разговор о точности измерений. Здесь наиболее приемлемым будет сравнение процесса измерений с другим, казалось бы, совсем не связанным с измерением, процессом. Это стрельба. Здесь тоже идет разговор о точности, но понятие точности здесь более наглядно.

Представим себе следующую ситуацию. В тире с одного и того же рубежа ведут стрельбу из одинакового оружия олимпийский чемпион по стрельбе и новичок. В первой попытке каждый делает по одному выстрелу. Можно ли со сто процентной вероятностью, рассматривая мишени, определить, где мишень чемпиона, а где — новичка? Сомнительно. Но меняем условия опыта: теперь каждый делает по десять выстрелов. Без всякого сомнения, можно определить, где мишень олимпийского чемпиона, а где — новичка. Пробоины на мишени чемпиона будут лежать кучно, а на мишени новичка — рассеяно; или по-другому: разброс у чемпиона окажется значительно меньше, чем у новичка, а, следовательно, и точность его выше. Таким образом, точность стрельбы, как и точность измерений, связана с разбросом результатов стрельбы или результатов измерений.

Из выше сказанного можно сделать следующие выводы:

— по одиночному результату измерений невозможно судить о качестве измерений;

— точность измерений тем выше, чем меньше разброс результатов измерений.

Понятие точности следует связать с условиями измерений в том смысле, что заданным условиям измерений соответствует определенная точность, т. е. определенный разброс.

Пусть имеется два ряда истинных погрешностей Δ , результатов измерений одной величины, содержащие по 10 элементов:

Первый ряд: 0,7; 0,8; 0,3; 2,0; -0,1; -0,2; 1,2; 1,0; -2,04; -0,7.

Второй ряд: -0,3; 4,0; -0,2; 2,6; -5,5; 2,2; 1,7; 6,5; 0,5; 1,1.

В качестве характеристики точности можно использовать величину размаха, полученного как разность между максимальной и минимальной погрешностями, $V = \Delta_{\max} - \Delta_{\min}$. В первом ряду размах 4,0, а у второго — 12,0. Это говорит о том, что *разброс* первого ряда измерений значительно меньший, чем у второго ряда, т. е. отклонения результатов первого ряда измерений от истинного значения намного меньше, чем у второго, что, естественно, приводит к следующему выводу: *первый ряд измерений более точно отражает свойство измеряемой величины*.

Здесь нелишне провести аналогию процесса измерения со стрельбой по мишени. Если рассмотреть мишени двух различных стрелков, то следует признать стрельбу того стрелка более точной, у которого результаты стрельбы дадут более «кучное» попадание, т. е. имеющего меньший разброс.

Однако понятия «меньший разброс», «большой разброс» являются понятиями не математическими. Необходимо подобрать такую числовую величину, которая наиболее правильно характеризовала понятие разброса.

Рассмотрим ряд результатов измерений $l_1, l_2, \dots, l_n$ одной и той же величины L . Каждый из результатов измерений имеет свою истинную погрешность Δ_i , вычисляемую по формуле:

$$\Delta_i = l_i - L. \quad (8.1)$$

Для характеристики точности измерений, соответствующую определенным условиям измерений, в геодезической практике используют среднеквадратическую погрешность (СКП), вычисляемую по формуле:

$$m = \sqrt{\frac{[\Delta^2]}{n}}, \quad (8.2)$$

где $[]$ — символ суммы, введенный Гауссом, означающий суммирование однородных элементов, отличающихся изменяющимися от 1 до n индексами. Символ Гаусса эквивалентен символу $\sum_{i=1}^n$, где n — количество суммируемых величин. Для приведенной формулы в соответствии с правилом раскрытия символа Гаусса имеем: $[\Delta^2] = \Delta_1^2 + \Delta_2^2 + \dots + \Delta_n^2$.

Рассмотрим рис. 8.1.

Здесь Δ_i — истинная погрешность i -го результата измерения.

На базе каждой погрешности строится квадрат, а затем определяется и строится средний по площади квадрат (он заштрихован). Сторона этого квадрата и есть СКП данного ряда измерений — m .

Следует отметить, что СКП не есть погрешность какого-то конкретного измерения. СКП характеризует точность ряда измерений, проводимых в одних и тех же условиях.

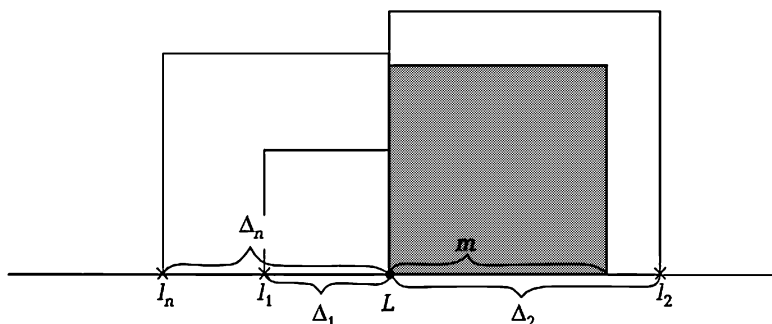


Рис. 8.1. Схема образования среднеквадратической погрешности

Среднеквадратическую погрешность (8.2) обычно вычисляют по ограниченному количеству истинных погрешностей. Если в одних и тех же условиях проделать серию измерений, в каждой из которых получить по n истинных погрешностей и для каждой серии вычислить по формуле (8.2) значение СКП, то все они будут несколько отличаться друг от друга за счет случайных погрешностей результатов измерений. В таком случае можно говорить о погрешности самой СКП, т. е. о величине m_m , которая может быть вычислена по формуле

$$m_m = \frac{m}{\sqrt{2n}}. \quad (8.3)$$

Эту величину называют оценкой надежности значений СКП.

Из (8.3) вытекает, что чем больше истинных погрешностей, полученных в одинаковых условиях, участвует в вычислении СКП, тем точнее получаем значение СКП. Погрешность СКП обычно вычисляют для правильного округления значения СКП.

Пример. СКП измерения угла, полученное из 5 измерений, оказалось равным $9,234''$. Оценить надежность вычисления СКП и правильно округлить.

Решение.

По формуле (8.3) получаем $m_m = \frac{m_p}{\sqrt{n}} = \frac{9,234''}{\sqrt{10}} = 2,92''$. Из этого следует,

что СКП измерения угла имеет погрешность в значении целых секунд. Следовательно, нет никакой необходимости удерживать в значении СКП угла десятые и прочие доли секунд. Таким образом, окончательное значение $m_p = 9''$.

Кроме того, имеются такие понятия, как *предельная* погрешность, вычисляемая по формуле:

$$\Delta_{\text{пред}} = tm. \quad (8.4)$$

где t — коэффициент, задаваемый техническими инструкциями. Обычно его принимают равными $t = 2,5$ или $t = 3$.

Погрешность любого измерения по абсолютной величине, проводимого в этих условиях, с определенной, весьма высокой вероятностью не превзойдет величины предельной погрешности, т. е. практически всегда будет выполняться неравенство $|\Delta_i| \leq \Delta_{\text{пред}}$.

Если же выполняется неравенство противоположного смысла, т. е. $|\Delta_i| > \Delta_{\text{пред}}$ (истинная погрешность превышает предельную), можно делать вывод, что в измерениях имеет место *грубая погрешность*. Таким образом, под грубой погрешностью будем понимать любую погрешность, по абсолютной величине превосходящую предельную погрешность. В этом случае такое измерение необходимо провести заново.

Там же отмечено, что в геодезии часто применяют *относительную погрешность*, вычисляемую как отношение среднеквадратической погрешности к значению измеряемой величины. Так относительная погрешность δ_s измерения длины линии может быть

вычислена по формуле $\delta_s = \frac{m_s}{S}$. Обычно относительную погреш-

ность измерения представляют в виде *аликвотной дроби*, т. е. дроби, у которой числитель равен единице. Так, например, была измерена линия длиной 128 метров со среднеквадратической погрешностью 0,2 м. Тогда относительная погрешность измерения этой линии будет равна:

$$\delta_s = \frac{0,2}{128} = \frac{1}{128:0,2} = \frac{1}{640}.$$

Это следует понимать так: среднеквадратическая погрешность измерения составляет одну шестьсот сороковую часть от длины измеряемой линии.

Обычно на практике измерения организуются так, чтобы можно было получить, кроме необходимых, и дополнительные результаты. В этом случае получают не одно, а несколько отличающихся друг от друга приближенных значений измеряемой физической величины. Какое из них принять в качестве наилучшего, наиболее точного приближения к истинному значению измеряемой величины? Или, может быть, по этим результатам следует получить чисто вычислительным путем новое, более точное приближение? Ответ на эти вопросы составляют первую задачу теории погрешностей результатов измерений, которую назовем *задачей уравнивания* результатов измерений и сформулируем так:

Теория погрешностей разрабатывает правила вычислений (при наличии дополнительных измерений) наиболее точных приближений к истинным значениям измеренных физических величин.

Для правильного использования полученных результатов измерений и вычисленных по ним наиболее точных приближений к

измеренным физическим величинам весьма важно знать, с какой точностью эти результаты измерений и вычислений были получены. Не имея представления о точности, нельзя сказать о том, насколько полно выполненные результаты измерений отражают количественную сторону окружающей нас действительности, насколько хорошо они удовлетворяют производственным и научным требованиям. Из этого вытекает вторая задача теории погрешностей измерений, которую назовем *задачей апостериорной (послеопытной, т. е. после выполнения измерений) оценки точности* и сформулируем ее так:

Теория погрешностей разрабатывает правила оценки точности полученных результатов измерений и их функций.

Необходимым условием разрешения этой задачи, как и предыдущей, является наличие дополнительных измерений.

Для того чтобы измерения давали возможность получать результаты с необходимой точностью при минимальных затратах, необходимо уметь соответствующим образом планировать эти измерения. Указанное соображение приводит к третьей задаче теории погрешностей — *задаче априорной (доопытной, т. е. до производства измерений) оценке точности*, которую сформулируем так:

Теория погрешностей разрабатывает правила планирования измерений и вычислений так, чтобы они давали результаты с наименьшими затратами средств и времени при достаточной для успеха дела точности.

Из характера приведенных трех основных задач теории погрешностей измерений следует вывод об ее огромной значимости для геодезии. Разработка методики измерений и средств измерений, рационализация существующих методов измерений и производственных процессов, оценка точности получаемых результатов измерений и технически грамотное использование последних возможно лишь при соответствующем их анализе средствами теории погрешностей. Это осуществляется путем необходимых научных и инженерных расчетов, основанных на математическом аппарате, составляющем важнейшее содержание теории погрешностей измерений.

8.2. Оценка точности функций результатов измерений

Пусть непосредственно измерены некоторые величины, точность которых нам известна. Далее по измеренным величинам проводим вычисление новых величин. Возникает задача вычисления их характеристик точности.

Например, по измеренным стороне и двум углам треугольника необходимо вычислить две других стороны и оценить их точность,

если известны характеристики точности измерения линии и углов этого треугольника.

Решение поставленной задачи выполняется на основании следующих теорем, которые даются без доказательства:

Теорема 1.

Пусть $l_1, l_2, \dots, l_n$ — ряд результатов измерений, полученных в таких условиях, которые обеспечивают точность, характеризующуюся среднеквадратическими погрешностями $m_1, m_2, \dots, m_n$. По этим данным получена их линейная функция вида $y = C_0 + C_1 l_1 + C_2 l_2 + \dots + C_n l_n$, где все C_i ($i = 0, n$) — теоретические постоянные. Тогда среднеквадратическая погрешность этой функции может быть вычислена по формуле:

$$m_y = \sqrt{C_1^2 m_1^2 + C_2^2 m_2^2 + \dots + C_n^2 m_n^2}. \quad (8.5)$$

Теорема 2.

Пусть $l_1, l_2, \dots, l_n$ — ряд результатов измерений, полученный в таких условиях, которые обеспечивают точность, характеризующуюся среднеквадратическими погрешностями $m_1, m_2, \dots, m_n$. По этим результатам измерений получена их дифференцируемая функция вида $y = f(\lambda_1, \lambda_2, \dots, \lambda_n)$. Тогда среднеквадратическая погрешность этой функции может быть вычислена по формуле:

$$m_y = \sqrt{\left(\frac{\partial f}{\partial l_1}\right)^2 m_1^2 + \left(\frac{\partial f}{\partial l_2}\right)^2 m_2^2 + \dots + \left(\frac{\partial f}{\partial l_n}\right)^2 m_n^2}. \quad (8.6)$$

8.3. Накапливание погрешностей в основных геодезических действиях

Теоремы 1 и 2 позволяют решить вопрос о выявлении законов накапливания погрешностей в основных геодезических операциях.

Передача дирекционного угла по ходу в п-поворотных точек. Пусть проложен теодолитный ход (рис. 8.2). Углы хода $\beta_1, \beta_2, \dots, \beta_n$ измерялись в одинаковых условиях, обеспечивающих получение их со среднеквадратическими погрешностями $m_1 = m_2 = \dots = m_n = m_\beta$. Необходимо рассчитать среднеквадратическую погрешность $m_{\alpha_{\text{св}}}$ дирекционного угла последней линии рассматриваемого хода. При этом будем считать, что значение исходного дирекционного угла α_{AB} линии AB получено в условиях, обеспечивающих его определение с погрешностями, пренебрегаемо малыми по сравнению с погрешностями измерений, т. е. практически можно считать α_{AB} величиной безошибочной.

Для определения погрешности дирекционного угла линии CD прежде всего необходимо представить этот дирекционный угол как

функцию исходных и измеренных величин. Так как были измерены правые по ходу углы, искомый дирекционный угол может быть представлен в виде:

$$\alpha_{CD} = \alpha_{AB} + 180^\circ \cdot n - \beta_1 - \beta_2 - \dots - \beta_n.$$

Учитывая, что α_{AB} — величина безошибочная, как и $180^\circ \cdot n$, можно записать:

$$\alpha_{CD} = C_0 - \beta_1 - \beta_2 - \dots - \beta_n.$$

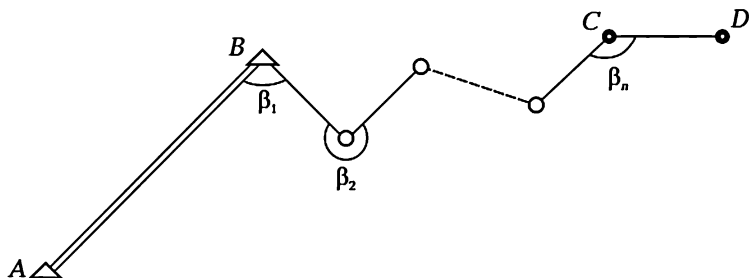


Рис. 8.2. Схема теодолитного хода

Здесь все коэффициенты перед результатами измерений (C_i) равны -1 . На основании теоремы 1 для квадрата среднеквадратической погрешности дирекционного угла последней линии хода можно записать

$$m_{\alpha_{CD}}^2 = m_1^2 + m_2^2 + \dots + m_n^2 \quad \text{или} \quad m_{\alpha_{CD}}^2 = m_\beta^2 \cdot n.$$

Тогда СКП дирекционного угла будет иметь вид:

$$m_{\alpha_{cd}} = m_\beta \sqrt{n}. \quad (8.7)$$

Окончательно можно сделать вывод, что при передаче дирекционных углов погрешности накапливаются пропорционально квадратному корню из числа углов.

Эта задача имеет большое практическое значение, т. к. на базе полученной среднеквадратической погрешности дирекционного угла последней линии хода можно получить формулу допустимой угловой невязки в теодолитном ходе, проложенном между двумя «твердыми» сторонами. Представим себе, что дирекционный угол последней линии является «твердым», т. е. полученным ранее из измерений более высокой точности. Практически его можно считать безошибочным по отношению к результату, полученному по результатам измерений в ходе. Поставим вопрос, а насколько может отличаться значение дирекционного угла, полученное из хода от «твердого», т. е. каких пределов может достичь разность $\Delta\alpha = \alpha^{\text{твр}} - \alpha^{\text{изм}}$? Для нахождения предельного значения величины $\Delta\alpha$ необходимо найти ее СКП, а затем перейти к предельному значению.

В соответствии с теоремой 1 $m_{\Delta\alpha} = \sqrt{m_{\alpha_{\text{теор}}}^2 + m_{\alpha_{\text{изм}}}^2}$. Поскольку «твердый» дирекционный угол признан безошибочным, то $m_{\alpha_{\text{теор}}} = 0$, следовательно, $m_{\Delta\alpha} = m_{\alpha_{\text{изм}}} = m_{\beta} \sqrt{n}$. В этом случае предельная погрешность разности, т. е. допустимое расхождение между теоретическим и измеренным значениями дирекционных углов может быть рассчитано по формуле $\Delta\alpha^{\text{пред}} = 2,5m_{\beta} \sqrt{n}$. Эта величина и есть допустимая невязка в сумме углов теодолитного хода, т. е.

$$f_{\beta}^{\text{доп}} = 2,5m_{\beta} \sqrt{n}. \quad (8.8)$$

Так, например, при измерении углов теодолитного хода электронным тахеометром, в паспорте которого указано, что СКП измерений угла $m_{\beta} = 6''$, допустимая невязка вычисляется по формуле:

$$f_{\beta}^{\text{доп}} = 2,5m_{\beta} \sqrt{n} = 15'' \sqrt{n}. \quad (8.9)$$

Накапливание погрешностей в сумме углов полигона. В многоугольнике измерены все внутренние углы $\beta_1, \beta_2, \dots, \beta_n$. Точность их измерений характеризуется среднеквадратическими погрешностями $m_1 = m_2 = \dots = m_n = m_{\beta}$. Необходимо определить среднеквадратическую погрешность суммы $\sum_{i=1}^n \beta_i = \beta_1 + \beta_2 + \dots + \beta_n$ углов многоугольника.

Проведя рассуждения, аналогичные предыдущему, на основании теоремы 1 можно получить формулу, соответствующую формуле (8.7):

$$m_{\sum\beta} = m_{\beta} \sqrt{n}. \quad (8.10)$$

Сумма углов многоугольника имеет среднеквадратическую погрешность, в корень из n раз большую, чем в измеренных углах.

Накапливание погрешностей в среднем арифметическом из n равноточных измерений угла. Один и тот же угол измерен n раз и при этом получены результаты $\beta_1, \beta_2, \dots, \beta_n$, характеризующиеся среднеквадратическими погрешностями $m_1 = m_2 = \dots = m_n = m_{\beta}$. Необходимо вычислить среднеквадратическую погрешность среднего арифметического $\bar{\beta} = \frac{1}{n}\beta_1 + \frac{1}{n}\beta_2 + \dots + \frac{1}{n}\beta_n$ этих результатов измерений. В данном примере все коэффициенты $C_i = \frac{1}{n}$.

Для квадрата среднеквадратической погрешности получаем выражение

$$m_{\bar{\beta}}^2 = m_{\beta}^2 / n, \quad (8.11)$$

а для средней квадратической погрешности

$$m_{\bar{\beta}} = \frac{m_{\beta}}{\sqrt{n}}. \quad (8.12)$$

Среднеквадратические погрешности среднего арифметического в корень из n раз меньше по сравнению со средней квадратической погрешностью единичного измерения.

Этот вывод можно полностью отнести не только к угломерным измерениям, но и к другим равноточным измерениям любого рода.

Передача высот по ходу в n станций. Пусть проложен нивелирный ход из n станций. Превышения на станциях нивелирного хода измерялись независимо друг от друга. Измерения проводились в одинаковых условиях, обеспечивающих получение их со среднеквадратическими погрешностями $m_1 = m_2 = \dots = m_n = m_{\text{ст.}}$. Необходимо рассчитать среднеквадратическую погрешности m_{H_B} высоты конечной точки хода B . При этом будем считать, что значение высоты начальной точки хода H_A получено в условиях, обеспечивающих ее определение с погрешностями, пренебрегаемо малыми по сравнению с погрешностями измерений, т. е. практически можно считать H_A величиной безошибочной.

Для определения погрешностей высоты точки B прежде всего необходимо представить ее как функцию исходных и измеренных величин. Искомая высота точки B может быть представлена в виде:

$$H_B = H_A + h_1 + h_2 + \dots + h_n.$$

Учитывая, что H_A — величина безошибочная, и принимая во внимание, что все $C_i = 1$, на основании теоремы 1 для квадрата среднеквадратической погрешности высоты последней точки хода можно записать:

$$m_{H_B}^2 = m_{\text{ст.}}^2 n.$$

Тогда СКП будет иметь вид:

$$m_{H_B} = m_{\text{ст.}} \sqrt{n}. \quad (8.13)$$

Окончательно можно сделать вывод, что при передаче высот точек случайные погрешности накапливаются пропорционально квадратному корню из их числа.

Если нивелирный ход заканчивается «твердой» точкой, т. е. точкой с известной отметкой высоты, то, проводя рассуждения, аналогичные рассуждениям, предшествующим формуле (8.10), можно записать для допустимой невязки выражение:

$$f_h^{\text{доп}} = 2,5 m_h \sqrt{n}. \quad (8.14)$$

При нивелировании в равнинной местности расстояние между рейками остается примерно одинаковым, поэтому общее количество станций в нивелирном ходе может быть представлено в виде

$$n = \frac{L}{l_{\text{cp}}},$$

где L — длина нивелирного хода; l_{cp} — среднее расстояние между рейками в нивелирном ходе.

Тогда выражению (8.13) можно придать вид:

$$m_{H_B} = m_{cm} \frac{\sqrt{L}}{\sqrt{I_{cp}}}.$$

Введем обозначение:

$$\mu_{h_{км}} = \frac{m_{cm}}{\sqrt{I_{cp}}}.$$

Окончательно выражению (8.13) можно придать вид:

$$m_{H_B} = \mu_{h_{км}} \sqrt{L}. \quad (8.15)$$

Величина $\mu_{h_{км}}$ представляют собой среднеквадратическую погрешность превышения, полученного по ходу длиной в один километр. Для того чтобы в этом убедиться, достаточно в выражение для m_{H_B} подставить значение $L = 1$ км. Иногда эту величину называют *коэффициент случайного влияния в геометрическом нивелировании или километлическая среднеквадратическая погрешность нивелирования*.

Допустимая невязка в таком варианте будет вычисляться по формуле:

$$f_h^{AOp} = 2,5 \mu_{h_{км}} \sqrt{L}. \quad (8.16)$$

Как видно из приведенных соотношений, закон накапливания случайных погрешностей не меняется при использовании различных характеристик нивелирных ходов, будь то длина хода либо количество станций в ходе: *случайные погрешности накапливаются пропорционально корню квадратному из количественной характеристики хода*.

Линейные измерения. В настоящее время существуют два типа линейных измерений:

- измерение с использованием мерного прибора, непосредственно укладываемого в створе измеряемой линии, выполняемые рулеткой, мерной лентой или проволокой;

- измерение косвенное, связанное с измерением времени прохождения сигнала от прибора до отражателя и обратно, выполняемые свето- или радиодальномерами.

Оба этих типа измерений отличаются друг от друга по характеру накопления погрешностей, и поэтому каждый из них должен быть рассмотрен отдельно.

Непосредственное измерение линий. Процесс измерения линии лентой (проволокой, рулеткой) по своей структуре очень близок к геометрическому нивелированию. И в первом, и во втором случаях окончательный результат получается как сумма отдельных элементов. Это могут быть превышения на станциях нивелирного хода, либо длины отрезков между штативами при измерении длины

линии проволокой, либо длины отрезков между шпильками при измерении линии лентой. Одинаковый характер процессов измерений определяет однотипный характер накапливания погрешностей измерений и для линии S , измеренной лентой l , и вычисленной из соотношения $S = l \cdot n$; среднеквадратическая погрешность может быть рассчитана по формуле:

$$m_s = m_l \sqrt{n}, \quad (8.17)$$

где m_l — среднеквадратическая погрешность одного уложения ленты; n — число уложений ленты в створе измеряемой линии.

Как и в нивелирных работах, погрешности измерения линий можно представить с использованием длины линии. Для этого в формуле (8.17) вместо n необходимо подставить его выражение через S . Тогда будем иметь:

$$m_s = m_l \frac{\sqrt{S}}{\sqrt{l}}.$$

Введем обозначение:

$$\mu_s = \frac{m_l}{\sqrt{l}}.$$

Окончательно выражению (8.17) можно придать вид:

$$m_s = \mu_s \sqrt{S}. \quad (8.18)$$

Величина μ_s представляет собой среднеквадратическую погрешность измерения линии длиной в один метр. Иногда эту величину называют *коэффициент случайного влияния в линейных измерениях*.

Измерение линий свето- и радиодальномерами. Физическая основа линейных измерений этого типа в значительной степени отличается от рассмотренных ранее. В предыдущем случае измерение выполнялось непосредственно методом «наращивания», когда окончательный результат являлся суммой отдельных элементарных частей, непосредственно измеряемых.

В светодальномерных и радиодальномерных измерениях фиксируется тем или иным методом время прохождения сигнала от прибора до отражателя и обратно. Поэтому точность окончательного результата в значительной степени зависит от точности измерения отрезка времени, что далеко не всегда связано с величиной этого отрезка, т. е. с длиной измеряемой линии. В связи с этим, как показывает практика светодальномерных и радиодальномерных измерений, для конкретного типа приборов в очень широком диапазоне изменения длин линий, эти измерения можно считать равноточными. Достаточно хорошие показатели точности можно получить по паспортным данным прибора.

8.4. Погрешность положения точки

Положение точки на плане определяется двумя координатами X и Y , т. е. характеристика положения точки на плоскости, является двумерной величиной. Соответственно, и погрешность ее положения должна характеризоваться также двумерной величиной m_x и m_y . Но для практических целей удобнее характеризовать погрешность положения точки на плане величиной одномерной. В качестве такой характеристики используют величину СКП положения точки, вычисляемой по формуле:

$$m_t = \sqrt{m_x^2 + m_y^2}. \quad (8.19)$$

Решение типовых примеров

Пример 8.1. Вычислить СКП превышения, полученного на станции геометрического нивелирования, если СКП отсчета по рейке равно 1 мм. Здесь следует учесть, что превышение на станции определялось по методике, принятой для технического нивелирования.

Решение.

При решении задач подобного типа прежде всего необходимо составить функцию, связывающую оцениваемую величину с измененными величинами.

В рассматриваемой задаче необходимо оценить точность превышения, полученного на станции геометрического нивелирования. Известно, что такое превышение рассчитывают как среднее арифметическое из превышений, получаемых по черной и красной сторонам реек. Последние вычисляют как разность отсчетов по задней и передней рейкам. Тогда искомое превышение может быть рассчитано по формуле:

$$h = \frac{(v_s^q - v_n^q) + (v_s^k - v_n^k)}{2},$$

или

$$h = \frac{1}{2}v_s^q - \frac{1}{2}v_n^q + \frac{1}{2}v_s^k - \frac{1}{2}v_n^k.$$

Это соотношение представляет собой линейную функцию независимых результатов измерений — отсчетов. Для расчета СКП превышения в этом случае применима формула:

$$m_y^2 = C_1^2 m_1^2 + C_2^2 m_2^2 + \dots + C_n^2 m_n^2;$$

при этом коэффициенты соответственно равны

$$C_1 = \frac{1}{2}, C_2 = -\frac{1}{2}, C_3 = \frac{1}{2}, C_4 = -\frac{1}{2}.$$

Учитывая, что среднеквадратические погрешности отсчетов равны между собой, окончательно получаем:

$$m_h = \sqrt{\frac{1}{4}m_0^2 + \frac{1}{4}m_0^2 + \frac{1}{4}m_0^2 + \frac{1}{4}m_0^2} = m_0 = 1 \text{ мм}.$$

Пример 8.2. Километрическая СКП геометрического нивелирования равна 8 мм. Вычислить предельное значение разности между превышениями, полученными в прямом и обратном направлениях по ходу длиной 15 км.

Решение.

В данном случае необходимо найти предельную погрешность разности между двумя превышениями. В этом случае оцениваемая величина имеет вид:

$$d = h_{\text{пр}} - h_{\text{обп}}.$$

СКП такой функции равна

$$m_d = \sqrt{m_{h_{\text{пр}}}^2 + m_{h_{\text{обп}}}^2}.$$

Прямое и обратное превышения получены в одинаковых условиях, так как длины ходов и методика нивелирования в обоих случаях одинаковы. Следовательно, эти превышения имеют одинаковые СКП, т. е. $m_{h_{\text{пр}}} = m_{h_{\text{обп}}} = m_{h_{\text{км}}}$. Тогда $m_d = m_h \sqrt{2}$. Но СКП превышения, полученного по ходу в L км, определяется из формулы $m_{h_{\text{км}}} = \mu_{h_{\text{км}}} \sqrt{L}$.

Тогда $m_d = \mu_{h_{\text{км}}} \sqrt{2L}$. Предельная погрешность связана с СКП соотношением $\Delta_{\text{пр}} = 2,5m$. Окончательно получаем: $\Delta_d = 2,5\mu_{h_{\text{км}}} \sqrt{2L}$.

По условию задачи необходимо найти предельное расхождение разности превышений. Но теоретическое значение разности равно нулю, следовательно, фактическое значение разности совпадает с ее погрешностью. Тогда

$$d = \Delta_d = 2,5\mu_{h_{\text{км}}} \sqrt{2L} = 20 \cdot \sqrt{30} = 110 \text{ мм}.$$

Пример 8.3. Заданы координаты точки A $X_A = 1000,00$ м и $Y_A = 1000,00$ м. Вычислить координаты точки P и СКП положения ее относительно точки A , если линия $S_{AP} = 250,17$ м, и дирекционный угол $\alpha_{AP} = 63^\circ 27'$ при $m_s = 0,08$ м и $m_\alpha = 2'$.

Решение.

Координаты точки P рассчитывают по формулам $X_P = X_A + \Delta x_{AP} = X_A + S \cos \alpha$ и $Y_P = Y_A + \Delta y = Y_A + S \sin \alpha$. В нашем случае $X_P = 1111,83$ м и $Y_P = 1223,79$ м. СКП координат могут быть получены из соотношений:

$$m_{X_P} = \sqrt{\left(\frac{\partial(X_P)}{\partial S} m_s\right)^2 + \left(\frac{\partial(X_P)}{\partial \alpha} m_\alpha\right)^2 + m_{X_A}^2};$$

$$m_{Y_p} = \sqrt{\left(\frac{\partial(Y_p)}{\partial S} m_s\right)^2 + \left(\frac{\partial(Y_p)}{\partial \alpha} m_\alpha\right)^2} + m_{Y_A}^2,$$

где $\frac{\partial(X_p)}{\partial S}$; $\frac{\partial(X_p)}{\partial \alpha}$; $\frac{\partial(Y_p)}{\partial S}$; $\frac{\partial(Y_p)}{\partial \alpha}$ — частные производные X_p и Y_p соответственно по аргументам S и α .

По условию задачи требуется найти СКП положения искомой точки относительно исходной. Это дает право принять исходную точку как безошибочную, т. е. $m_{X_A} = 0$ и $m_{Y_A} = 0$. Тогда погрешности координат искомой точки будут равны погрешностям приращений координат.

Частные производные определяются из соотношений:

$$\frac{\partial(\Delta x)}{\partial S} = \cos \alpha; \quad \frac{\partial(\Delta x)}{\partial \alpha} = -S \sin \alpha = -\Delta y;$$

$$\frac{\partial(\Delta y)}{\partial S} = \sin \alpha; \quad \frac{\partial(\Delta y)}{\partial \alpha} = S \cos \alpha = \Delta x.$$

Тогда

$$m_{\Delta x} = \sqrt{(m_s \cos \alpha)^2 + (-\Delta y \cdot m_\alpha)^2};$$

$$m_{\Delta y} = \sqrt{(m_s \sin \alpha)^2 + (\Delta x \cdot m_\alpha)^2}.$$

При вычислениях величина m_α должна быть представлена в радианной мере, но в условии задачи она задается в градусной мере. С учетом этого предыдущие формулы примут вид:

$$m_{X_p} = m_{\Delta x} = \sqrt{(m_s \cos \alpha)^2 + \left(-\Delta y \cdot \frac{m_\alpha}{\rho}\right)^2};$$

$$m_{Y_p} = m_{\Delta y} = \sqrt{(m_s \sin \alpha)^2 + \left(\Delta x \cdot \frac{m_\alpha}{\rho}\right)^2}.$$

Подставив соответствующие значения величин, получаем

$$m_{X_p} = m_{\Delta x} = \sqrt{(0,08 \cdot 0,454)^2 + \left(\frac{2 \cdot 224}{3440}\right)^2} = 0,14 \text{ м};$$

$$m_{Y_p} = m_{\Delta y} = \sqrt{(0,08 \cdot 0,891)^2 + \left(\frac{2 \cdot 112}{3440}\right)^2} = 0,08 \text{ м}.$$

Окончательно:

$$\Delta x = 111,83 \text{ м}; \quad m_{\Delta x} = 0,14 \text{ м};$$

$$\Delta y = 223,79 \text{ м}; \quad m_{\Delta y} = 0,08 \text{ м}.$$

Погрешность положения искомой точки будет получена из соотношения:

$$m_i = \sqrt{0,14^2 + 0,08^2} = 0,16 \text{ м.}$$

8.5. Веса результатов измерения

Вес является характеристикой относительной точности результата измерения и рассчитывается как величина, обратно пропорциональная квадрату среднеквадратического отклонения результата измерения

Пусть имеем ряд измерений $l_1, l_2, \dots, l_n$, каждое из которых характеризуется соответственно квадратами среднеквадратических погрешностей $m_1^2, m_2^2, \dots, m_n^2$. Тогда вес i -ого результата измерения может быть рассчитан по формуле:

$$p_i = \frac{k}{m_i^2}. \quad (8.20)$$

Так как вес — относительная характеристика точности, то понятие веса не применимо к одному отдельно взятому измерению. Можно приписать любой вес результату единичного измерения, но этот факт еще не о чем не говорит. Вес показывает, во сколько раз разброс одного измерения больше или меньше другого. Но здесь необходимо помнить, что под разбросом одного измерения следует понимать разброс серии измерений, выполняемых в одинаковых условиях. Тогда, чем больше вес одного результата измерения, тем точнее это измерение по сравнению с другими.

Выбирая различные значения k в (8.20), тем самым увеличиваем (уменьшаем) в одно и то же число раз веса всех результатов измерений $l_1, l_2, \dots, l_n$, но при этом *остается неизменным соотношение весов отдельных результатов измерений*.

Можно вывести следующие соотношения:

$$p_i = \frac{k}{m_i^2} \Rightarrow k = p_i \cdot m_i^2;$$

$$p_j = \frac{k}{m_j^2} \Rightarrow k = p_j \cdot m_j^2.$$

Из данных равенств следует, что

$$p_i \cdot m_i^2 = p_j \cdot m_j^2.$$

Последнее равенство позволяет произвести расчет любой неизвестной четвертой величины, например:

$$p_i = p_j \cdot \frac{m_j^2}{m_i^2}; \quad m_i = m_j \sqrt{\frac{p_j}{p_i}}.$$

Выберем k так, чтобы вес одного из измерений $p_j = 1$. Тогда получаем:

$$k = 1 \cdot m_j^2 = m_j^2.$$

Квадрат СКП величины, обладающей единичным весом, обычно обозначают μ^2 . Тогда $k = m_j^2 = \mu^2$, и верно соотношение:

$$p_i = \frac{\mu^2}{m_i^2}. \quad (8.21)$$

В геодезической практике величину μ называют «СКП единицы веса», понимая под этим «среднеквадратическую погрешность величины, вес которой равен единице».

Как следует из формулы (8.21), выбор величины k определяет выбор величины с единичным весом.

Пример 8.4. Пусть имеется две величины, характеризуемые СКП $m_1 = 30''$ и $m_2 = 1''$. Вычислить веса этих результатов измерений.

Решение.

Примем для расчета весов $k = 400$. Тогда веса заданных величин будут

$$p_1 = \frac{400}{900} = \frac{4}{9}; \quad p_2 = \frac{400}{1} = 400,$$

а в качестве величины, обладающей единичным весом, выступает угол, точность измерения которого характеризуется СКП, равным $20''$, что вытекает из следующих соображений: $k = m_0^2 \Rightarrow \mu = \sqrt{k} = 20''$.

8.6. Оценка относительной точности функций результатов измерений и расчет весов при различных геодезических действиях

Иногда в практике геодезических работ возникает необходимость рассчитать вес функции результатов измерений. Решение поставленной задачи может быть проведено на основании следующей теоремы.

Теорема 3.

Пусть $l_1, l_2, \dots, l_n$ — результаты измерений получены с весами, соответственно равными $p_1, p_2, \dots, p_n$. Тогда линейная функция этих результатов измерений $y = C_1 l_1 + C_2 l_2 + \dots + C_n l_n$, где все C_i ($i = 1, 2, \dots, n$) — теоретические постоянные, имеет обратный вес, вычисляемый по формуле

$$\frac{1}{p_y} = \frac{C_1^2}{p_1} + \frac{C_2^2}{p_2} + \dots + \frac{C_n^2}{p_n}. \quad (8.22)$$

Угломерные работы. Рассмотрим процесс передачи дирекционного угла на n -ую линию хода. Пусть равноточно измерены правые углы $\beta_1, \beta_2, \dots, \beta_n$ в теодолитном ходе. Необходимо вычислить вес n -ой линии хода при условии, что дирекционный угол α_{AB} исходной линии AB получен с погрешностями, пренебрегаемо малыми по сравнению с погрешностями измерения углов хода.

Условие равноточности измерения углов хода позволяет приписать всем измеренным значениям углов один и тот же вес, в частности, равный единице, т. е. $p_1 = p_2 = \dots = p_n = p_\beta = 1$.

Дирекционный угол последней линии теодолитного хода вычисляем по известной формуле

$$\alpha_n = \alpha_{AB} + 180^\circ \cdot n - \beta_1 - \beta_2 - \dots - \beta_n.$$

Тогда на основании теоремы 3 записываем выражение обратного веса дирекционного угла последней линии хода. Необходимо учесть, что слагаемое $\alpha_{AB} + 180^\circ \cdot n$ в предыдущей формуле есть безошибочная величина с нулевой дисперсией, и, следовательно, с нулевым обратным весом. На основании этого имеем:

$$\frac{1}{p_{\alpha_n}} = \frac{(-1)^2}{1} + \frac{(-1)^2}{1} + \dots + \frac{(-1)^2}{1} = n.$$

$$\text{Тогда } p_{\alpha_n} = \frac{1}{n} \text{ при } p_\beta = 1. \quad (8.23)$$

Воспользовавшись соответствующим свойством весов, умножим в равенствах (8.23) все веса на одно и то же число $k > 0$, и получим

$$p_{\alpha_n} = \frac{k}{n} \text{ при } p_\beta = k. \quad (8.24)$$

В этом случае в качестве величины, обладающей единичным весом, будет выступать дирекционный угол, полученный по ходу в k поворотных точек, в чем легко убедиться, если в формуле (8.24) вместо n подставить k .

Таким образом, получаем, что выбор коэффициента k определяет выбор величины, вес которой равен единице.

Линейные измерения. Пусть на местности мерной лентой измерено n линий, и получены результаты $S_1, S_2, \dots, S_n$. Необходимо вычислить веса результатов измерений этих линий при условии, что все измерения выполнялись с одним и тем же коэффициентом случайного влияния $\mu_s = \mu$.

Квадраты СКП измерений этих линий на основании формулы (8.18) будут соответственно равны $m_1^2 = \mu^2 \cdot S_1$, $m_2^2 = \mu^2 \cdot S_2$, ..., $m_n^2 = \mu^2 \cdot S_n$. Если принять в качестве коэффициента пропорциональности $k = C \cdot \mu^2$, то веса измеренных значений линий будут соответственно равны

$$p_1 = \frac{C}{S_1}; p_2 = \frac{C}{S_2}, \dots, p_n = \frac{C}{S_n},$$

т. е. вес измеренного мерной лентой значения линии будет обратно пропорционален длине этой линии. При этом в качестве величины, обладающей единичным весом, выступает результат измерения линии длиной в C метров, в чем легко убедиться, подставив соответствующее значение длины линии в формулу веса линии.

Этот вывод может быть распространен на результаты измерения линий проволоками или рулетками. Однако эта методика расчета весов измеренных значений длин линий не может быть использована при радио и светодальномерных измерениях.

Примечание. Вычисление весов измеренных значений линий как величин, обратно пропорциональных их длине, возможно только при условии, что значения измерений всех линий получены по одной и той же методике, т. е. при одном и том же значении μ_s .

Решение типовых примеров.

Пример 8.5. Результатам измерения углов соответствуют среднеквадратические отклонения $0',5; 0',7; 1',0$. Вычислить их веса, если известно, что среднеквадратическое отклонение единицы веса равно $1',5$.

Решение.

Известно, что $p_i = \frac{\sigma_0^2}{\sigma_i^2}$, где σ_0 — СКП единицы веса, а σ_i — СКП

i -ого результата измерения. Тогда

$$p_1 = \frac{\sigma_0^2}{\sigma_1^2} = \frac{2,25}{0,25} = 9; p_2 = \frac{\sigma_0^2}{\sigma_2^2} = \frac{2,25}{0,49} = 4,5; p_3 = \frac{\sigma_0^2}{\sigma_3^2} = \frac{2,25}{1,00} = 2,25.$$

Пример 8.6. Вычислить веса превышений по ходам геометрического нивелирования соответственно длиной 10, 20, 30 км.

Решение.

Весы в геометрическом нивелировании рассчитываются по фор-

муле $p_i = \frac{k}{L_i}$, где L_i — длина i -ого хода. Примем $k = 15$, тогда получим:

$$p_1 = \frac{15}{10} = 1,5; p_2 = \frac{15}{20} = 0,75; p_3 = \frac{15}{30} = 0,5.$$

При этом в качестве величины, обладающей единичным весом, выступает превышение по ходу длиной в $k = 15$ км.

8.7. Математическая обработка ряда результатов измерений

Пусть имеется ряд $l_1, l_2, \dots, l_n$ измерений одной величины L , истинное значение которой неизвестно. Все измерения производились в различных условиях, и результаты измерений соответственно характеризуются весами $p_1, p_2, \dots, p_n$. На основании этих данных подлежат решению две задачи:

Задача уравнивания, т. е. нахождения наилучшего приближения к истинному значению.

Задача апостериорной оценки точности. Апостериорная (*a posteriori* — с латинского *после опыта*) оценка точности — это оценка точности по результатам измерений. В случае математической обработки ряда измерений одной и той же физической величины апостериорная оценка точности предполагает вычисление характеристик точности полевых измерений и характеристику точности уравненного значения измеряемой величины.

Уравнивание ряда результатов измерений одной и той же величины. Получен ряд измерений $l_1, l_2, \dots, l_n$ одной величины. Соответственно веса этих измерений равны $p_1, p_2, \dots, p_n$. Из этого ряда измерений можно составить бесчисленное множество различных комбинаций, но считается, что наилучшим приближением к истинному значению измеряемой величины L будет *общая арифметическая середина* (*средневзвешенная величина* или *среднее весовое*), вычисляемая по формуле:

$$\bar{l} = \frac{[pl]}{[p]} = \frac{p_1}{[p]}l_1 + \frac{p_2}{[p]}l_2 + \dots + \frac{p_n}{[p]}l_n. \quad (8.25)$$

Для вычисления средневзвешенной величины иногда используют формулу, позволяющую вычислять ее значение через приближение l_0 . Тогда формула (8.25) получает вид

$$\bar{l} = l_0 + \frac{[p\delta l]}{[p]} = l_0 + \frac{p_1}{[p]}\delta l_1 + \frac{p_2}{[p]}\delta l_2 + \dots + \frac{p_n}{[p]}\delta l_n. \quad (8.26)$$

где $\delta l_i = l_i - l_0$.

Вычислив среднее весовое, можно получить систему поправок

$$V_i = \bar{l} - l_i, \quad (8.27)$$

которые называют поправками из уравнивания или вероятнейшими поправками.

Поправки из уравнивания обладают свойством $[pV] = 0$. Это свойство используют для контроля вычисления общей арифметической середины.

В случае равноточных измерений, т. е. при условии, что $p_1 = p_2 = \dots = p_n = 1$, общая арифметическая середина переходит в

простую арифметическую середину (среднее арифметическое), и при этом $[p] = n$.

$$\bar{l} = \frac{[l]}{n} = \frac{1}{n}l_1 + \frac{1}{n}l_2 + \dots + \frac{1}{n}l_n. \quad (8.28)$$

В этом случае система поправок из уравнивания будет обладать свойством $[V] = 0$.

Вычисление среднего арифметического также можно вести с использованием приближенного значения l_0 .

$$\bar{l} = l_0 + \frac{[\delta l]}{n} = l_0 + \frac{1}{n}\delta l_1 + \frac{1}{n}\delta l_2 + \dots + \frac{1}{n}\delta l_n. \quad (8.29)$$

При сравнении формул (8.25) и (8.28) можно сделать интересный вывод.

При равнооточных измерениях все результаты l_i входят в окончательное значение $\bar{l}$ равными частями, составляющими $1/n$ их величины.

При неравнооточных измерениях результат l_i входит в окончательное значение $\bar{l}$ частью, пропорциональной его весу.

Это значит, что при равнооточных измерениях любой результат оказывает равное влияние на формирование окончательного значения $\bar{l}$.

При неравнооточных измерениях на формирование окончательного результата оказывают наибольшее значение более точные результаты измерений.

Апостериорная оценка точности включает в себя:

- вычисление СКП единичного веса;
- вычисление веса общей арифметической середины;
- вычисление СКП общей арифметической середины;
- вычисление СКП любого результата измерения;
- вычисление предельных погрешностей результатов измерений и общей арифметической середины.

1. СКП единичного веса вычисляют по формуле:

$$\mu = \sqrt{\frac{[pV^2]}{n-1}}, \quad (8.30)$$

где V_i — поправки из уравнивания, вычисляемые по формуле (8.27)

2. Учитывая, что общая арифметическая середина вычисляется по формуле $\bar{l} = \frac{[pl]}{[p]} = \frac{p_1}{[p]}l_1 + \frac{p_2}{[p]}l_2 + \dots + \frac{p_n}{[p]}l_n$, на основании теоремы 3 запишем:

$$\frac{1}{p_{\bar{l}}} = \frac{\left(\frac{p_1}{[p]}\right)^2}{p_1} + \frac{\left(\frac{p_2}{[p]}\right)^2}{p_2} + \dots + \frac{\left(\frac{p_n}{[p]}\right)^2}{p_n} = \frac{p_1}{[p]^2} + \frac{p_2}{[p]^2} + \dots + \frac{p_n}{[p]^2} = \frac{1}{[p]}.$$

Тогда

$$p_{\bar{x}} = [p]. \quad (8.31)$$

Вес общей арифметической середины (среднего взвешенного) равен сумме весов отдельных результатов измерений.

3. СКП общей арифметической середины может быть получена по формуле:

$$m_{\bar{x}} = \frac{\mu}{\sqrt{[p]}}. \quad (8.32)$$

4. СКП любого результата измерения может быть получена по формуле:

$$m_i = \frac{\mu}{\sqrt{p_i}}. \quad (8.33)$$

5. Предельные погрешности вычисляют по формулам:

$$\Delta_{\bar{x}}^{\text{пред}} = 2,5m_{\bar{x}} \text{ и } \Delta_{x_i}^{\text{пред}} = 2,5m_{x_i}. \quad (8.34)$$

В случае равнозначных измерений:

1. СКП единичного веса будет совпадать с СКП результата измерения, т. к. всем результатам измерений приписан вес $p_i = 1$. Вычисление этой величины проводят по формуле:

$$\mu = \sqrt{\frac{[V^2]}{n-1}}. \quad (8.35)$$

2. Вес среднего арифметического будет равен:

$$p_{\bar{x}} = n. \quad (8.36)$$

3. СКП среднего арифметического равен:

$$m_{\bar{x}} = \frac{\mu}{\sqrt{n}}. \quad (8.37)$$

4. Предельные погрешности вычисляют по формулам:

$$\Delta_{\bar{x}}^{\text{пред}} = 2,5m_{\bar{x}} \text{ и } \Delta_{x_i}^{\text{пред}} = 2,5m_{x_i}. \quad (8.38)$$

Решение типовых примеров

Пример 8.7. Линия теодолитного хода измерена пять раз. При этом получены результаты: 217,24; 217,31; 217,38; 217,23; 217,20. Произвести математическую обработку этого ряда результатов измерений.

Решение.

Все вычисления сводим в табл. 8.1.

Таблица 8.1

Пример обработки ряда результатов равноточных измерений

№	$L_i, \text{м}$	$\delta l_i, \text{см}$	$v_i, \text{см}$	v_i^2	$\delta^2 l_i$
1	217,24	+ 4	+ 3	9	16
2	217,31	+ 11	– 4	16	121
3	217,38	+ 18	– 11	121	324
4	217,23	+ 3	+ 4	16	9
5	217,20	0	+ 7	49	0
		+ 36	– 1	211	470

Примем в качестве приближенного значения l_0 минимальное значение результата измерения 217,20 м.

Уравненное значение измеряемой величины получилось равным

$$\bar{l} = 217,20 + \frac{36}{5} = 217,272 \text{ м.}$$

Округленное уравненное значение измеряемой величины $\bar{l}_{\text{ок}} = 217,27$, при этом погрешность округления $\omega = -0,002 \text{ м} = -0,2 \text{ см}$.

$$\text{СКП результата измерения } m = \sqrt{\frac{211}{4}} = 7,26 \text{ см.}$$

$$\text{Оценка надежности СКП измерения } m_m = \frac{7,26}{\sqrt{8}} = 2,6 \text{ см.}$$

Следовательно, в величине m следует оставить только одну значащую цифру, т. е. $m = 7 \text{ см}$.

Контроль вычислений:

$$[V] = \omega \cdot n = -1;$$

$$[V^2] = 470 - \frac{36^2}{5} = 210,8.$$

Пример 8.8. На репер по четырем ходам геометрического нивелирования различной длины передана высота, при этом получены результаты:

№	$H_i, \text{м}$	$L_i, \text{км}$
1	134,178	5
2	134,211	4
3	134,188	5
4	134,195	6

Произвести математическую обработку этого ряда результатов измерений.

Решение.

Все вычисления сводим в табл. 8.2.

Таблица 8.2

Пример обработки ряда результатов неравноточных измерений

№	H_i , м	L_i , км	$p_i = \frac{k}{L_i}$ $k = 7$	δH_i , мм	$p_i \delta H_i$, мм	v_i , мм	$p_i v_i$, мм	$p_i v_i^2$	$p_i \delta H_i^2$
1	134,172	8	0,88	0	0	+23	+20,2	465	0
2	134,211	4	1,75	+39	+68,2	-16	-28,0	448	2660
3	134,188	5	1,40	+16	+22,4	+7	+9,8	69	358
4	134,195	6	1,17	+23	+26,9	0	0	0	619
	[]	—	5,20	—	+117,5	—	+2,0	982	3637

Примем в качестве приближенного значения H_0 минимальное значение результата измерения 134,172 м.

Уравненное значение измеряемой величины получилось равным

$$\bar{H} = 134,172 + \frac{117,5}{5,20} = 134,1946 \text{ м.}$$

Округленное уравненное значение измеряемой величины $\bar{H}_{ок} = 134,195$, при этом погрешность округления $\omega = + 0,0004 \text{ м} = + 0,4 \text{ мм}$.

$$\text{СКП единицы веса } \mu = \sqrt{\frac{982}{3}} = 18,09 \text{ мм.}$$

$$\text{Оценка надежности СКП единицы веса } m_\mu = \frac{18,09}{\sqrt{6}} = 7 \text{ мм.}$$

Следовательно, в величине μ следует оставить только одну значащую цифру, т. е. $\mu = 20 \text{ мм}$.

$$\text{Вес уравненного значения } p_{\bar{H}} = [p] = 5,20.$$

$$\text{СКП уравненного значения } m_{\bar{H}} = \frac{20}{\sqrt{5,20}} = 8 \text{ мм.}$$

$$\text{СКП превышения по первому ходу } m_{H_1} = \frac{20}{\sqrt{0,88}} = 21 \text{ мм.}$$

СКП превышения, полученного по ходу в один километр, можно вычислить по формуле:

$$\mu_{\text{ход}} = \frac{\mu}{\sqrt{k}} = \frac{20}{\sqrt{7}} = 7 \text{ мм.}$$

Контроль вычислений:

$$[pV] = \omega \quad [p] = +2,0;$$

$$[pV^2] = 3637 - \frac{117,5^2}{5,20} = 982.$$

8.8. Оценка точности по невязкам условных уравнений

8.8.1. Понятие об условных уравнениях. Невязки условных уравнений

Под условным уравнением понимается любое математическое соотношение, связывающее истинные значения измеряемых величин, т. е. $f(L_1, L_2, \dots, L_n) = 0$ — общий вид условного уравнения.

Условные уравнения возникают только в том случае, если имеются дополнительные (избыточные) измерения, причем число условных уравнений, возникающих в системе, равно числу избыточных измерений.

Примеры условных уравнений

Пример 1. В треугольнике измерены все углы. Условное уравнение имеет вид $L_1 + L_2 + L_3 - 180^\circ = 0$.

Пример 2. Измерено n превышений между двумя точками с известными высотами H_A и H_B . Условное уравнение имеет вид $L_1 + L_2 + \dots + L_n - (H_B - H_A) = 0$.

Пример 3. В теодолитном ходе, проложенном между двумя исходными сторонами, измерены все углы и линии. В этом случае имеется три избыточных измерения, которые порождают три условных уравнения вида:

$$1. \sum_{i=1}^{n+1} \beta_i - (\alpha_{\text{кон}} - \alpha_{\text{нач}}) - 180^\circ \cdot n = 0;$$

$$2. \sum_{i=1}^n S_i \cos \alpha_i - (X_{\text{кон}} - X_{\text{нач}}) = 0;$$

$$3. \sum_{i=1}^n S_i \sin \alpha_i - (Y_{\text{кон}} - Y_{\text{нач}}) = 0.$$

Если в условное уравнение вместо истинных значений измеряемых величин подставить результаты измерений, то в правой части появляется величина, в общем случае отличная от нуля, которая называется *свободным членом условного уравнения* или *невязкой*, т. е. $f_i(l_1, l_2, \dots, l_n) = W_i$.

Свойства невязок. Невязка является истинной погрешностью, т. к. ее теоретическое значение равно нулю.

Невязка является функцией результатов измерений, следовательно, можно говорить о весе невязки.

8.8.2. Оценка точности по невязкам условных уравнений

Пусть имеется ряд невязок $W_1, W_2, \dots, W_N$, с весами, соответственно равными $p_{W_1}, p_{W_2}, \dots, p_{W_N}$. Тогда СКП единичного веса может быть получена по формуле:

$$\mu = \sqrt{\frac{[p_w W^2]}{N}}. \quad (8.39)$$

Оценка точности угловых измерений по невязкам в полигонах и ходах. Проведены равноточные измерения углов в системе из N полигонов и ходов, имеющих соответственно $n_1, n_2, \dots, n_N$ углов каждый. При этом получены невязки $W_1, W_2, \dots, W_N$. Необходимо провести оценку точности этих измерений.

Принимая веса измерений углов равными единице (все измерения равноточные), рассчитаем веса невязок по каждому ходу. В соответствии с формулой (8.23) вес угловой невязки i -ого хода может быть рассчитан как $p_{w_i} = 1 / n_i$. Тогда СКП единичного веса, т. е. СКП измерения любого угла, вычисляем по формуле:

$$\mu = m_p = \sqrt{\frac{\left[\frac{W^2}{n} \right]}{N}}. \quad (8.40)$$

СКП самой средней квадратической погрешности измерения одного угла может быть получена из соотношения:

$$m_{\mu} = \frac{m_p}{\sqrt{2N}}. \quad (8.41)$$

Рассматривая триангуляцию как частный случай системы полигонов, в которой все $n_i = 3$, можно для СКП измерения углов в триангуляции записать следующее выражение:

$$m_p = \sqrt{\frac{[W^2]}{3N}}. \quad (8.42)$$

Эта формула в геодезической литературе носит название формулы Ферреро — общепринятой формулы оценки точности угловых измерений в триангуляции.

Оценка точности нивелирования по невязкам в полигонах и ходах. Пересеченная местность. Характер действия погрешностей здесь в точности повторяет предыдущий случай с оценкой точности угловых измерений по невязкам в полигонах и ходах. В связи с этим без особых пояснений приведем расчетные формулы.

Расчет весов невязок выполняется по формулам:

$$p_{w_i} = \frac{1}{n_i}, \quad (8.43)$$

При этом в качестве величины, обладающей единичным весом, выступает превышение, полученное на станции.

СПК измерения превышения на станции:

$$m_{h_{\text{см}}} = \sqrt{\frac{\left[\frac{W^2}{n} \right]}{N}}. \quad (8.44)$$

Погрешность вычисления СКТ превышения на станции:

$$m_{m_h} = \frac{m_{h_{\text{см}}}}{\sqrt{2N}}. \quad (8.45)$$

Оценка точности нивелирования по невязкам в полигонах и ходах. Равнинная местность. По N нивелирным ходам, имеющих соответственно длины $L_1, L_2, \dots, L_N$ километров, вычислены невязки. Они оказались равными $W_1, W_2, \dots, W_N$. В предположении того, что систематические погрешности отсутствуют, необходимо рассчитать СКП превышения с единичным весом. Веса невязок нивелирных ходов можно рассчитать так:

$$p_{W_i} = \frac{1}{L_i}. \quad (8.46)$$

Тогда в качестве величины, обладающей единичным весом, выступает превышение, полученное по ходу в один километр. СКП такого превышения вычисляется по формуле:

$$\mu_{h_{\text{км}}} = \sqrt{\frac{\left[\frac{W^2}{L} \right]}{N}}, \quad (8.47)$$

а среднеквадратическую погрешность СКП по формуле:

$$m_{\mu_h} = \frac{\mu_{h_{\text{км}}}}{\sqrt{2N}}. \quad (8.48)$$

Решение типовых задач

Пример 8.9. Вычислить СКП измерения угла по невязкам в полигонах и ходах.

№	W_i	n_i	$\frac{W_i^2}{n}$
1	+1',8	18	0,18
2	-2,4	30	0,19
3	-2,5	25	0,25
4	+3,0	14	0,64
5	-3,2	25	0,41
∑			1,67

Решение.

Расчет СКП измеренного угла проведем по формуле:

$$m_{\beta} = \sqrt{\frac{\left[\frac{W^2}{n} \right]}{N}},$$

где W_i — невязка в i -ом ходе; n_i — число углов в i -ом ходе; N — общее число ходов.

Вычислив для каждого хода величину $\frac{W_i^2}{n_i}$ и просуммировав их, окончательно получаем $m_{\beta} = \sqrt{\frac{1,67}{5}} = 0,577$. Вычислив надежность m_{β} по формуле $m_{m_{\beta}} = \frac{m_{\beta}}{\sqrt{2N}} = \frac{0,577}{\sqrt{10}} = 0,18$, и правильно округлив значение m_{β} , окончательно получаем $m_{\beta} = 0',6$.

Пример 8.10. Дан ряд невязок в нивелирных ходах, а также длины этих ходов. Произвести оценку точности нивелирования.

№	W_i , мм	L_i , км	$\frac{W_i^2}{L_i}$
1	+ 16	4	64
2	+ 24	6	96
3	– 42	14	126
4	– 36	5	259
5	+13	6	28
	– 25	35	573

Решение.

Оценку точности измерений, т. е. определение СКП нивелиро-

вания по ходу в один километр, выполняем по формуле: $\mu_{h_{\text{км}}} = \sqrt{\frac{\left[\frac{W^2}{L} \right]}{N}},$

а надежность ее определения — по формуле $m_{\mu_h} = \frac{\mu_{h_{\text{км}}}}{\sqrt{2N}}.$

Выполнив вычисления, получаем:

$$\mu_{h_{\text{км}}} = \sqrt{\frac{573}{5}} = 10,7 \text{ мм};$$

$$m_{\mu_h} = \frac{10,7}{\sqrt{5}} = 4,7 \text{ мм}.$$

Окончательно после округления имеем $\mu_{h_{\text{км}}} = 11 \text{ мм}.$

8.9. Оценка точности по разностям двойных измерений

8.9.1. Общие положения

Весьма часто в геодезической практике приходится выполнять измерения одной и той же физической величины дважды. Примером тому могут служить: измерения угла при двух положениях круга; превышения на станции геометрического нивелирования, полученного по двум сторонам реек или при двух горизонтах прибора; измерения линии в прямом и обратном направлениях. При достаточном количестве однородных парных измерений вполне возможно их использовать для оценки точности выполненных измерений.

Пусть имеется N пар измерений однородных физических величин, причем измерения внутри пар равноточны, а между парами — неравноточны:

$$\begin{aligned} l'_1; l''_1 & p_1 \\ l'_2; l''_2 & p_2 \\ & \dots\dots\dots \\ l'_N; l''_N & p_N \end{aligned}$$

Каждой паре измерений соответствует условное уравнение вида

$$L_i - L_i = 0.$$

Подставим в эти условные уравнения результаты измерений. Тогда в правой части каждого из них получим невязку, которую обозначим d_i . Вычислим веса полученных невязок. Из теоремы 3 имеем:

$$\frac{1}{p_d} = \frac{1}{p_l} + \frac{1}{p_l} = \frac{2}{p_l} \Rightarrow p_d = \frac{p_l}{2}.$$

В итоге получили, что вес разности двух равноточных измерений в два раза меньше веса каждого из результатов измерений.

Тогда среднеквадратическая погрешность величины с единичным весом будет рассчитываться по формуле:

$$\mu = \sqrt{\frac{[p_d d^2]}{N}} = \sqrt{\frac{[p d^2]}{2N}}. \quad (8.49)$$

Двойка в знаменателе последней формулы появилась из-за того, что под знаком суммы стоят веса результатов измерений, а не веса невязок (разностей).

8.9.2. Исследование коллимационной погрешности прибора

При исследовании теодолита была выполнена серия измерений n направлений при двух положениях круга, при этом получены

результаты $\Pi_1, \Pi_2, \dots, \Pi_n$. По каждой паре вычислены разности $\Lambda_1, \Lambda_2, \dots, \Lambda_n$

$d_i = \Lambda_i - \Pi_i$, которые представляют собой удвоенную коллимационную погрешность, отягощенную случайными отклонениями. Все направления независимо от их номера или положения круга получены с одинаковой точностью, т. е. можно принять, что

$p_{\Lambda_i} = p_{\Pi_i} = 1$, а $p_{d_i} = \frac{1}{2}$. Тогда значение коллимационной погрешности $\bar{C} = \frac{[d]}{2n}$, а СКП измерения одного направления при одном поло-

жении круга $\mu = m_{\text{напр.}} = \sqrt{\frac{[d^2] - \frac{[d]^2}{n}}{2(n-1)}}$.

Коллимационная погрешность принимается значимой, если выполняется неравенство вида:

$$|\bar{C}| \geq \frac{t_q m_{\text{напр.}}}{\sqrt{2n}}.$$

8.9.3. Оценка точности угловых измерений по разностям в полуприемах

Этот прием оценки точности угловых измерений может быть применен при проложении теодолитных ходов технической точности.

Пусть измерено углов при двух положениях круга, и при этом

получены результаты $\beta_{\Pi_1}, \beta_{\Pi_2}, \dots, \beta_{\Pi_n}$. Здесь все измерения — равно-

точные. Следовательно, все измерения имеют вес, равный единице, т. е. $p_{\Pi_i} = p_{\Lambda_i} = 1$. Среднеквадратическая погрешность единицы веса, т. е. среднеквадратическая погрешность измерения угла одним полуприемом может быть рассчитана по формуле

$$\mu = m_{n/n} = \sqrt{\frac{[d^2]}{n}}, \quad (8.50)$$

а СКП измерения угла полным приемом — по формуле

$$m_p = \frac{m_{n/n}}{\sqrt{2}}. \quad (8.51)$$

Здесь следует сделать одно замечание. Оценку точности измерения углов можно выполнить в нескольких вариантах. При продолжении системы ходов и полигонов оценка точности может быть выполнена по невязкам в полигонах и ходах. Кроме того, оценка точности может быть выполнена по разностям измерений при различных положениях круга на каждой станции. Несмотря на то, что оценка точности проводится по данным одних и тех же измерений, результаты оказываются, как правило, не одинаковыми. Как показывает практика, СКП измерения угла полным приемом, полученная по невязкам в полигонах и ходах обычно в 1,5–2 раз больше, чем вычисленная по разностям двух измерений. И это не случайно. СКП, вычисленная по невязкам в полигонах и ходах включает практически влияние всех источников погрешностей угловых измерений, в том числе погрешностей центрирования прибора, установки визирных целей, погрешностей, связанных с влиянием внешней среды, приборных и личных погрешностей исполнителя. При оценке точности по разностям двойных измерений целый ряд погрешностей, являясь случайными по происхождению, входят в каждое из измерений угла полуприемом, а, следовательно, исключаются из разности. Так в разность не входят погрешности центрирования прибора и установки визирных целей, в значительной степени компенсируются погрешности, связанные с влиянием внешней среды. В частности это относится к погрешностям, связанным с рефракцией. Поэтому оценка точности по невязкам в полигонах и ходах является более объективной, в большей степени отражающей весь процесс измерения угла. Оценка точности угловых измерений по разностям двух измерений, в основном, отражает качество работы самого прибора и исполнителя.

8.9.4. Оценка точности линейных измерений по разностям прямых и обратных измерений. Непосредственное измерение линий

Имеется ряд пар измерений $S'_1; S''_1; S'_2; S''_2; \dots; S'_N; S''_N$ каждая из которых обладает соответственно весом $p_i = \frac{1}{S_i}$, где S_i — любое из измерений i -ой пары.

Тогда в качестве величины, обладающей единичным весом, выступает результат однократного измерения линии длиной в один метр.

СКП однократного измерения линии длиной в один метр будет вычисляться по формуле

$$\mu_s = \sqrt{\frac{d^2/S}{2N}}. \quad (8.52)$$

а оценка ее надежности m_{μ_s} — по формуле

$$m_{\mu_s} = \frac{\mu_s}{\sqrt{2N}}. \quad (8.53)$$

8.9.5. Оценка точности линейных измерений по разностям прямых и обратных измерений. Измерение линий свето- и радиодальномерами

При выполнении полевых работ проведены измерения линий в прямом и обратном направлении. Как было сказано ранее, в достаточно широком диапазоне изменения длин линий измерение их следует признать равноточными. В данном случае имеется ряд пар $S'_1; S''_1; S'_2; S''_2; \dots; S'_N; S''_N$ измерений, каждое из которых обладает единичным весом, т. е. $p_i = 1$. Если все измерения проводились одним и тем же прибором, то нет оснований предполагать, что «прямые» и «обратные» измерения будут иметь какие-либо систематические сдвиги. Поэтому в данном случае СКП измерения линии в одном направлении может быть рассчитано по формуле:

$$\mu = m_s = \sqrt{\frac{[d^2]}{2N}}. \quad (8.54)$$

Двойка в знаменателе появилась в связи с тем, что разность $d_i = S'_i - S''_i$ имеет вес, в два раза меньший, чем любой из результатов измерений, т. е. $p_{d_i} = \frac{p_i}{2} = \frac{1}{2}$.

8.9.6. Оценка точности нивелирования по разностям прямого и обратного превышений

Проложено N нивелирных ходов в прямом и обратном направлениях. При этом получены результаты: $h'_1; h''_1; h'_2; h''_2; \dots; h'_N; h''_N$. Длины ходов оказались равными $L_1, L_2, \dots, L_N$. Тогда каждому измеренному превышению (прямому либо обратному) можно приписать вес,

равный $p_i = \frac{1}{S_i}$. В этом случае в качестве величины, обладающей

единичным весом, выступает результат измеренного превышения по одиночному ходу длиной в один километр.

СКП однократного измерения превышения по ходу в один километр будет вычисляться по формуле:

$$\mu_{\text{хкм}} = \sqrt{\frac{[d^2/L]}{2N}}, \quad (8.55)$$

где $d_i = h'_i - h''_i$.

Оценка ее надежности $m_{\mu_{\text{лев}}}$ может быть рассчитана по формуле:

$$m_{\mu_{\text{лев}}} = \frac{\mu_{\text{лев}}}{\sqrt{2N}}. \quad (8.56)$$

Решение типовых задач

Пример 8.11. Произвести оценку точности угловых измерений по разностям двойных измерений (круг право и круг лево) направлений, измеренных теодолитом Т-30.

№	КП	КЛ	$d = \text{КП} - \text{КЛ}$	d^2
1	16 16	13	+ 3	9
2	29 32	30	+ 2	4
3	44 46	45	+ 1	1
4	75 52	50	+ 2	4
5	116 21	19	+ 2	4
6	133 27	25	+ 2	4
7	141 14	11	+ 3	9
8	179 39	36	+ 3	9
[]			+18	44

Решение.

СКП измерения направления одним полуприемом получаем по формуле:

$$\mu = \sqrt{\frac{[d^2] - \tau^2 N}{2(N-1)}},$$

где $d_i = \text{КП} - \text{КЛ}$; $\tau = 2c = \frac{[d]}{N}$ — двойная коллимационная погрешность.

СКП измерения направления полным приемом вычисляем по формуле $m_p = \frac{\mu}{\sqrt{2}}$, а ее надежность — по формуле $m_{m_p} = \frac{m_p}{\sqrt{2(N-1)}}$.

Пример 8.12. Произвести оценку точности линейных измерений по десяти разностям двойных измерений линий.

№ линий	S' , м	S'' , м	d , м	$\frac{d^2}{S}$
1	161,75	161,80	–5	0,154
2	217,24	217,32	–8	0,295
3	201,66	201,60	+6	0,179
4	175,49	175,49	–4	0,091

5	298,44	298,51	–7	0,164
6	363,14	363,10	+4	0,044
7	279,38	279,45	–7	0,175
8	112,75	112,78	–3	0,080
9	147,25	147,31	–6	0,244
10	220,12	220,20	–8	0,291
[]	2177		–0,38	1,737

Решение.

Коэффициент случайного влияния в линейных измерениях, т. е. СКП измерения линии длиной в один метр, вычисляем по формуле:

$$\mu_s = \sqrt{\frac{\left[\frac{d^2}{S} \right]}{2N}},$$

где $d_i = S'_i - S''_i$.

Оценку надежности μ_s величины вычисляем по формуле:

$$m_{\mu_s} = \frac{\mu_s}{\sqrt{2N}}.$$

Выполнив вычисления, находим:

$$\mu_s = \sqrt{\frac{1,74}{20}} \cdot 10^{-2} = 0,0029; m_{\mu_s} = \frac{0,0029}{\sqrt{20}} = 0,0006.$$

Окончательно получим $\mu_s = 0,003$.

Вопросы и задачи для самопроверки

1. Что характеризует среднеквадратическая погрешность (СКП) результата измерения?
2. По какой формуле вычисляют СКП измерений?
3. Что характеризует среднеквадратическая погрешность среднеквадратической погрешности и для чего она вычисляется?
4. Как вычисляется предельная погрешность результатов измерений?
5. Что такое грубая погрешность?
6. Как выявить грубую погрешность?
7. Что называют относительной погрешностью измерения?
8. Как вычислить относительную погрешность измерения площади геометрической фигуры?
9. Что называют аликвотной дробью?

ГУЩЕНИЕ ПЛАНОВОЙ СЪЕМОЧНОЙ СЕТИ МЕТОДОМ ЗАСЕЧЕК

9.1. Прямая угловая засечка

Сущность прямой засечки состоит в определении координат третьего пункта по координатам двух исходных пунктов и двум измеренным примычным углам, обеспечивающим передачу дирекционного угла с направления исходного пункта на определяемый.

Известны координаты двух точек А и В ($X_A; Y_A$) и ($X_B; Y_B$), а также известны дирекционные углы направлений, исходящих из этих точек α_{AQ} и α_{BF} (рис. 9.1.).

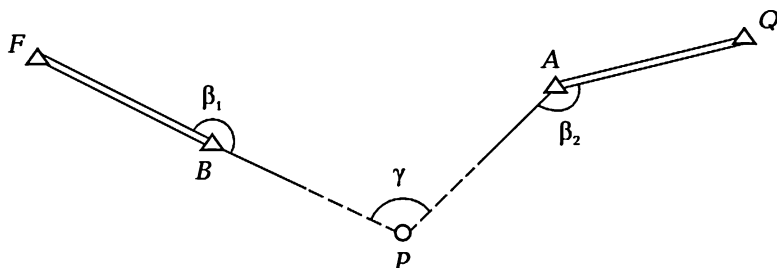


Рис. 9.1. Схема определения координат точки методом прямой (угловой) засечки

На местности измеряют углы β_1 при точке А и β_2 при точке В. Вычисляют дирекционные углы $\alpha_{AP} = \alpha_{AQ} + \beta_1$ и $\alpha_{BP} = \alpha_{BF} + \beta_2$. По формулам (9.1) и (9.2) вычисляют приращения координат, а затем координаты точки Р.

$$X_P - X_A = \Delta x_{AP} = \frac{(X_A - X_B) \operatorname{tg} \alpha_2 - (Y_A - Y_B)}{\operatorname{tg} \alpha_1 - \operatorname{tg} \alpha_2},$$

$$X_P - X_B = \Delta x_{BP} = \frac{(X_A - X_B) \operatorname{tg} \alpha_1 - (Y_A - Y_B)}{\operatorname{tg} \alpha_1 - \operatorname{tg} \alpha_2}.$$
(9.1)

Приращения координат по оси ординат получаем по формулам

$$Y_P - Y_A = \Delta y_{AP} = \Delta x_{AP} \operatorname{tg} \alpha_1;$$

$$Y_P - Y_B = \Delta y_{BP} = \Delta x_{BP} \operatorname{tg} \alpha_2.$$
(9.2)

Затем получаем дважды координаты искомой точки Р.

$$\begin{aligned} X_p &= X_A + \Delta x_{AP}; & Y_p &= Y_A + \Delta y_{AP}; \\ X_p &= X_B + \Delta x_{BP}; & Y_p &= Y_B + \Delta y_{BP}. \end{aligned} \quad (9.3)$$

Погрешность положения определяемого пункта относительно исходных пунктов получают из соотношения:

$$m_t = \frac{m_\beta}{\rho \sin \gamma} \sqrt{S_1^2 + S_2^2}, \quad (9.4)$$

где m_β — СКП измерения угла; γ — угол засечки; S_1, S_2 — расстояния от исходных точек до определяемой.

Пример определения координат точки методом прямой угловой засечки

На местности имеется два пункта (рис. 9.1) с известными координатами $A(X_A = 11371,17; Y_A = 8552,42)$ и $B(X_B = 9946,57; Y_B = 7696,97)$. Из точки A исходит направление AQ с известным дирекционным углом $\alpha_{AQ} = 51^\circ 27' 17''$, а из точки B — направление BF с известным дирекционным углом $\alpha_{BF} = 350^\circ 12' 17''$. На точке A между направлениями AQ и AP , где P определяемая точка, измерен угол $\beta_1 = 104^\circ 38' 12''$, а на точке B — угол между направлениями BF и BP $\beta_2 = 116^\circ 25' 47''$. Углы измерялись со среднеквадратическими погрешностями $m_\beta = 5''$. Вычислить координаты точки P и СКП положения этой точки.

Решение.

Вычислим дирекционные углы направлений AP и BP :

$$\alpha_{AP} = \alpha_{AQ} + \beta_1 = 51^\circ 21' 17'' + 104^\circ 38' 12'' = 155^\circ 59' 29'';$$

$$\alpha_{BP} = \alpha_{BF} + \beta_2 = 350^\circ 12' 17'' + 116^\circ 25' 47'' = 106^\circ 38' 04'';$$

Дальнейшие вычисления сведем в таблицу, воспользовавшись формулами (9.1) и (9.2)

Название пункта	α_{AP} α_{BP}	X	$\text{tg}\alpha_{AP}$ $\text{tg}\alpha_{BP}$ $\text{tg}\alpha_{AP} - \text{tg}\alpha_{BP}$	Y
A	$155^\circ 59' 29''$	11371,17	-0,445409	8552,42
B	$106^\circ 38' 04''$	9946,57	-3,347080	7696,97
P		9433,08 9433,08	2,901671	9415,66 9415,66

Для расчета СКП положения необходимо вычислить угол при засечке — $\gamma = \alpha_{AP} - \alpha_{BP} = 49^\circ 21' 25''$, и расстояния $S_{AP} = \sqrt{(X_A - X_p)^2 + (Y_A - Y_p)^2} = 2122$ м и $S_{BP} = \sqrt{(X_B - X_p)^2 + (Y_B - Y_p)^2} = 1794$ м.

Тогда, пользуясь формулой (9.4), можно рассчитать значение

$$\text{СКП положения точки } P \ m_t = \frac{m_\beta}{\rho \sin \gamma} \sqrt{S_{AP}^2 + S_{BP}^2} = 0,09 \text{ м.}$$

9.2. Линейная засечка

Сущность линейной засечки состоит в определении координат третьей точки по координатам двух исходных точек и по двум расстояниям от исходных до определяемой (рис. 9.2).

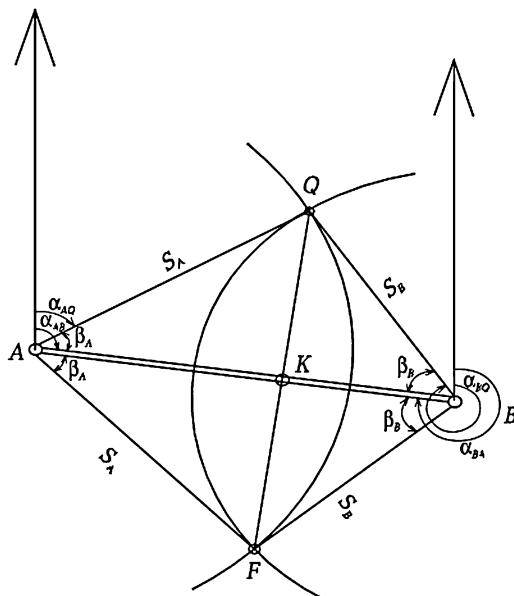


Рис. 9.2. Схема определения координат точек пересечения двух окружностей

Решение задачи с точки зрения геометрии сводится к нахождению координат точки пересечения двух окружностей. Эта задача рассмотрена в п. 2.4. «Вычисление координат точек пересечения двух окружностей». Напомним порядок решения этой задачи.

Вычисляем отрезки AK и KB :

$$AK = \frac{S_{AB}^2 - S_A^2 + S_B^2}{2S_{AB}}; \quad (9.5)$$

$$BK = \frac{S_{AB}^2 - S_B^2 + S_A^2}{2S_{AB}}. \quad (9.6)$$

Контроль вычисления $AK + BK = AB$. Длину линии AB получаем из решения обратной геодезической задачи.

Вычисляем углы β_A и β_B :

$$\beta_A = \arccos \frac{AK}{S_A}; \quad (9.7)$$

$$\beta_B = \arccos \frac{BK}{S_B}. \quad (9.8)$$

Вычисляем дирекционные углы α_{AQ} , α_{AF} , α_{BQ} и α_{BF} :

$$\begin{aligned} \alpha_{AQ} &= \alpha_{AB} - \beta_A; \\ \alpha_{AF} &= \alpha_{AB} + \beta_A; \\ \alpha_{BQ} &= \alpha_{BA} + \beta_B; \\ \alpha_{BF} &= \alpha_{BA} - \beta_B. \end{aligned} \quad (9.9)$$

Дирекционный угол α_{AB} направления AB получим из решения обратной геодезической задачи по известным координатам точек A и B .

Далее вычисляем приращения координат:

$$\begin{aligned} \Delta X_{AQ} &= S_A \cos \alpha_{AQ}; & \Delta Y_{AQ} &= S_A \sin \alpha_{AQ}; \\ \Delta X_{AF} &= S_A \cos \alpha_{AF}; & \Delta Y_{AF} &= S_A \sin \alpha_{AF}; \\ \Delta X_{BQ} &= S_B \cos \alpha_{BQ}; & \Delta Y_{BQ} &= S_B \sin \alpha_{BQ}; \\ \Delta X_{BF} &= S_B \cos \alpha_{BF}; & \Delta Y_{BF} &= S_B \sin \alpha_{BF}. \end{aligned} \quad (9.10)$$

5. Вычисляем с контролем координаты точек Q и F .

$$\begin{aligned} X_Q &= X_A + \Delta X_{AQ}; & Y_Q &= Y_A + \Delta Y_{AQ}; \\ X_F &= X_A + \Delta X_{AF}; & Y_F &= Y_A + \Delta Y_{AF}; \\ X_Q &= X_B + \Delta X_{BQ}; & Y_Q &= Y_B + \Delta Y_{BQ}; \\ X_F &= X_B + \Delta X_{BF}; & Y_F &= Y_B + \Delta Y_{BF}. \end{aligned} \quad (9.11)$$

6. Погрешность положения определяемого пункта относительно исходных может быть рассчитана по формуле:

$$m_t = \frac{\sqrt{m_{S1}^2 + m_{S2}^2}}{\sin \gamma}, \quad (9.12)$$

где m_S — СКП измерения линии; γ — угол засечки.

Пример решения линейной засечки

Имеются две точки с известными координатами:

A ($x_A = 11371,17$; $y_A = 8552,42$) и B ($x_B = 9946,57$; $y_B = 7696,97$).

От этих точек измерены расстояния до точки Q : $S_A = 2121,64$ м и $S_B = 1793,76$ м. Необходимо вычислить координаты точки Q , если известно, что точка Q расположена влево от направления AB .

Решение.

Строим схему расположения точек.

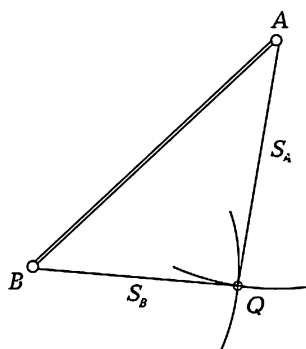


Рис. 9.3. Схема расположения точек к задаче по линейной засечке

2. Решаем обратную геодезическую задачу по направлению AB .

Название величин	Значения
x_A	11371,17
x_B	9946,57
Δx_{AB}	-1424,80
y_A	8552,42
y_B	7696,97
Δy_{AB}	-855,45
r_{AB}	ЮЗ: $30^\circ 58' 50''$
α_{AB}	$210^\circ 58' 50''$
S_{AB}	1661,71

3. Вычисляем вспомогательные отрезки AK и BK

Название величин	Значения
$AK = \frac{S_{AB}^2 + S_A^2 - S_B^2}{2S_{AB}}$	1217,14
$BK = \frac{S_{AB}^2 + S_B^2 - S_A^2}{2S_{AB}}$	444,57
$AK + BK = S_{AB}$	1661,71

4. Вычисляем вспомогательные углы

Название величин	Значения	Название величин	Значения
$\beta_A = \arccos \frac{AK}{S_A}$	$54^\circ 59' 34''$	$\beta_B = \arccos \frac{BK}{S_B}$	$75^\circ 39' 00''$

5. Вычисляем дирекционные углы направлений AQ и BQ

Название величин	Значения	Название величин	Значения
α_{AB}	210°58'50"	α_{BA}	30°58'50"
β_A	54°59'34"	β_B	75°39'00"
$\alpha_{AQ} = \alpha_{AB} - \beta_A$	155°59'29"	$\alpha_{BQ} = \alpha_{BA} - \beta_B$	106°39'03"

6. Вычисляем координаты искомой точки

Название величин	Значения	Название величин	Значения
x_A	11371,17	x_B	9946,57
$\Delta x_{AQ} = S_A \cos \alpha_{AQ}$	-1938,08	$\Delta x_{BQ} = S_B \cos \alpha_{BQ}$	-513,48
x_Q	9433,09	x_Q	9433,09
y_A	8552,42	y_B	7696,97
$\Delta y_{AQ} = S_A \sin \alpha_{AQ}$	863,24	$\Delta y_{BQ} = S_B \sin \alpha_{BQ}$	1718,69
y_Q	9415,66	y_Q	9415,66

7. Вычисляем СКП положения искомой точки относительно исходных пунктов:

$$m_l = \frac{\sqrt{m_{S_A}^2 + m_{S_B}^2}}{\sin \gamma},$$

где m_S — СКП измерения линий;

$$\sin \gamma = \sin(180^\circ - \beta_A - \beta_B) = \sin(\beta_A + \beta_B).$$

Принимая, что линии измерены светодальномером с СКП

$$m_S = 0,01 \text{ м, получим } m_l = \frac{\sqrt{(0,01)^2 + (0,01)^2}}{\sin 130^\circ 38,5'} \approx 0,02 \text{ м.}$$

9.3. Обратная угловая засечка

Сущность обратной засечки заключается в определении координат четвертого пункта по координатам трех исходных пунктов и двум углам, измеренным на определяемом пункте.

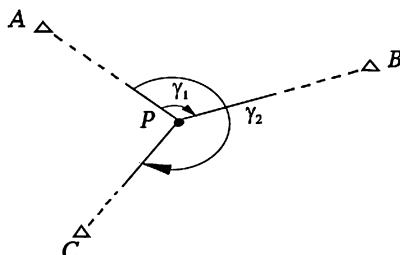


Рис. 9.4. Схема определения координат точки методом обратной угловой засечки

Для тангенса дирекционных углов направлений BP и CP можно записать:

$$\operatorname{tg} \alpha_{BP} = \operatorname{tg}(\alpha_{AP} + \gamma_1) = \frac{\operatorname{tg} \alpha_{AP} + \operatorname{tg} \gamma_1}{1 - \operatorname{tg} \alpha_{AP} \operatorname{tg} \gamma_1},$$

$$\operatorname{tg} \alpha_{CP} = \operatorname{tg}(\alpha_{AP} + \gamma_2) = \frac{\operatorname{tg} \alpha_{AP} + \operatorname{tg} \gamma_2}{1 - \operatorname{tg} \alpha_{AP} \operatorname{tg} \gamma_2}.$$

Перенеся начало координат в точку A , получим координаты исходных и определяемой точки в новой системе координат:

$$X'_A = 0, Y'_A = 0; X'_B = X_B - X_A, Y'_B = Y_B - Y_A; X'_C = X_C - X_A, Y'_C = Y_C - Y_A; \\ X' = X_P - X_A, Y' = Y_P - Y_A.$$

$$\text{Введем обозначения } \operatorname{ctg} \gamma_1 = \frac{1}{\operatorname{tg} \gamma_1} = a; \operatorname{ctg} \gamma_2 = \frac{1}{\operatorname{tg} \gamma_2} = b.$$

Тогда тангенсы дирекционных углов направлений BP и CP могут быть записаны в виде:

$$\frac{Y' - Y'_B}{X' - X'_B} = \frac{Y' / X' - 1/a}{1 - Y' / aX'}; \quad \frac{Y' - Y'_C}{X' - X'_C} = \frac{Y' / X' - 1/b}{1 - Y' / bX'}.$$

После преобразований имеем:

$$(aY'_B - X'_B)X' - (aX'_B - Y'_B)Y' = -X'^2 - Y'^2,$$

$$(bY'_C - X'_C)X' - (bX'_C - Y'_C)Y' = -X'^2 - Y'^2.$$

Введем обозначения:

$$(aY'_B - X'_B) = k_1; (aX'_B - Y'_B) = k_2,$$

$$(bY'_C - X'_C) = k_3; (bX'_C - Y'_C) = k_4.$$

Получаем систему двух уравнений:

$$k_1X' - k_2Y' = -X'^2 - Y'^2;$$

$$k_3X' - k_4Y' = -X'^2 - Y'^2,$$

откуда следует, что

$$\frac{X'}{Y'} = \frac{k_2 - k_4}{k_1 - k_3} = c, \theta$$

или

$$X' = cY'. \quad (9.13)$$

Окончательно

$$Y' = \frac{k_2 - ck_1}{c^2 + 1} = \frac{k_4 - ck_3}{c^2 + 1}, \quad (9.14)$$

где все k_i выражаются через известные величины.

$$\text{Тогда } X_P = X_A + X'; Y_P = Y_A + Y'.$$

Погрешность положения определяемого пункта относительно исходных может быть рассчитана по формуле

$$m_l = \frac{m_B}{|\rho \sin(\angle ABC + \gamma_2)|} \cdot \frac{BP}{\sqrt{(AP/AB)^2 + (CP/CB)^2}}. \quad (9.15)$$

При решении данной задачи опасным является случай, когда все четыре точки лежат на одной окружности. В этом случае угол $ABC + \gamma_2 = 180^\circ$, а синус этого угла равен нулю. Следовательно, погрешность положения определяемой точки стремится к бесконечности, т. е. задача не имеет решения.

Пример решения обратной засечки

Имеются три точки с известными координатами:

$A (x_A = 6393,71; y_A = 3624,69)$, $B (x_B = 5663,41; y_B = 1264,09)$ и $C (x_C = 8143,61; y_C = 1277,59)$. Измерены углы (рис. 9.5) $\gamma_1 = 110^\circ 12' 36''$ и $\gamma_2 = 228^\circ 12' 39''$ с СКП $m_B = 10''$. Необходимо вычислить координаты точки P и СКП положения этой точки.

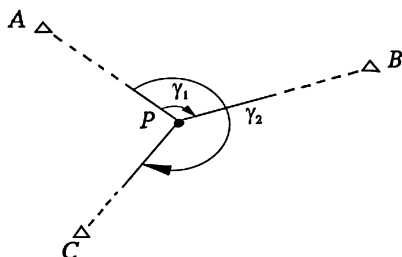


Рис. 9.5. Схема обратной угловой засечки

Решение.

Все вычисления сведем в таблицу 9.1

Таблица 9.1

Решение обратной засечки

Порядок действий	Обозначение величин	Значение величин	Порядок действий	Обозначение величин	Значение величин
1	γ_1	$110^\circ 12' 36''$	8	y_A	3624,69
2	$a = \operatorname{ctg} \gamma_1$	-0,368127	28	Δ_y	-1611,09
3	γ_2	$228^\circ 12' 39''$	29	y_P	2013,60
4	$b = \operatorname{ctg} \gamma_2$	+0,893763	15	$k_1 = ay'_B - x'_B$	+1609,30
6	x_B	5653,41	16	$k_2 = ax'_C - y'_C$	-2088,08
11	$x'_B = x_B - x_A$	-740,30	17	$k_3 = by'_C - x'_C$	-3847,65
7	x_C	8143,61	18	$k_4 = bx'_C - y'_C$	-783,10
12	$x'_C = x_C - x_A$	+1749,90	19	$k_1 - k_3$	+5456,95
5	x_A	6393,71	20	$k_2 - k_4$	-1304,98
26	Δx	+385,28	21	$c = \frac{k_2 - k_4}{k_1 - k_3}$	-0,239141

27	x_p	6778,99	22	c^2+1	1,057188
9	y_B	1264,09	23	$\Delta y = \frac{k_2 - ck_1}{c^2 + 1}$	-1611,09
13	$y'_B = y_B - y_A$	-2360,60	24	$\Delta y = \frac{k_4 - ck_3}{c^2 + 1}$	-1611,09
10	y_C	1277,59	25	$\Delta x = c\Delta y$	+385,28
14	$y'_C = y_C - y_A$	-2347,10			

Оценка точности положения определяемого пункта:

$$m_t = \frac{m_\beta}{|\rho \sin(\angle ABC + \gamma_2)|} \times \frac{BP}{\sqrt{(AP/AB)^2 + (CP/CB)^2}} =$$

$$= \frac{10}{2,06 \cdot 10^5 \sin 300' 29'} \frac{1352}{\sqrt{(1656/2474)^2 + (1550/2490)^2}} = 0,083 \text{ м.}$$

9.4. Комбинированные засечки

Ранее были рассмотрены варианты определения координат отдельных пунктов методом угловой и линейной засечек, а также обратной угловой засечкой.

При использовании современных приборов наиболее целесообразным является применение комбинированных засечек, при которых измеряются одновременно углы и линии. Рассмотрим пример, в котором измеряют с определяемой точки два угла на три точки с известными координатами (метод обратной угловой засечки) и три расстояния от определяемой точки до известных точек (рис. 9.6).

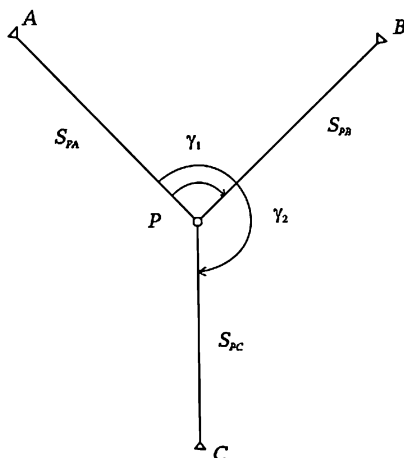


Рис. 9.6. Схема комбинированной засечки

Решение такой задачи строят по следующей схеме.

Вычисляют приближенное значение координат x_0, y_0 определяемой точки любым методом: либо по двум измеренным углам по формулам обратной засечки, либо по двум измеренным расстояниям по формулам линейной засечки.

По приближенным значениям координат искомой точки и координатам исходных пунктов решают обратные геодезические задачи.

Дальнейшие вычисления выполняют в табл. 9.2.

Таблица 9.2

Измер. вел.	a_1	a_2	l	p	V	pV
1	2	3	4	5	6	7
S_1	$a_{11} = \cos \alpha_{p1}$	$a_{21} = -\sin \alpha_{p1}$	$l_1 = S_1^{\text{изм}} - S_1^{\text{исх}}$	$p_{S1} = \frac{m_1^2}{m_{S1}^2}$	V_{S1}	$p_{S1} V_{S1}$
S_2	$a_{12} = \cos \alpha_{p2}$	$a_{22} = -\sin \alpha_{p2}$	$l_2 = S_2^{\text{изм}} - S_2^{\text{исх}}$	$p_{S2} = \frac{m_1^2}{m_{S2}^2}$	V_{S2}	$p_{S2} V_{S2}$
S_3	$a_{13} = \cos \alpha_{p3}$	$a_{23} = -\sin \alpha_{p3}$	$l_3 = S_3^{\text{изм}} - S_3^{\text{исх}}$	$p_{S3} = \frac{m_1^2}{m_{S3}^2}$	V_{S3}	$p_{S3} V_{S3}$
γ_1	$a_{14} = \left(\frac{\sin \alpha_{p2}}{S_2} - \frac{\sin \alpha_{p1}}{S_1} \right) p$	$a_{24} = \left(-\frac{\cos \alpha_{p2}}{S_2} + \frac{\cos \alpha_{p1}}{S_1} \right) p$	$l_4 = \gamma_1^{\text{изм}} - \gamma_1^{\text{исх}}$	$p_\gamma = \frac{m_1^2}{m_\gamma^2} = 1$	$V_{\gamma1}$	$p_{\gamma1} V_{\gamma1}$
γ_2	$a_{15} = \left(\frac{\sin \alpha_{p3}}{S_3} - \frac{\sin \alpha_{p1}}{S_1} \right) p$	$a_{25} = \left(-\frac{\cos \alpha_{p3}}{S_3} + \frac{\cos \alpha_{p1}}{S_1} \right) p$	$l_5 = \gamma_2^{\text{изм}} - \gamma_2^{\text{исх}}$	$p_\gamma = \frac{m_1^2}{m_\gamma^2} = 1$	$V_{\gamma2}$	$p_{\gamma2} V_{\gamma2}$

При заполнении таблицы следует учесть, что l_i ($i = 1, 2, 3$) необходимо выражать в миллиметрах, а l_i ($i = 4, 5$) — в секундах; при вычислениях $a_{14}, a_{24}, a_{15}, a_{25}$ S следует выражать в миллиметрах, а p принять равным 206 265". При вычислении весов m_p выражать в секундах, а m_S — в миллиметрах.

Вычисляют величины $[p a_1 a_1] = p_1 a_{11} a_{11} + p_2 a_{12} a_{12} + \dots + p_5 a_{15} a_{15}$; $[p a_1 a_2] = p_1 a_{11} a_{21} + p_2 a_{12} a_{22} + \dots + p_5 a_{15} a_{25}$; $[p a_2 a_2] = p_1 a_{21} a_{21} + \dots + p_5 a_{25} a_{25}$; $[p a_1 l] = p_1 a_{11} l_1 + \dots + p_5 a_{15} l_5$; $[p a_2 l] = p_1 a_{21} l_1 + \dots + p_5 a_{25} l_5$.

Составляют два уравнения вида:

$$[p a_1 a_1] \delta x + [p a_1 a_2] \delta y + [p a_1 l] = 0, [p a_2 a_2] \delta x + [p a_2 l] = 0,$$

где δx и δy поправки к приближенным значениям искомых координат.

Решая систему уравнений, находят поправки в координаты δx и δy , а затем и сами координаты:

$$x = x_0 + \delta x,$$

$$y = y_0 + \delta y.$$

Оценка точности полученных координат выполняется по следующей схеме:

1. Составляют и решают две системы уравнений:

$$[pa_1a_1]Q_{11} + [pa_1a_2]Q_{12} = 1,$$

$$[pa_1a_2]Q_{11} + [pa_2a_2]Q_{12} = 0,$$

$$[pa_1a_1]Q_{21} + [pa_1a_2]Q_{22} = 0,$$

$$[pa_1a_2]Q_{21} + [pa_2a_2]Q_{22} = 1,$$

2. Вычисляют в табл. 9.2. поправки к результатам измерений:

$$V_i = a_{1i}\delta x + a_{2i}\delta y + l_i.$$

3. Вычисляют величину $[pV^2] = p_1V_1^2 + p_2V_2^2 + \dots + p_nV_n^2$.

$$4. \text{ Вычисляют СКП единичного веса } \mu = \sqrt{\frac{[pV^2]}{n-2}}.$$

5. Вычисляют СКП положения точки по осям координат

$$m_x = \mu\sqrt{Q_{11}}; \quad m_y = \mu\sqrt{Q_{22}}.$$

6. Вычисляют погрешность положения точки $m_t = \sqrt{m_x^2 + m_y^2}$.

Здесь следует учесть, что при других вариантах измерений составляется аналогичная таблица. При этом число строк таблицы будет соответствовать числу измеренных величин. Конструкция каждой строки для измеренных расстояний будет точно такой же, т.е. $a_{1i} = \cos\alpha_{1i}$; $a_{2i} = -\sin\alpha_{1i}$; $l_i = S^{\text{выч}} - S^{\text{изм}}$, где α_{pi} — дирекционный угол с определяемого на измеряемый пункт. Для измеренных углов кон-

струкция строки также остается неизменной: $a_{1j} = \left(\frac{\sin\alpha_{pj}}{S_{pi}} - \frac{\sin\alpha_{p1}}{S_{p1}} \right) \rho$;

$a_{2j} = \left(-\frac{\cos\alpha_{pj}}{S_{pi}} + \frac{\cos\alpha_{p1}}{S_{p1}} \right) \rho$, где α_{pj} — дирекционный угол с определя-

емого пункта на измеряемый, α_{p1} — дирекционный угол с определяемого пункта на начальный.

Веса измеренных величин определяют по приведенным формулам в графе 5 табл. 9.2.

Оценку точности проводят по приведенной выше схеме.

Пример решения комбинированной засечки

Имеются три точки с известными координатами:

$A(x_A = 6393,71; y_A = 3624,69)$, $B(x_B = 5653,41; y_B = 1264,09)$ и $C(x_C = 8143,61; y_C = 1277,59)$.

На определяемой точке измерены углы (рис. 9.6) $\gamma_1 = 110^\circ 12' 36''$ и $\gamma_2 = 228^\circ 12' 39''$ с СКП $m_\beta = 10''$ и расстояния $S_{PA} = 1656,481$ м; $S_{PB} = 1352,328$ м; $S_{PC} = 1550,549$ м с СКП $m_S = 0,01$ м.

Необходимо вычислить координаты точки P и СКП положения этой точки.

Решение.

1. Вычисление приближенного значения координат искомой точки.

Координаты искомой точки получены из решения обратной засечки (см. пример решения обратной засечки). Они оказались равными $x_0 = 6778,99$; $y_0 = 2013,60$.

2. Решение обратных геодезических задач.

Обозначение величин	По линиям		
	РА	РВ	РС
x_I	6393,71	5653,41	8143,61
x_P	6778,99	6778,99	6778,99
$x_I - x_P$	-385,28	-1125,58	+1364,62
y_I	3624,69	1264,09	1277,59
y_P	2013,60	2013,60	2013,60
$y_I - y_P$	+1611,09	-749,51	-736,01
$\text{tg}\alpha_{PI}$	-4,181608	0,671857	-0,539352
α_{PI}	103°26'57	213°39'33"	331°39'35"
$\sin\alpha_{PI}$	+0,972576	-0,554251	-0,474707
S_{PI}	1656,52	1352,29	1550,45
$\cos\alpha_{PI}$	-0,232582	-0,832349	+0,880144
S_{PI}	1656,517	1352,292	1550,451
$S_{PI}^{\text{изм}}$	1656,481	1352,328	1550,549
$l = S_{PI} - S_{PI}^{\text{изм}}$	+36	-36	-98

3. Вычисление вспомогательных величин.

Измер. вел.	a_1	a_2	l	p	V	pV
1	2	3	4	5	6	7
S_1	+0,233	-0,973	+36	0,25	-30	-7,5
S_2	+0,832	+0,554	-36	0,25	-28	-7,0
S_3	-0,880	+0,475	-98	0,25	-43	-10,8
γ_1	-0,206	+0,098	0	1	+12	+12
γ_2	-0,184	-0,146	0	1	-3	-3

4. Вычисление коэффициентов уравнений.

$[pa_1a_1] = 0,457$; $[pa_1a_2] = -0,039$; $[pa_1l] = +16,17$;

$[pa_2a_2] = 0,401$; $[pa_2l] = -25,38$.

5. Составление уравнений.

$$0,457\delta x - 0,039\delta y + 16,17 = 0;$$

$$-0,039\delta x + 0,401\delta y - 25,38 = 0.$$

6. Решение уравнений и вычисление окончательных значений координат искомой точки.

Решив полученные уравнения, получаем $\delta x = -30$; $\delta y = +60$. Тогда искомые координаты равны:

$$x_p = x_p^0 + \delta x = 6778,990 - 0,030 = 67789,60 \text{ м};$$

$$y_p = y_p^0 + \delta y = 2013,600 + 0,060 = 2013,660 \text{ м}.$$

7. Вычисление поправок в результаты измерений и уравненных значений измеряемых величин.

Поправки вычисляем в таблице вычисления вспомогательных величин. Далее вычисляем уравненные значения измеренных величин:

$$L_1^{up} = 1656,481 - 0,030 = 1656,451;$$

$$L_2^{up} = 1352,328 - 0,028 = 1352,300;$$

$$L_3^{up} = 1550,549 - 0,043 = 1550,506;$$

$$L_4^{up} = 110^\circ 12' 36'' + 12'' = 110^\circ 12' 48'';$$

$$L_5^{up} = 228^\circ 12' 39'' - 3'' = 228^\circ 12' 36''.$$

8. Контроль вычислений.

Решив обратные геодезические задачи с использованием окончательных значений координат искомой точки, получим вычисленные значения измеряемых величин:

$$L_1^{выч} = 1656,452;$$

$$L_2^{выч} = 1352,301;$$

$$L_3^{выч} = 1550,506;$$

$$L_4^{выч} = 110^\circ 12' 48'';$$

$$L_5^{выч} = 228^\circ 12' 35''.$$

Сравнение дважды полученных уравненных значений измеренных величин указывает на правильность выполненных вычислений.

9. Оценка точности вычисленных координат.

Составляем и решаем две системы уравнений:

$$0,457Q_{11} - 0,039Q_{12} = 1$$

$$-0,039Q_{11} + 0,401Q_{12} = 0$$

$$Q_{11} = 0,457$$

$$Q_{12} = -0,039$$

$$0,457Q_{21} - 0,039Q_{22} = 0$$

$$-0,039Q_{21} + 0,401Q_{22} = 1$$

$$Q_{21} = -0,039$$

$$Q_{22} = 0,401$$

Вычисляем величину $[pV^2] = p_1V_1^2 + p_2V_2^2 + \dots p_nV_n^2 = 1021$.

Вычисляем СКП единичного веса $\mu = \sqrt{\frac{[pV^2]}{n-2}} = 18''$

Вычисляем СКП положения точки по осям координат:

$$m_x = \mu\sqrt{Q_{11}} = 18\sqrt{0,457} = 12 \text{ мм};$$

$$m_H = \mu\sqrt{Q_{22}} = 18\sqrt{0,401} = 11 \text{ мм}.$$

Вычисляем погрешность положения точки: $m_l = 17 \text{ мм}$.

9.5. Передача координат с вершины знака на землю

Предлагаемая задача может быть применена в случае, если известны координаты точек, расположенных на крышах зданий, либо каких-то сооружений, маковках церквей и др. При этом необходимо определить координаты точек, расположенных на земле. Такая задача может встретиться в городских условиях, когда опорная геодезическая сеть строится по крышам зданий.

Рассмотрим рис. 9.7. Точки A, B и C — исходные, а координаты точки P необходимо определить. Для этого необходимо определить расстояние AP и дирекционный угол этой линии α_{AP} .

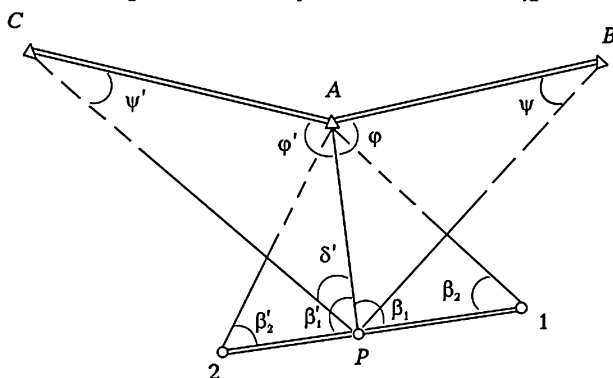


Рис. 9.7. Схема передачи координат с вершины знака на землю.

Для нахождения расстояния S_{AB} воспользуемся приемом определения недоступного расстояния. Для этой цели от точки P построим два базиса v и v' . Кроме того, измерим углы β_1, β_2 и β'_1, β'_2 . Из ре-

шения треугольников вычисляем дважды S_{AP} . В качестве окончательного значения выбираем среднее арифметическое.

Для вычисления дирекционного угла линии AP необходимо в треугольнике APB измерить угол δ и из решения обратной геодезической задачи вычислить расстояние S_{AP} и дирекционный угол. Решив треугольник APB , получаем угол φ , а далее угол $\psi = 180^\circ - (\gamma + \varphi)$. Тогда дирекционный угол $\alpha_{AP} = \alpha_{AB} + \psi$.

Аналогично проводим повторное вычисление α_{AP} из треугольника APC .

Зная дирекционный угол линии AP и ее длину S_{AP} , вычисляем координаты точки P :

$$\begin{aligned} X_P &= X_A + S_{AP} \cos \alpha_{AP}; \\ Y_P &= Y_A + S_{AP} \sin \alpha_{AP}. \end{aligned} \quad (9.16)$$

Оценка точности положения точки P может быть выполнена по формуле:

$$m_t = \sqrt{m_d^2 + \left(\frac{m_\psi}{\rho} d\right)^2}, \quad (9.17)$$

$$\text{где } m_d = \sqrt{\left(\frac{m_b}{b} d\right)^2 + [\text{ctg} \beta_2 - \text{ctg} \gamma]^2 + \text{ctg}^2 \gamma \left(\frac{m_\delta}{\rho} d\right)^2}; \quad (9.18)$$

$$m_\psi = \sqrt{\left[\left(1 + \frac{d \cos \delta}{S \cos \psi}\right) m_\delta\right]^2 + \left(\frac{m_d}{d} \text{ptg} \psi\right)^2}. \quad (9.19)$$

При использовании современной техники (безотражательных электронных тахеометров) можно непосредственно измерить расстояние S_{PA} . В таком случае задача снесения координат с вершины знака на землю сводится к решению задачи комбинированной засечки. Естественно, остается необходимость измерения углов β и β' .

Значительно улучшается качество решения задачи, если удастся измерить дополнительно таким же приемом расстояния S_{PB} и S_{PC} . Тогда решение этой задачи сводится к решению комбинированной засечки.

Пример передачи координат с вершины знака на землю

Имеются три точки с известными координатами:

$A (x_A = 6323,41; y_A = 3678,30);$

$B (x_B = 7353,48; y_B = 5858,56);$

$C (x_C = 5216,07; y_C = 1731,29).$

Измерены:

базисы $b = 89,18$ и $b' = 77,62$;

углы $\beta_1 = 51^\circ 12' 15''$; $\beta_2 = 43^\circ 38' 30''$ и $\beta'_1 = 34^\circ 48' 22''$; $\beta_2 = 52^\circ 37' 08''$;

$\delta = 84^\circ 52' 48''$; $\delta' = 96^\circ 26' 18''$.

Вычислить координаты точки P и определить СКП положения этой точки при условии, что $m_p = 10''$, $m_b = 0,005$ м.

Решение.

1. Вычисление расстояния AP .

$$S_{AP} = d = b \frac{\sin \beta_2}{\sin(\beta_1 + \beta_2)}.$$

β_1	51°12'15"	34°48'22"
β_2	43°38'30"	52°37'08"
$\beta_1 + \beta_2$	94°50'45"	87°25'30"
b	89,18	77,62
$\sin \beta_2$	0,69015	0,79461
$\sin(\beta_1 + \beta_2)$	0,99643	0,99899
S_{AP}	61,77	61,74

2. Решение обратных геодезических задач.

x_B	7353,48	x_C	5216,07
x_A	6323,41	x_A	6323,41
$x_B - x_A$	+1030,07	$x_C - x_A$	-1107,34
y_B	5858,56	y_C	1731,29
y_A	3678,30	y_A	3678,30
$y_B - y_A$	+2180,26	$y_C - y_A$	-1947,01
$\operatorname{tg} \alpha_{AB}$	+2,116613	$\operatorname{tg} \alpha_{AC}$	+1/758277
α_{AB}	64°42'41"	α_{AC}	240°22'17"
$\sin \alpha_{AB}$	+0,904167	$\sin \alpha_{AC}$	-0,869248
S_{AB}	2411,35	S_{AC}	2239,88
$\cos \alpha_{AB}$	+0,427178	$\cos \alpha_{AC}$	-0,494376
S_{AB}	2411,34	S_{AC}	2238,87
S_{AC}^{CP}	2411,34	S_{AC}^{CP}	2238,87

3. Вычисление дирекционного угла α_{AP} .

b	61,77	61,74
δ	84°52'48"	96°26'18"
$\sin \delta$	0,99601	0,99369
S	2411,34	2239,88
$\sin \psi$	0,02551	0,02740
ψ	1°27'43"	1°34'10"
$\varphi = 180^\circ - (\psi + \delta)$	93°39'29"	81°59'32"
α_{AI}	64°42'41"	240°22'17"
α_{AP}	158°22'10"	158°22'45"

4. Вычисление координат точки P .

x	6265,99	6266,01
x_A	6323,41	6323,41
Δx	-57,42	-57,40
$\cos \alpha_{AP}$	-0,92958	-0,92964
S	61,77	61,74
$\sin \alpha_{AP}$	+0,36862	+0,36846
Δy	+22,77	+22,75
y_A	3678,30	3678,30
y	3701,07	3701,05

5. Оценка точности.

Вначале вычислим погрешность определения расстояния:

$$m_d = \sqrt{\left(\frac{m_b}{b}d\right)^2 + [(\operatorname{ctg}\beta_2 - \operatorname{ctg}\delta)^2 + \operatorname{ctg}^2\delta]\left(\frac{m_\delta}{\rho}d\right)^2} =$$

$$\sqrt{\left(\frac{0,005}{89,2}61,8\right)^2 + [(\operatorname{ctg}43^\circ38' - \operatorname{ctg}84^\circ53')^2 + \operatorname{ctg}^284^\circ53']\left(\frac{10}{2,06 \cdot 10^5}61,8\right)^2} =$$

$$= 0,0046 \text{ м.}$$

Далее вычислим погрешность определения дирекционного угла:

$$m_\psi = m_\alpha = \sqrt{\left[\left(1 + \frac{d \cos \delta}{S \cos \psi}\right)m_\delta\right]^2 + \left(\frac{m_d}{d} \rho \operatorname{tg} \psi\right)^2} =$$

$$\sqrt{\left[\left(1 + \frac{61,8 \cos 84^\circ53'}{2411 \cos 1^\circ28'}\right)0,005\right]^2 + \left(\frac{0,0046}{61,8}2,06 \cdot 10^5 \operatorname{tg} 1^\circ28'\right)^2} = 2,27''.$$

Тогда погрешность положения искомой точки определится из соотношения:

$$m_t = \sqrt{m_d^2 + \left(\frac{m_\psi}{\rho}d\right)^2} = \sqrt{0,0046^2 + \left(\frac{2,27}{206000}61,8\right)^2} = 0,005 \text{ м.}$$

10.1. Плоские прямоугольные координаты. Государственная система координат

Изобразить поверхность эллипсоида на плоскости без ее искажений невозможно, поэтому приходится строить плоские изображения земной поверхности с учетом некоторых, заранее принятых математических зависимостей между координатами точек на эллипсоиде и их изображением на плоскости. *Способы условного изображения земной поверхности на плоскости называются картографической проекцией.*

При проектировании на плоскость задаются математические зависимости вида:

$$X = f_1(B, L);$$

$$Y = f_2(B, L),$$

где X, Y — плоские прямоугольные координаты.

Разработано большое количество различных видов картографических проекций, отличающихся видом функций f_1 и f_2 , и имеющих различные виды неизбежных искажений. В одних проекциях искажаются по определенному закону все проектируемые элементы: горизонтальные углы и линии, но сохраняются отношения площадей. В других не искажаются углы, в связи с чем сохраняется подобие бесконечно малых фигур.

Для составления топографических карт на территории бывшего СССР с 1928 г. принята так называемая проекция Гаусса — Крюгера.

В проекции Гаусса — Крюгера вся земная поверхность делится меридианами на шести- или трехградусные зоны. Выбор размера зоны будет объяснен несколько позже.

Рассмотрим свойства проекции Гаусса — Крюгера при разделении земной поверхности на шестиградусные зоны. Границами шестиградусных зон являются меридианы с долготой, кратной шести градусам, т. е. меридианы с долготой 0, 6, 12, ... градусов. Зоны нумеруются арабскими цифрами, начиная с первой от гринвичского ме-

ридиана. Внутри каждой зоны центральный меридиан выбирается осевым с долготой, рассчитываемой по формуле $L_0 = 6^\circ N - 3^\circ$, где N номер зоны.

В проекции Гаусса — Крюгера в каждой зоне осевой меридиан представляет ось абсцисс (OX), а экватор представляет ось ординат (OY). Они изображаются на плоскости взаимно перпендикулярными прямыми (рис. 10.1).

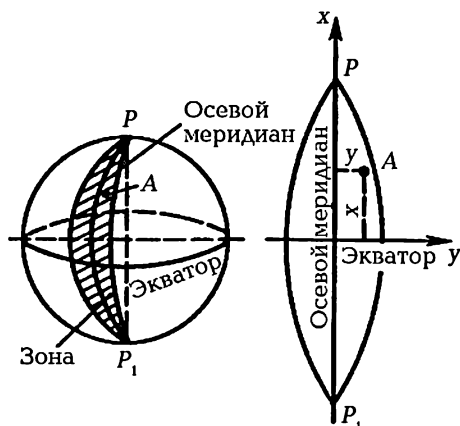


Рис. 10.1. Зоны и осевые меридианы зон

Проекция Гаусса — Крюгера имеет следующие особенности:

- перенос с эллипсоида на плоскость осуществляется по зонам;
- на осевом меридиане каждой зоны искажения отсутствуют, т. е. масштаб изображения равен единице;
- проекция обладает свойством осевой симметрии, т. е. в точках, симметрично расположенных относительно осевого меридиана искажения одинаковы;
- проекция конформна, т. е. при проектировании углы не искажаются, и сохраняется подобие бесконечно малых фигур.

Запишем следующий общий вид формул перехода от эллипсоидальных к прямоугольным координатам:

$$X = f_1(B, \Delta L);$$

$$Y = f_2(B, \Delta L),$$

где $\Delta L = L - L_0$ есть разность долгот точки и осевого меридиана.

Проекция Гаусса — Крюгера удобна в том плане, что единообразно осуществляется перевычисление координат во всех зонах. Прямоугольные координаты любой точки вычисляются по единому же алгоритму вне зависимости от зоны, т. к. прямоугольные координаты зависят не от долготы точки, а от разности долгот ΔL . Ординаты точек, расположенных восточнее осевого меридиана имеют

знак «плюс», а западнее — знак «минус». Эти знаки совпадают со знаками разностей долгот ΔL . Наличие знаков у координат точек создает некоторое неудобство в пользовании. В связи с этим практикуется к вычисленным в проекции Гаусса – Крюгера значениям ординат точек прибавлять 500 км и после этого впереди приписывать номер зоны. Например, Москва находится в шестиградусной зоне 7. Пусть точки A и B имеют соответственно ординаты $y_A = +12\,884,27$ м и $y_B = -206\,368,69$ м. Тогда их преобразованные ординаты будут соответственно равны $y_A = 7\,512\,884,27$ м и $y_B = 7\,293\,631,31$ м. Такое преобразование дает возможность получать однозначные положительные координаты X и Y для точек на всей территории Российской Федерации.

Представленная система плоских прямоугольных координат является Единой Государственной системой координат Российской Федерации.

Трехградусные зоны располагаются так, что все осевые и граничные меридианы шестиградусных зон являются осевыми меридианами трехградусных зон, т. е. долготы осевых меридианов трехградусных зон кратны трем. Отсюда следует, что граничными меридианами трехградусных зон будут являться меридианы, долгота которых кратна полутора градусам.

10.2. Масштаб изображения в проекции Гаусса–Крюгера. Искажение линий и площадей в проекции Гаусса–Крюгера

Масштабом изображения линии в проекции называют отношение длины бесконечно малого отрезка в проекции к длине соответствующего отрезка на эллипсоиде. Ранее было сказано, что рассматриваемая проекция является конформной, т. е. при переходе на плоскость сохраняется подобие бесконечно малых фигур. Из этого следует, что масштаб изображения в проекции Гаусса – Крюгера постоянен во всех направлениях. Если длина малого отрезка в проекции Гаусса – Крюгера равна S_r , а на эллипсоиде S , то масштаб изображения определится равенством:

$$m = \frac{S_r}{S}. \quad (10.1)$$

Приближенно масштаб изображения в произвольной точки проекции Гаусса – Крюгера можно вычислить по формуле:

$$m = 1 + \frac{y^2}{2R^2}, \quad (10.2)$$

где y — ордината точки в проекции Гаусса – Крюгера; R — средний радиус Земли.

Относительное искажение длин линий выразится формулой

$$m-1 = \frac{y^2}{2R^2}. \quad (10.3)$$

Из (10.2) следует, что на осевом меридиане, при $y = 0$, масштаб будет равен единице, а искажение равно нулю.

Так как в шестиградусной зоне на широте экватора ордината принимает наибольшее значение $y = 330$ км, то наибольшее относительное искажение будет соответствовать величине

$$m-1 = \frac{330^2}{2 \cdot 6400^2} = \frac{1}{800}.$$

В пределах Российской Федерации ординаты могут достигать значения 255 км, тогда относительная погрешность может составить величину порядка

$$m-1 = \frac{1}{1250}.$$

Такая относительная погрешность практически не имеет значения при мелкомасштабных съемках, включая масштаб 1:10 000. Но при съемках в более крупном масштабе такие искажения недопустимы. По этой причине при крупномасштабных съемках переходят от шестиградусных зон в трехградусные. Искажения при таком переходе на краю зоны будут меньше примерно в четыре раза.

Следует отметить, что при переходе от эллипсоида к плоскости происходит удлинение линии на величину

$$\Delta S = S(m-1), \quad (10.4)$$

называемую *поправкой за редуцирования* линии при переходе с эллипсоида на плоскость в проекции Гаусса — Крюгера.

Естественно предположить, что изменение длины линии при переходе с эллипсоида на плоскость в проекции Гаусса — Крюгера, влечет за собой и изменение площади. Легко показать, что относительное искажение площади выражается соотношением:

$$\frac{P_r}{P} = \left(1 + \frac{y^2}{R^2}\right). \quad (10.5)$$

Площадь участка, вычисленная по координатам в проекции Гаусса — Крюгера, будет фактически больше площади на эллипсоиде на величину

$$\Delta P = P \frac{y^2}{R^2}. \quad (10.6)$$

Приведенные формулы (10.2) – (10.6) являются приближенными, но вполне могут быть применены при расчетах, связанных с построением опорных межевых сетей и съемочных сетей.

10.3. Порядок перехода от линий и площадей местности на плоскость в проекции Гаусса–Крюгера

При переходе от длин линий на физической поверхности Земли к их отображению на плане в проекции Гаусса – Крюгера приходится выполнять несколько операций, каждая из которых вносит свои искажения как в длины линий, так и в площади образованных линиями фигур. Рассмотрим каждое из этих действий:

Измеренное на местности расстояние между двумя точками A и B должно быть спроецировано на горизонтальную плоскость (рис. 10.2.), проведенную через точку A .

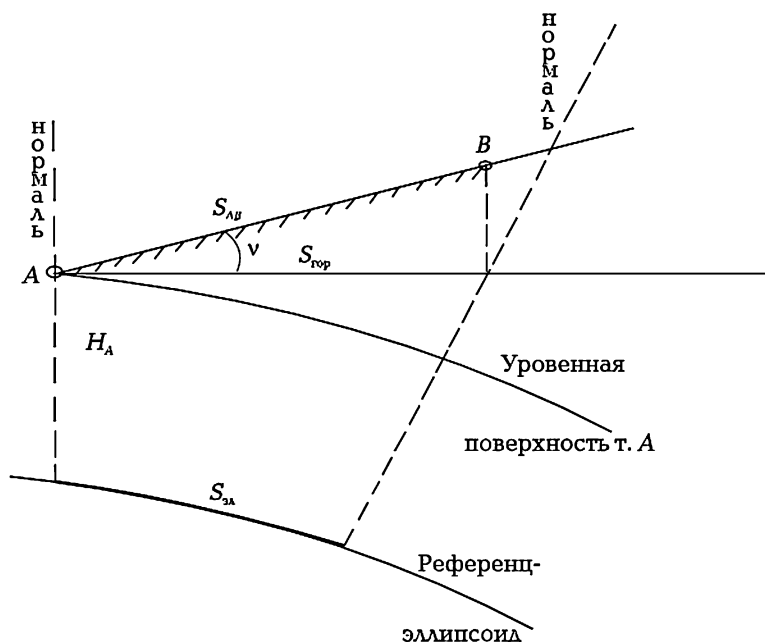


Рис. 10.2. Переход от измеренного расстояния к горизонтальному проложению и к проекции на референц-эллипсоид

При этом горизонтальное проложение $S_{гор}$ есть

$$S_{гор} = S_{AB} \cos \nu = S_{AB} - \Delta S_{гор} = S_{AB} - 2S_{AB} \sin^2 \frac{\nu}{2},$$

где S_{AB} — измеренное (физическое) расстояние между точками A и B ; ν — угол наклона линии местности.

В этом случае происходит уменьшение длины линии местности.

Далее, горизонтальное проложение линии местности проецируется на поверхность референц-эллипсоида (рис. 10.2).

Горизонтальное проложение линии местности связано с ее проекцией на эллипсоид соотношением:

$$S_{\text{гор}} = S_{\text{эл}} + S_{\text{эл}} \frac{H}{R},$$

или

$$S_{\text{эл}} = S_{\text{гор}} - S_{\text{гор}} \frac{H}{R} = S_{\text{AB}} - S_{\text{AB}} \sin^2 \frac{\nu}{2} - S_{\text{гор}} \frac{H}{R},$$

где $S_{\text{гор}}$ — горизонтальное проложение линии местности; $S_{\text{эл}}$ — его проекция на поверхность эллипсоида; H — средняя высота участка над поверхностью эллипсоида; R — радиус Земли.

Эта процедура уменьшает значение горизонтального проложения линии местности тем больше, чем выше линия находится по отношению к референц-эллипсоиду.

Следующим этапом происходит переход с поверхности эллипсоида на плоскость в проекции Гаусса — Крюгера.

Рассмотрим величину искажения длины линии, средняя точка которой отстоит от осевого меридиана на расстоянии y . Величина этого искажения будет равна:

$$\frac{\Delta S_{\text{пр}}}{S_{\text{эл}}} = \frac{y^2}{2R^2},$$

где $S_{\text{эл}}$ — длина линии на эллипсоиде, центр которой удален от осевого меридиана на величину y ; $\Delta S_{\text{пр}}$ — величина искажения (удлинения) линии при переходе с эллипсоида на плоскость; R — средний радиус Земли.

Величину $\frac{y^2}{2R^2}$ называют относительным искажением линии.

Тогда линия AB на плане будет иметь значение $S_{\text{пр}}$, вычисляемое по формуле:

$$S_{\text{пр}} = S_{\text{эл}} + \Delta S_{\text{пр}} = S_{\text{AB}} - 2S_{\text{AB}} \sin^2 \frac{\nu}{2} - S_{\text{гор}} \frac{H}{R} + S_{\text{эл}} \frac{y^2}{2R^2}.$$

Следует отметить, что по такой формуле вычисления непосредственно не проводят. Формула приведена, чтобы проследить всю цепочку преобразований от процесса полевых измерений до изображения линии в проекции Гаусса — Крюгера.

Рассмотрим пример расчета величин поправок, получаемых на различных этапах для линии местности длиной 1000,00 м, проходящей под углом наклона $\nu = 1^\circ$, расположенной на местности, имею-

щей среднюю высоту над поверхностью эллипсоида 300 м и расположенной в удалении от осевого меридиана на расстоянии $y = 200$ км.

При этих условиях

$$\Delta S_{\text{гор}} = 2S_{AB} \sin^2 \frac{V}{2} = 0,15 \text{ м.}$$

Горизонтальное проложение равно

$$S_{\text{гор}} = S_{AB} - \Delta S_{\text{гор}} = 999,85 \text{ м.}$$

При $H = 300$ м величина искажения линии при переходе на референц-эллипсоид равна

$$\Delta S_{\text{эл}} = S_{\text{гор}} \frac{H}{R} = 999,85 \frac{0,3}{6370} = 0,05 \text{ м.}$$

Длина линии AB на эллипсоиде составит

$$S_{\text{эл}} = S_{\text{гор}} - \Delta S_{\text{эл}} = 999,80 \text{ м.}$$

При переходе от эллипсоида к плоскости в проекции Гаусса – Крюгера происходит растяжение линии на величину, равную

$$\Delta S_{\text{пр}} = S_{\text{эл}} \frac{y^2}{2R^2} = 999,80 \frac{100^2}{2 \cdot 6370^2} = 0,49 \text{ м.}$$

Тогда длина линии AB на плоскости в проекции Гаусса – Крюгера будет иметь длину

$$S_{\text{пр}} = S_{\text{эл}} + \Delta S_{\text{пр}} = 1000,29 \text{ м.}$$

Естественно говорить и об искажениях площадей при переходе от местности через проецирование на горизонтальную плоскость, затем на поверхность эллипсоида и от нее на плоскость в проекции Гаусса – Крюгера. Поэтапное искажение площади земельного участка будет определяться следующими соотношениями:

$$\Delta P_{\text{гор}} = 2P_{\text{физ}} \sin^2 \frac{V}{2} ;$$

$$P_{\text{гор}} = P_{\text{физ}} - \Delta P_{\text{гор}} ;$$

$$\Delta P_{\text{эл}} = 2P_{\text{гор}} \frac{H}{R} ;$$

$$P_{\text{эл}} = P_{\text{гор}} - \Delta P_{\text{эл}} ;$$

$$\Delta P_{\text{пр}} = P_{\text{эл}} \frac{y^2}{R^2} ;$$

$$P_{\text{пл}} = P_{\text{эл}} + \Delta P_{\text{пр}} ,$$

где $P_{\text{физ}}$ — площадь земельного участка на местности (физическая площадь); $\Delta P_{\text{гор}}$ — поправка за уклон местности, обеспечивающая переход от физической местности на горизонтальную плоскость;

$P_{\text{гор}}$ — площадь участка на горизонтальной плоскости; $\Delta P_{\text{эл}}$ — поправка за высоту местности над поверхностью референц-эллипсоида; $P_{\text{эл}}$ — площадь участка, спроектированного на поверхность референц-эллипсоида; $\Delta P_{\text{пр}}$ — поправка, обеспечивающая переход на плоскость в проекции Гаусса — Крюгера; $P_{\text{пр}}$ — площадь земельного участка на плоскости в проекции Гаусса — Крюгера; ν — средний угол наклона местности; H — средняя высота местности над поверхностью референц-эллипсоида.

Рассмотрим пример расчета величин поправок, получаемых на различных этапах для земельного участка площадью 1000 га, имеющего средний угол наклона $\nu = 1^\circ$, расположенный на местности, имеющей среднюю высоту над поверхностью эллипсоида 300 м в удалении от осевого меридиана на расстоянии $y = 200$ км.

При этих условиях

$$\Delta P_{\text{гор}} = 2P_{\text{физ}} \sin^2 \frac{\nu}{2} = 0,15 \text{ га.}$$

Площадь проекции участка на горизонтальную плоскость будет равна

$$P_{\text{гор}} = P_{\text{физ}} - \Delta P_{\text{гор}} = 999,85 \text{ га.}$$

При $H = 300$ м величина искажения площади при переходе на референц-эллипсоид равна

$$\Delta P_{\text{эл}} = 2P_{\text{гор}} \frac{H}{R} = 999,85 \frac{0,3}{6370} = 0,10 \text{ га.}$$

Площадь земельного участка на эллипсоиде составит

$$P_{\text{эл}} = P_{\text{гор}} - \Delta P_{\text{эл}} = 999,75 \text{ га.}$$

При переходе от эллипсоида к плоскости в проекции Гаусса — Крюгера происходит растяжение земельного участка на величину, равную

$$\Delta P_{\text{пр}} = P_{\text{эл}} \frac{y^2}{R^2} = 999,80 \frac{100^2}{6370^2} = 0,99 \text{ га.}$$

Тогда площадь земельного участка на плоскости в проекции Гаусса — Крюгера будет равна

$$P_{\text{пр}} = P_{\text{эл}} + \Delta P_{\text{пр}} = 1000,74 \text{ га.}$$

10.4. Разграфка и номенклатура листов карт и планов

Топографические карты больших территорий для удобства пользования издаются отдельными листами ограниченного формата, объединенными в общую многостраничную карту единой системой

разграфки. Для топографических карт принимают трапециевидную (градусную) систему разграфки. В ней рамками отдельных листов являются линии меридианов и параллелей.

В основу разграфки положено деление поверхности земного эллипсоида меридианами через 6° по долготе (начиная от Гринвичского меридиана) и через 4° по широте (начиная от экватора).

Каждая ячейка разграфки имеет свою номенклатуру, т. е. свое обозначение или свой неповторяющийся, индивидуальный идентификатор. Такая ячейка (4° по широте и 6° по долготе) представляет собой лист Международной карты масштаба 1:1 000 000.

Листы карты масштаба 1:1 000 000, заключенные между смежными параллелями, образуют пояса, которые обозначаются заглавными буквами латинского алфавита A, B, ..., V, Z, начиная от экватора. В северном полушарии имеется 22 полных пояса и один неполный. Листы масштаба карты 1:1 000 000, заключенные между смежными меридианами, составляют колонны, которые нумеруют в направлении с запада на восток арабскими цифрами 1, 2, ..., 60, начиная от меридиана с долготой 180° , являющегося восточной ветвью Гринвичского меридиана (рис. 10.3)

Номенклатура листа карты масштаба 1:1 000 000 состоит из буквы, обозначающей соответствующий пояс, и числа — индекса колонны (рис. 10.3). Например, N — 37 есть номенклатура листа карты масштаба 1:1 000 000, на котором расположен г. Москва.

Определение номенклатуры листа карты масштаба 1:1 000 000, на котором лежит точка с заданными геодезическими координатами можно выполнить следующим образом:

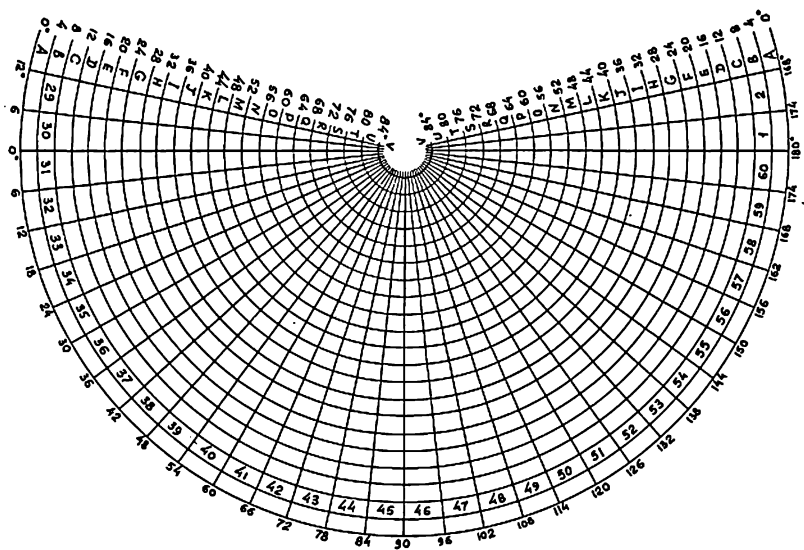


Рис. 10.3. Номенклатура листов карт масштаба 1:1 000 000

1. Для получения номера пояса необходимо разделить значение широты заданной точки, представленной в долях градуса, на четыре и округлить полученный результат в сторону большего целого числа B_{Π} . В соответствии с представленной ниже таблицей необходимо выбрать букву латинского алфавита, соответствующую полученному числу. Эта буква будет обозначать искомый пояс.

A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L	M	N	O	P	Q	R
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18

Это пояс ограничивается с севера параллелью с широтой, равной $B_C^{\circ} = 4^{\circ} \cdot B_{\Pi}$. С юга пояс ограничивает параллель с широтой $B_{\text{Ю}}^{\circ} = 4^{\circ} \cdot (B_{\Pi} - 1)$.

2. Определяется номер зоны, в которой располагается заданная точка. Для этого долгота заданной точки, переведенная в доли градусов, делится на четыре и полученный результат округляется в сторону большего целого числа. Оно будет обозначать номер зоны B_K . Для определения номенклатуры листа карты масштаба 1:1 000 000 необходимо знать номер колонны, который отличается от номера зоны на 30 единиц. Эта колонна ограничивается с запада меридианом с долготой, равной $L_3^{\circ} = 6^{\circ} \cdot (B_K - 1)$, а с востока — с долготой $L_B^{\circ} = 6^{\circ} \cdot B_K$.

Тогда номенклатура искомого листа карты будет состоять из буквенного обозначения пояса и номера колонны.

При переходе к листам более крупных масштабов лист карты масштаба 1:1 000 000 делят меридианами и параллелями на части так, чтобы листы карт различных масштабов были примерно одинаковых размеров (рис. 10.4).

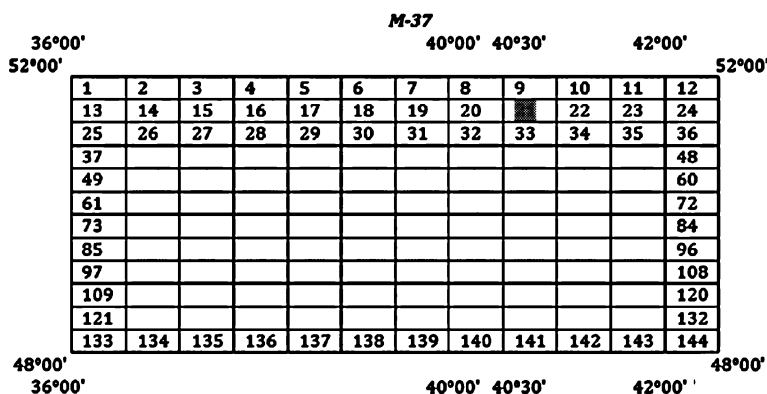


Рис. 10.4. Номенклатура листов карт масштаба 1:100 000

Так, разделив каждую сторону рамки карты масштаба 1:1 000 000 на 12 частей, получают 144 листа карты масштаба 1:100 000, каждый из которых имеет размеры: 30' по долготе и 20' по широте. Их последователь-

но нумеруют, обозначая цифрами 1,2,...,144. Таким образом, лист карты масштаба 1:100 000 с номером 25 имеет номенклатуру *M–37–25*.

Число листов топографических карт более крупного масштаба в листе топографической карты более мелкого масштаба, а также соответствующие размеры и номенклатура последнего листа топографической карты приведены в таблице 10.1.

Таблица 10.1

Номенклатура листов карт масштабов 1:2000–1:1 000 000

Масштабы	Исходный лист	Число листов	Размер		Номенклатура
			по широте	по долготе	
1:1 000 000	—	—	4°	6°	<i>N–37</i>
1:100 000	1:1000000	144	20'	30'	<i>N–37–25</i>
1:50 000	1:1000000	4	10'	15'	<i>N–37–25–Г</i>
1:25 000	1:50 000	4	5'	7'30"	<i>N–37–25–Г–г</i>
1:10 000	1:25000	4	2'30"	3'45"	<i>N–37–25–Г–г–4</i>
1:5000	1:100000	256	1'15"	1'52,5"	<i>N–37–25–(256)</i>
1:2000	1:5000	9	25"	37,5"	<i>N–37–25–(256–и)</i>

При дальнейшем переходе к более крупным масштабам возвращаются к листам карты масштаба 1:100 000. Для получения номенклатуры листа карты масштаба 1:5000 лист карты масштаба 1:100 000 делят на 256 частей (рис. 10.5), которые нумеруют 1, 2, ..., 256.

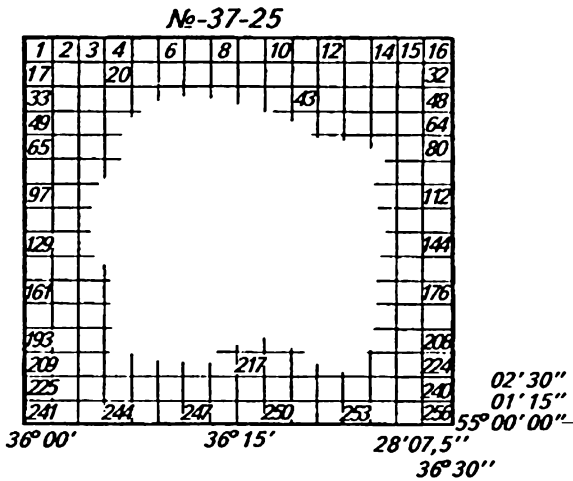


Рис. 10.5. Номенклатура листов карты масштаба 1:5000

Лист карты масштаба 1:5000 имеет номенклатуру *N–37–25–(240)*.

При переходе к масштабу 1:2000 лист карты масштаба 1:5000 делят на девять частей, обозначаемых первыми строчными буквами русского алфавита *а, б, в, г, д, е, ж, з, и*.

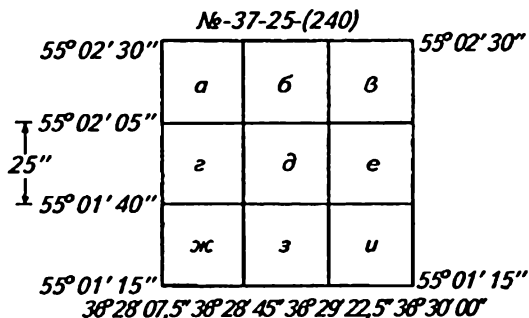


Рис. 10.6. Номенклатура листов карты масштаба 1:2000

Лист карты масштаба 1:2000 имеет номенклатуру *N—25—35—(240—г)*.

При крупномасштабной съемке, охватывающей территорию менее 20 кв. км, как правило, применяют квадратную разграфку линиями, параллельными координатным осям. Листы планов масштаба 1:5000 берут размером 40 × 40 см, что соответствует на местности 2 × 2 км. Для масштабов 1:2000, 1:1000, 1:500 определяют размер рамок 50 × 50 см.

Рамками листов планов масштаба 1:5000 являются четные линии километровой сетки местной системы координат.

Пример определения номенклатуры съёмочной трапеции

Для точки с координатами $B = 51^{\circ}58'33''$ и $L = 40^{\circ}27'32''$ необходимо определить номенклатуру листа карты масштаба 1:10 000, на котором точка расположена.

Решение:

1. Определить номенклатуру листа карты масштаба 1:1 000 000, на котором лежит заданная точка.

Для получения номера пояса переводим значение широты точки в доли градуса, получаем $B^{\circ} = 51^{\circ},6425$. Делим полученный результат на 4 и округляем до большего целого числа. Получаем 13. Числу 13 соответствует буква латинского алфавита *М*.

Для получения номера зоны переводим долготу заданной точки в доли градуса, получаем $L^{\circ} = 40^{\circ},459$. Делим полученный результат на 6 и округляем до большего целого числа. Получаем 7. Это номер колонки. Переходя к номеру зоны, получаем *37*.

Таким образом, номенклатура листа карты масштаба 1:1000000, на котором лежит заданная точку, будет *М—37*.

Граничными меридианами трапеции будут являться меридианы с долготами $L_3^{\circ} = 6^{\circ} \cdot 6 = 36^{\circ}$ и $L_6^{\circ} = 6^{\circ} \cdot 7 = 42^{\circ}$. Граничными па-

параллелями являются параллели с широтами $B_{Ю}^{\circ} = 4^{\circ} \cdot 12 = 48^{\circ}$ и $B_{С}^{\circ} = 4^{\circ} \cdot 13 = 52^{\circ}$.

М-37

36°00'				40°00' 40°30'												42°00'			
52°00'	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	52°00'						
	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24							
	25	26	27	28	29	30	31	32	33	34	35	36							
	37											48							
	49											60							
	61											72							
	73											84							
	85											96							
	97											108							
	109											120							
	121											132							
48°00'	133	134	135	136	137	138	139	140	141	142	143	144	48°00'						
36°00'				40°00' 40°30'												42°00'			

Рис. 10.7. Лист карты масштаба 1:1 000 000

2. Определить номенклатуру листа карты масштаба 1:100 000, на котором лежит заданная точка.

Делим лист карты масштаба 1:1 000 000 на 144 части, соответствующим образом нумеруем полученные листы карт масштаба 1:100 000 и определяем, что заданная точка лежит на листе с номером 21. Этот лист карты масштаба 1:10 000 имеет номенклатуру *N—37—21*.

3. Определить номенклатуру листа карты масштаба 1:50 000, на котором лежит заданная точка.

Определив положение заданной точки на листе карты масштаба 1:100 000, вычерчиваем схематический чертеж этого листа с указанием координат углов ее рамок. Этот лист делим сначала на четыре части, обозначив каждую соответственно прописными буквами русского алфавита *А, Б, В* и *Г*. Получаем листы карты масштаба 1:50 000. Номенклатура искомого листа карты *М—37—21—Б*.

М-37-21

40°00'		40°07'30" 40°22'30" 40°30'				40°15'		51°40'	
51°40'								51°40'	
51°35'			<i>а</i>					51°35'	
51°30'			<i>в</i>				<i>г</i>	51°30'	
51°25'								51°25'	
51°20'								51°20'	
40°00'		40°30'						51°20'	

Рис. 10.8. Лист карты масштаба 1:100 000

4. Определить номенклатуру листа карты масштаба 1:25 000, на котором лежит заданная точка.

Разделив последний лист на четыре части и обозначив каждый соответственно строчными буквами русского алфавита *а, б, в и г*, получаем листы карты масштаба 1:25 000.

5. Определить номенклатуру листа карты масштаба 1:10 000, на котором лежит заданная точка.

Номенклатура искомого листа карты *М-37-21-Б-б*. Лист карты масштаба 1:25 000 делим на четыре части, обозначив каждую соответственно номерами *1, 2, 3, 4*. Таким образом, получаем листы карты масштаба 1:10 000.

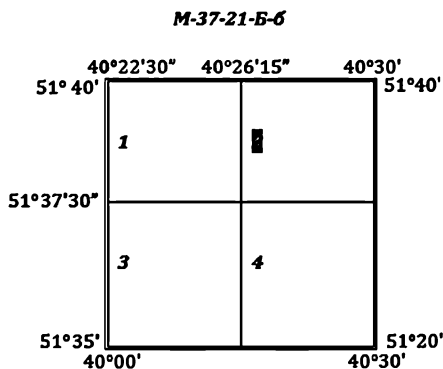


Рис. 10.9. Лист карты масштаба 1:25 000

Заданная точка попадает на лист карты масштаба 1:10 000, имеющий номенклатуру *М-37-21-Б-б-2*.

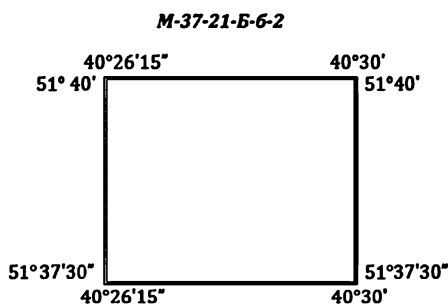


Рис. 10.10. Лист карты масштаба 1:10 000

Вопросы и задачи для самопроверки

1. Что называют номенклатурой съемочной трапеции?
2. Каковы размеры (в градусной мере) рамок трапеции масштаба 1:1 000 000?

3. На сколько частей делится лист карты масштаба 1:1 000 000 при переходе к листам карты масштаба 1:100 000?
4. Каков масштаб карты, имеющей номенклатуру *N-44-103-A*?
5. Приведите пример номенклатуры листа карты масштаба 1:10 000?
6. Как можно определить номенклатуру листа карты масштаба 1:5000?
7. Карта какого масштаба имеет номенклатуру *O-41-25-(148-e)*?

10.5. Вычисление длин сторон и площади съемочной трапеции

Принятые обозначения

a — большая полуось эллипсоида;

b — малая полуось эллипсоида;

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

$N = \frac{a}{\sqrt{1 - e^2 \sin^2 B}}$ — радиус кривизны нормального сечения эллипсоида в плоскости первого вертикала (плоскости, перпендикулярной плоскости меридиана) в точке с широтой B .

липсоида в плоскости первого вертикала (плоскости, перпендикулярной плоскости меридиана) в точке с широтой B .

$M = \frac{a(1 - e^2)}{(1 - e^2 \sin^2 B)^{3/2}}$ — радиус кривизны меридиана в точке с широтой B .

ротой B .

Для вычислений следует принять:

$e^2 = 0,006\,693\,421\,623$;

$\rho'' = 206\,264,81$;

$b = 6\,356\,863$ м;

$a = 6\,378\,245$ м.

Вычисление длин северной и южной рамок

Длина отрезка *дуго параллели* для эллипсоида вращения может быть вычислена по формуле:

$$S_{\text{пар}} = \int_{L_1}^{L_2} N_l \cos B_l dL = \frac{(L_2 - L_1)''}{\rho''} N_l \cos B_l.$$

Для вычисления длин северной и южной рамок трапеции принимаются соответственно широты B_l , полученные по номенклатуре трапеции. Разность долгот соответствует размеру рамки трапеции.

Вычисление длин западной и восточной рамок

Длина отрезка *дуго меридиана* может быть вычислена по формуле:

$$S_{\text{мер}} = \int_{B_1}^{B_2} M dB.$$

При вычислении длины дуги меридиана менее 50 км можно пользоваться упрощенной формулой, которая обеспечивает получение искомой величины с ошибкой не более 10^{-2} м:

$$S_{\text{мер}} = M_m \frac{(B_2 - B_1)''}{\rho''}.$$

При этом M_m — радиус кривизны меридиана в точке со средней широтой $B_m = \frac{B_1 + B_2}{2}$, где B_1 и B_2 — широты границ рамок трапеции.

Вычисление площади трапеции

Элемент площади сфероидической трапеции dP равен произведению дифференциалов координатных линий $dS_{\text{мер}}$ и $dS_{\text{пар}}$.

$$dP = dS_{\text{мер}} dS_{\text{пар}}.$$

$$dS_{\text{мер}} = \frac{a(1-e^2)}{(\sqrt{1-e^2 \sin B})^3} dB.$$

$$\Delta S_{\text{пар}} = \frac{a}{\sqrt{1-e^2 \sin B}} dL.$$

$$dP = \frac{a(1-e^2)}{(\sqrt{1-e^2 \sin B})^3} dB \frac{a}{\sqrt{1-e^2 \sin B}} dL = \frac{b^2}{(1-e^2 \sin^2 B)^2} dB dL.$$

Тогда площадь всей сфероидической трапеции будет равна:

$$P = b^2 \int_{L_1}^{L_2} \int_{B_1}^{B_2} (1-e^2 \sin^2 B)^{-2} \cos B dB dL = b^2 (L_2 - L_1) \int_{B_1}^{B_2} (1-e^2 \sin^2 B)^{-2} \cos B dB.$$

Применяя метод разложения подынтегральной функции в степенной ряд, после преобразования для эллипсоида Красовского получаем:

$$P = b^2 \frac{\Delta L}{\rho} [(\sin B_2 - \sin B_1) + 2/3 e^2 (\sin^3 B_2 - \sin^3 B_1) + 3/5 e^4 (\sin^5 B_2 - \sin^5 B_1)].$$

Пример вычисления размеров рамки и площади съемочной трапеции

Для точки с координатами $B = 51^\circ 38' 33''$ и $L = 40^\circ 27' 32''$ необходимо:

вычислить на эллипсоиде Красовского длины рамок трапеции масштаба 1:10 000;

вычислить площадь трапеции.

Решение:

Лист карты масштаба 1:10 000, на котором расположена заданная точка, имеет номенклатуру *М-37-21-Б-6-2*. Имея координаты

углов рамки трапеции, полученные из решения предыдущей задачи, приступаем к вычислениям. Все вычисления выполняем в соответствующих таблицах.

Вычисление длин северной и южной сторон рамки трапеции

Таблица 10.2

Обозначение величин	Значения величин	
	Северная рамка	Южная рамка
B_i	51°40'	51°37'30"
$\sin B_i$	0,784416	0,783964
$\sin^2 B_i$	0,615308	0,614600
e^2	0,006693422	0,006693422
$N_i = \frac{a}{\sqrt{1 - e^2 \sin^2 B_i}}$	6 391 442,9	6 391 320,7
L_1	40°26'15"	40°26'15"
L_2	40°30'	40°30'
$\Delta L = L_2 - L_1$	3'45"	3'45"
$\Delta L''$	225	225
$\cos B_i$	0,620235	0,620806
$S_{\text{пар}} = \frac{\Delta L''}{\rho''} N_i \cos B_i$	4324,26 м	4328,17 м

Вычисление длин западной и восточной сторон рамки трапеции

Таблица 10.3

Обозначения величин	Числовые значения
B_1	51°37'30"
B_2	51°40'
B_m	51°38'45"
$\sin^2 B_m$	0,612475
$a(1 - e^2)$	6 335 553
e^2	0,006693422
$\sqrt{1 - e^2 \sin^2 B_m}$	0,995900
$M_m = \frac{a(1 - e^2)}{(\sqrt{1 - e^2 \sin^2 B_m})^3}$	6 374 712,8
$\Delta B' = (B_2 - B_1)'$	2,5
$\Delta B''$	150
$S_{\text{мер}} = \Delta B'' M_m / \rho''$	4 635,82 м

Вычисление площади трапеции

Таблица 10.4

Обозначение величин	Числовые значения
$b^2, \text{км}^2$	40 409 707
e^2	0,006 693 422
B_1	51°37'30"
B_2	51°40'
$\sin B_2$	0,78441566
$\sin B_1$	0,78396441
$\sin^3 B_2$	0,48265717
$\sin^3 B_1$	0,48182468
$\sin^5 B_2$	0,29698278
$\sin^5 B_1$	0,29612954
$A = (\sin B_2 - \sin B_1) +$ $+\frac{2}{3}e^2(\sin^3 B_2 - \sin^3 B_1) +$ $+\frac{3}{5}e^4(\sin^5 B_2 - \sin^5 B_1)$	0,00045500
$P = b^2 \frac{\Delta L''}{\rho''} A$	20,0565 км ²

11.1. Понятие о государственной геодезической сети и ее назначении

Государственная геодезическая сеть (ГГС) представляет собой систему надежно закрепленных на местности точек, координаты которых определены с достаточно высокой степенью точности в единой для всей страны системе координат.

Государственная геодезическая сеть имеет важнейшее научное и народно-хозяйственное значение, в связи с чем пункты ГГС должны быть рассчитаны на длительный срок службы, а по точности должны удовлетворять требованиям науки и решению самого широкого спектра производственных задач не только сегодняшнего дня, но и достаточно отдаленного будущего.

История развития геодезии показывает, что с течением времени требования к точности построения ГГС непрерывно возрастают. Вместе с тем сама по себе ГГС, если ее не обновлять и не совершенствовать, постоянно стареет, утрачивает часть пунктов, теряет точность в отдельных ее частях вследствие геодинамических процессов.

Для того, чтобы ГГС страны всегда находилась на уровне современных требований, необходимо:

- систематически проводить полевое обследование всех пунктов сети, восстанавливать или заново определять утраченные пункты сети;
- периодически выполнять повторные или дополнительные измерения в значительной части сети, особенно в тех ее частях, которые наиболее подвержены движениям земной коры;
- повторять или дополнять измерения, проводимые для дальнейшего совершенствования и повышения точности ГГС;
- по мере накопления измерительной информации, совершенствования средств и методов измерения, пересматривать принципы построения ГГС.

Значительные успехи, достигнутые в деле повышения точности определения координат точек по результатам наблюдений искусственных спутников Земли (ИСЗ), позволяют в настоящее время пересматривать принципы построения ГГС.

При построении ГГС неизбежно возникают три основных вопроса, имеющих принципиальное значение:

- выбор схемы построения ГГС на всей территории страны;
- установление разумной плотности пунктов ГГС;
- установление необходимой и достаточной точности взаимного положения пунктов ГГС.

В практике геодезии сложился и вполне оправдал себя принцип построения ГГС для решения как научных, так и инженерно-технических задач. ГГС создается поэтапно, постадийно, соблюдая принцип от общего к частному.

Достаточно долгое время основным методом построения являлся метод триангуляции (три угла). Метод предложен голландским математиком Снеллиусом в 1614 г. Идею этого метода хорошо можно представить на примере сети в виде цепочки треугольников (рис. 11.1).

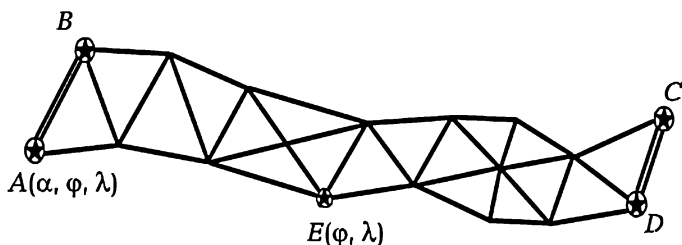


Рис. 11.1. Геодезическая сеть в виде цепочки треугольников

В каждом треугольнике измеряют все углы, а в крайних треугольниках — еще и по одной стороне (базису). Здесь следует заметить, что линейные измерения до недавнего времени были необыкновенно трудоемкой процедурой. В связи с этим метод триангуляции нашел самое широкое распространение при построении государственных геодезических сетей во всех странах мира как метод, требующий минимального количества линейных измерений. Этот метод отличается достаточно большими возможностями осуществления контроля результатов измерений.

По измеренным в первом треугольнике стороне и углам вычисляются по формулам тригонометрии другие стороны. Далее вычисляют стороны в следующем треугольнике, и так доходят до последнего, где одна из сторон известна. Здесь осуществляется контроль сравнением измеренного и вычисленного значения стороны. Если на выходных сторонах измерены азимуты, то может быть осуществлен еще один контроль сравнением вычисленного и измеренного значения азимута последней линии. Известно также, что сумма углов плоского треугольника равна 180° , что также позволяет контролировать качество угловых измерений.

11.1.1. Исторический очерк создания ГГС в России

В России широкое применение метода триангуляции началось в середине XIX в. работами российских геодезистов Теннера и Струве при построении знаменитой дуги Струве. Это было уникальнейшее по тому времени геодезическое построение от берегов Северного Ледовитого океана до Черного моря вдоль западной границы государства Российского. Точность измерений превзошла все мировые стандарты.

В конце XIX — начале XX в. в России под руководством шефа Корпуса Военных топографов генерала И.И.Померанцева разрабатывается первая программа построения единой на всю территорию России государственной геодезической сети. В 1910 г. была подготовлена первая инструкция по построению ГГС. Предлагалось на всей территории России построить систему замкнутых полигонов из звеньев триангуляции, расположенных вдоль меридианов и параллелей. Периметр полигона составил примерно 1,5 тыс. км, т. е. длина одного звена — 380 — 400 км.

До 1917 г. удалось построить только два таких полигона, измерить 4 базиса, построить 152 знака и отнаблюдать 129 пунктов.

На территорию всей России была создана 100-верстная топографическая карта (100 верст в одном дюйме), что соответствует масштабу 1:4 200 000 в метрической системе. Европейская часть России была покрыта 10-верстной картой (1: 420 000). Карты более крупных масштабов имелись только на некоторые районы, в основном пограничные.

В 1918 г. В.И. Лениным был подписан декрет о создании Высшего геодезического управления (ВГУ), одной из задач которого было построение на территории Советской России единой государственной геодезической сети.

Первая попытка создания опорной геодезической сети относится к 1924 г., явившаяся, в основном, продолжением работ по программе И.И. Померанцева. Предусматривалось построить на территории Европейской части СССР 14 больших полигонов южнее 60 параллели.

В 1928 г. выходит работа проф. Ф.Н.Красовского «Схема и программа государственной триангуляции», в которой на основе анализа точности построения триангуляции 1-го класса по ранее принятой программе доказывалось, что схема Померанцева не обеспечивает необходимую на то время точность создания ГГС.

Проведя целый ряд научно-исследовательских изысканий и учитывая опыт работ Теннера, Струве и Померанцева, Красовский предложил строить ГГС также в виде системы нескольких классов. Первый класс триангуляции предложено строить в виде системы полигонов из рядов триангуляции. Периметр полигонов он предложил

делать не более 800 километров, т. е. звено полигона должно быть не более 200 км при расстоянии между пунктами от 20 до 40 км. Внутри первоклассного полигона строится две взаимно перпендикулярные цепочки треугольников второго основного класса, а далее заполняется все пространство заполняющей сетью второго класса.

На пересечениях рядов триангуляции предлагалось строить т. н. пункты Лапласа, в которых проводился весь комплекс астрономических наблюдений, что позволяло определить для этих пунктов астрономические широты и долготы с максимально возможной точностью, а также определить азимуты направлений, исходящих из этих пунктов. Кроме того, в местах пересечений цепочек треугольников выполнялись линейные измерения.

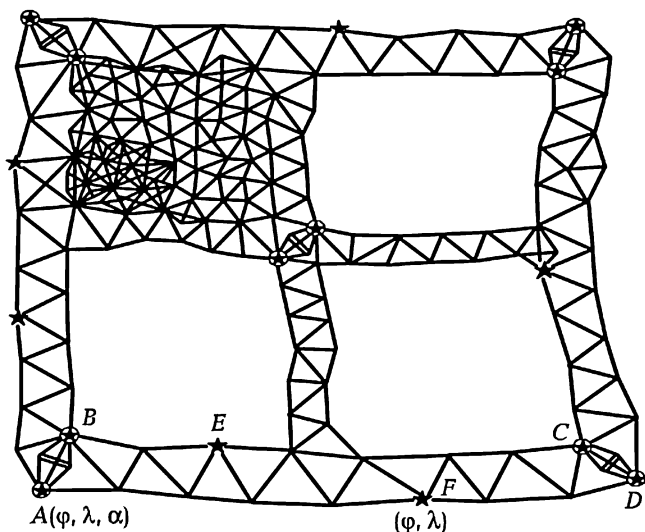


Рис. 11.2. Схема построения ГТС, предложенная Ф.Н.Красовским

Работы по созданию ГТС были начаты в 1925 г. Вызывает восхищение та потрясающая по объему и качеству работа, которая была выполнена за последующие 15 лет.

На местности было закреплено 4733 пункта, над каждым из которых для обеспечения взаимной видимости строился наружный знак в виде геодезического сигнала.

Угловые измерения выполнялись по достаточно сложной программе, обеспечивающей СКП измерения углов порядка $0,7 - 0,9''$. Было построено 87 полигонов первого класса.

Линейные измерения проводились по программе, обеспечивающей точность порядка $\frac{1}{300000}$ от длины линии, т. е. при длине ли-

Параллельно с полевыми измерениями проводилась математическая обработка результатов измерений.

Прежде всего необходимо было получить по данным полевых измерений параметры земного эллипсоида, наиболее близко подходящего к поверхности геоида на территории СССР. Этот эллипсоид получил название эллипсоида Красовского.

Система координат, которая получена на базе эллипсоида Красовского, была разработана к 1942 г., а внедрена в действие Постановлением Правительства 07.04.1946 году под названием СК-42 (Система координат 1942 года).

В 1956 г. с учетом той колоссальной работы, которая была выполнена в предыдущие годы, приняты новые «Основные положения по созданию и развитию ГГС» (ОП-56), суть которых сводилась к следующему:

Основой является сеть 1-го класса, которая строится в виде полигонов. Полигоны первого класса заполняются сплошной сетью 2-го класса. Сети 1 и 2-го классов являются основой для построения сетей 3 и 4-го классов.

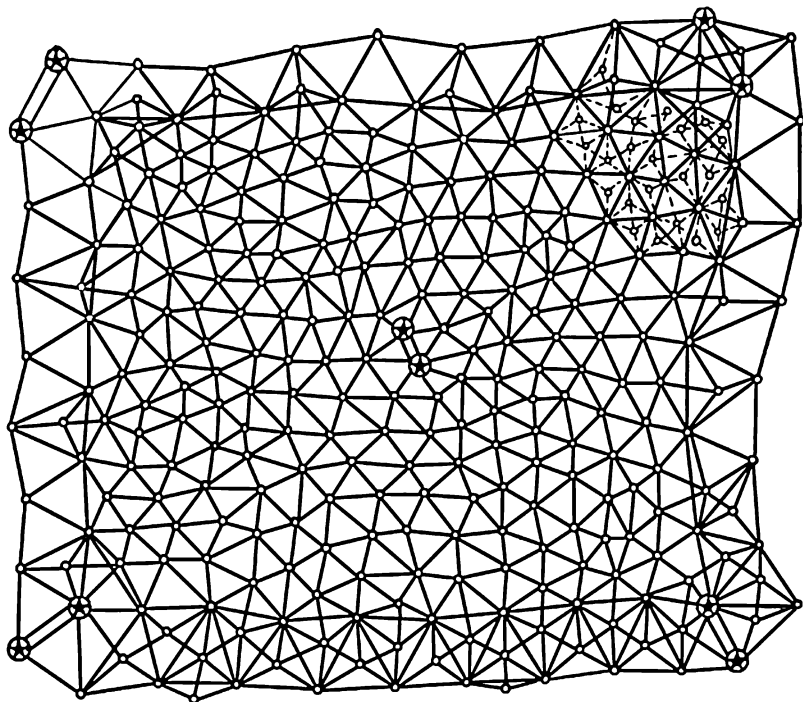


Рис. 11.3. Схема построения ГГС в соответствии с ОП-56

К 1968 г. СК-42 была распространена на Север; к 1971 — на Крайний Север и к 1972 — на Дальний Восток.

СК-42 прослужила около 50 лет. Она полностью обеспечивала создание топографических карт масштаба 1:10 000.

С начала 90-х гг. широкое применение в практике геодезических измерений получают спутниковые системы GPS. В это же время производится переуравнивание всей государственной геодезической сети с учетом построенных к тому времени спутниковых и космических сетей. Постановлением Правительства Российской Федерации от 28.07.2000 г. «Об установлении единой государственной системы координат» с 1 июля 2002 года введена система координат СК-95.

11.1.2. Структура и характеристика ГГС по состоянию на 1995 год

В ГГС входят:

Астрономо-геодезическая сеть (АГС), состоящая из 164 306 пунктов и включающая в себя ряды триангуляции 1-го класса, сети полигонометрии и триангуляции 1 и 2-го классов и базисы космической триангуляции. Сеть включает в себя 3,6 тыс. геодезических азимутов, полученных из астрономических наблюдений, 2,8 тысяч базисных сторон, расположены через 170 — 200 км. Точностные характеристики сети: СКП измерения углов в триангуляции 1-го класса — $0,74''$, 2-го класса — $1,06''$. СКП измерения азимутов — $1,27''$; относительная погрешность измерения базисов 1:500 000; СКП взаимного положения смежных пунктов — $0,02 - 0,04$ м, а при расстоянии до 9000 км — $0,25 - 0,80$ м.

Геодезические сети сгущения (ГСС) включают около 300 тыс. пунктов триангуляции и полигонометрии 3 и 4-го классов.

Таким образом, ГГС России по состоянию на 1995 г. включала в себя более 460 тысяч закрепленных на местности пунктов. Плотность пунктов, как правило, составляет не менее одного пункта на 50 кв. км.

11.1.3. Современная структура Государственной геодезической сети

Анализ состояния ГГС на 1995 г. позволил сформулировать принципы решения задач по заданию, поддержанию и воспроизведению системы координат на более высоком уровне требований точности, обеспечивающем решение современных задач геодезии.

Современный уровень технического развития позволяет решать вопросы координатизации пространства на совершенно иных принципах, основанных на применении методов космической геодезии и использовании глобальных навигационных спутниковых систем ГЛОНАСС и GPS.

Государственная геодезическая сеть, создаваемая по новым правилам, строится по принципу перехода от общего к частному и

включает в себя геодезические построения различных классов точности:

- фундаментальная астрономо-геодезическая сеть (ФАГС);
- высокоточная геодезическая сеть (ВГС);
- спутниковая геодезическая сеть 1-го класса (СГС-1).

В указанную систему построений вписываются также существующие сети триангуляции и полигонометрии 1, 2, 3, 4-го классов.

Пункты ФАГС являются исходной геодезической основой для дальнейшего повышения точности всей государственной геодезической сети.

Расстояние между смежными пунктами ФАГС 600—1000 км. СКП взаимного положения — не более 2 см в плане и 3 см по высоте, а относительно начала координат 10—15 см.

ВГС представляет собой опирающееся на пункты ФАГС однородное по точности геодезическое построение, состоящее из системы пунктов, удаленных друг от друга на 150—300 км. СКП взаимного положения не должно превышать $3 \text{ мм} + 5 \times 10^{-8} D$ (где D — расстояние между пунктами) по каждой оси.

СГС-1 представляет собой пространственное геодезическое построение, создаваемое по мере необходимости и состоящее из системы легкодоступных пунктов с плотностью, достаточной для эффективного использования всех возможностей спутниковых определений потребителями со средними расстояниями между пунктами 25—35 км. СКП взаимного положения $3 \text{ мм} + 1 \times 10^{-7} D$ по каждой оси.

11.1.4. Сущность полигонометрии и условия ее применения

Полигонометрия — это метод создания плановой опорной геодезической сети в виде системы замкнутых или разомкнутых ходов с измерением всех углов поворота β (λ) и длин линий S . От обыкновенных теодолитных ходов полигонометрия отличается своим назначением и более высокой точностью измерения линий и углов, а следовательно, и применяемыми приборами и методами измерений.

Углы в полигонометрии измеряют точными теодолитами, а стороны — светодальномерами, электронными тахеометрами или мерными проволоками.

В полигонометрии в зависимости от условий местности смежные стороны, образующие угол поворота, могут быть разной длины, в отличие от триангуляции, где резкие изменения длин смежных сторон приводят к недопустимой форме треугольников. Это преимущество полигонометрии позволяет наилучшим образом приспособливаться к местности.

Каждая сторона в полигонометрии получается независимо от других, а в триангуляционном ряде она зависит от точности измере-

ния базиса и удаления от него, от точности измерения всех углов треугольников и конфигурации треугольников. Точность определения расстояния между двумя смежными пунктами в полигонометрии зависит, главным образом, от результатов непосредственного измерения этой линии; ее погрешность пропорциональна длине линии.

Учитывая характер накопления в полигонометрических ходах погрешностей линейных и угловых измерений и необходимость ослабить их влияние, длины ходов на практике ограничивают, устанавливая для полигонометрии данного класса *предельную длину хода*.

Чем длиннее полигонометрический ход, тем при прочих равных условиях сильнее влияние погрешностей измерений на элементы хода, т. е. на длины и дирекционные углы сторон, координаты пунктов. Поэтому, когда одиночный полигонометрический ход, например, между пунктами триангуляции *A* и *B* (рис. 11.4) оказывается длиннее предельно допустимого, стараются образовать в одной из промежуточных вершин хода *D* узловую точку пересечением данного хода и соседних ходов.

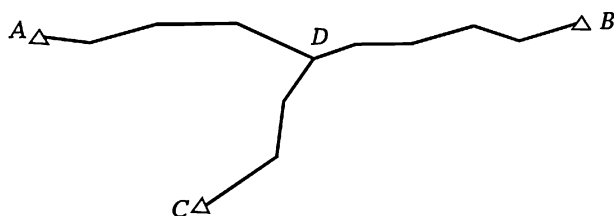


Рис. 11.4. Схема сети с узловой точкой

Положение узловой точки *D* в этом случае будет определено не только по исходным пунктам *A* и *B*, но и по исходному пункту *C* и окажется поэтому более точным, чем положение остальных вершин хода *AB*. Это позволит вести обработку хода *AB* по частям, используя точку *C* в качестве опорной, и, таким образом, сократить протяженность участков, внутри которых накапливаются погрешности измерений. Система пересекающихся полигонометрических ходов, образующих узловые точки, называется *полигонометрической сетью*. Отдельный ход между двумя узловыми или между узловой и исходной точками называют *звеном*.

При данной протяженности полигонометрического хода число его точек поворота (и следовательно, накопление погрешностей их измерения) зависит от длины сторон хода. В полигонометрии низших классов со средней длиной стороны в несколько сот метров задается также минимальная длина стороны, чтобы избежать использования слишком коротких сторон, при которых приходилось бы, измеряя углы поворота, менять фокусировку зрительной трубы при переходе от одной стороны средней длины к другой — короткой (что увеличивало бы погрешность измерения угла).

Полигонометрические ходы должны быть по возможности прямолинейными, вытянутыми, наименьшей изломанности. Это снижает накопление погрешностей. Вытянутость полигонометрических ходов ценна также тем, что дает возможность надежно контролировать линейные и угловые измерения и значительно упрощает уравнивание ходов.

Полигонометрические ходы опираются на исходные, более высокого класса пункты и линии. Если ход по форме близок к прямой линии, то его называют вытянутым, в противном случае — изогнутым.

Стремятся прокладывать вытянутые ходы с примерно одинаковыми сторонами, которые являются оптимальными по объему полевых работ, обработке и оценке точности.

Свободная сеть полигонометрии опирается только на исходный пункт и дирекционный угол исходного направления. Если сеть имеет большое число исходных данных, то ее называют несвободной.

При измерениях углов в полигонометрии обычно применяют специальную (трехштативную) систему с комплектом визирных марок, имеющих стандартные подставки, взаимозаменяемые с подставками теодолитов.

Точность центрирования теодолита и визирных целей должна быть порядка 1 мм, эта точность обеспечивается оптическими центрирами, которыми снабжены современные теодолиты (тахеометры).

Точность и классификация полигонометрии связаны с точностью и классификацией триангуляции принципом взаимозаменяемости, т. е. полигонометрические ходы 1-го класса определяют опорные пункты с точностью, достигаемой триангуляцией 1-го класса, полигонометрические ходы 2-го класса — с точностью, соответствующей триангуляции 2-го класса, и т. д.

Длины сторон в полигонометрии 1-го разряда измеряют с относительной погрешностью не более 1:10 000 светодальномерами или подвесными мерными приборами, в полигонометрии 2-го разряда стороны измеряют с относительной погрешностью не более 1:5000.

Соблюдение перечисленных условий при развитии полигонометрических ходов и сетей требует выбора удобных трасс для прокладки этих ходов, благоприятных, кроме того, для выполнения точных линейных измерений. Такими трассами обычно являются дороги разных типов, улицы в населенных пунктах, просеки, пологие берега рек.

По методу создания полигонометрию разделяют на светодальномерную, траверсную (стороны измеряют подвесными мерными приборами), короткобазисную, створно-короткобазисную и параллактическую.

Полигонометрический метод создания опорной геодезической сети давно применяется в топографо-геодезических работах России. Его использовал еще в первой половине XIX столетия русский геодезист В.Я. Струве.

ПРИМЕНЕНИЕ ЭЛЕКТРОННЫХ МЕТОДОВ ДЛЯ АВТОМАТИЗАЦИИ ГЕОДЕЗИЧЕСКИХ РАБОТ

12.1. Общие сведения

С середины XX в. в геодезии находят широкое применение электронные средства и методы. Первоначально электронные методы начали внедряться в процесс измерения длин, который в те времена являлся наиболее трудоемким. Это привело к значительному повышению производительности труда, а также, что особенно важно, к увеличению точности результатов.

В дальнейшем с появлением лазерной техники, развитием микроэлектроники и вычислительной техники электронные методы и средства обеспечивали проведение практически всех видов геодезических измерений и математической обработки получаемых результатов.

Развитие электроники также стимулировало разработку новых способов решения научно-технических и прикладных задач геодезии.

В настоящее время достижения радиоэлектроники в сочетании со спутниковыми технологиями широко используются в решении фундаментальных научных задач геодезии. Важнейшими из них являются следующие: уточнение ориентировки и положения геоцентрической системы координат, определение и уточнение параметров вращения Земли, построение государственной геодезической сети, изучение деформации земной коры, определение движения земных полюсов. Эти задачи имеют планетарный характер, результаты их решения используют в геодезии, геологии, геофизике и других науках о Земле. Решение названных задач базируется на новейших достижениях электроники и измерительной техники, обеспечивающих реализацию базовых методов геодезических измерений.

Измерительная техника современной геодезии для решения инженерно-технических задач прикладного характера основана на электронных методах угловых и линейных измерений и широком использовании компьютерных технологий при обработке измерительной информации.

Таким образом, в современной геодезии измерительная информация получается и обрабатывается преимущественно с использованием электронных методов и средств, а перспектива развития геодезии как прикладной науки существенно зависит от уровня разработки электронных методов для решения ее задач.

Важнейшими средствами геодезических измерений в настоящее время являются электронные тахеометры и спутниковые навигационные системы. Их технические возможности непрерывно возрастают, а области применения расширяются. Дальнейшее развитие этих методов возможно в направлении совершенствования инструментальной базы, а также по пути компьютеризации, т. е. расширения возможностей встроенных программ, использования автоматического визирования и слежения за целью и дистанционного управления работой измерительного средства.

Электронные методы и средства геодезических измерений обеспечивают автоматизацию выполнения полевых геодезических работ. Электронный тахеометр, электронные теодолиты, цифровые и лазерные нивелиры, лазерные сканеры, ГЛОНАСС и GPS оборудование, а также их компьютерное обеспечение существенно расширили возможности геодезистов, освободив их частично или полностью от непосредственного участия в процессах измерений, получения, хранения и передачи информации, что резко сократило время проведения полевых работ, повысило производительность труда и исключило влияние «человеческого фактора», т. е. личных ошибок геодезиста.

Автоматизация непосредственно обработки результатов геодезических измерений достигается применением компьютерных программ и систем, которые могут включаться в комплектацию геодезических приборов, упомянутых ранее.

Для обработки результатов измерений используются разнообразные программные продукты, например, такие как: AutoCAD, Microstation, КРЕДО, Топоплан, и другие.

12.2. Применение ГНСС при геодезических работах

12.2.1. Принцип работы глобальных навигационных спутниковых систем (ГНСС)

Спутниковая технология определения положения пункта (его координат) предполагает использование результатов наблюдений сигналов, передаваемых спутниками навигационной системы для определения плановых координат и высот точек местности. Прак-

тическая реализация основополагающих принципов работы ГНСС возможна только при полной автоматизации измерительного процесса и обработки результатов измерений.

Геометрические принципы определения положения наблюдателя (позиционирования) заключаются в следующем.

Как известно, положение любой точки в пространстве задается ее координатами. Координаты могут быть различными в зависимости от выбранной системы координат. В геодезии используются разнообразные системы координат в зависимости от решаемой задачи (см. п. 1.5.).

Для решения задач с применением ИСЗ* (задачи спутниковой геодезии) наиболее удобной является прямоугольная геоцентрическая система координат. Подробное описание этой системы дается в п. 1.5. настоящего учебного пособия.

Известно, что геодезические методы измерений носят относительный характер. Геодезические методы не позволяют непосредственно измерить координаты пункта относительно координатных плоскостей выбранной системы координат. В ходе геодезических измерений геодезисты неизбежно опираются на пункты с известными координатами и по результатам измерений получают приращения координат (разности координат) между пунктом определяемым и опорными пунктами.

При определении местоположения пункта по наблюдениям ИСЗ ГНСС такими опорными или «твердыми» пунктами (точками с известными координатами) являются движущиеся спутники. Определяемая точка находится на земной поверхности и неподвижна в геоцентрической геодезической системе координат.

Координаты ИСЗ на момент их наблюдения определяются из решения уравнений движения на стационарных наземных станциях, обеспечивающих наблюдения, управление всей системой и контроль положения спутников ГНСС.

Таким образом, возникает задача определения местоположения наблюдателя по отношению к пунктам (в данном случае к ИСЗ), координаты которых на момент наблюдения известны.

Поскольку электронными методами расстояние измеряется точнее, чем угол, то были выбраны в качестве измеряемых линейные величины.

Таким образом, при наблюдениях ГНСС пространственное положение точки определяется по измеренным расстояниям наблюдатель — спутник системы ГНСС, т. е. методом обратной линейной засечки.

Минимальное количество измеряемых расстояний для определения пространственного положения наблюдателя должно быть не

менее трех, т. е. положение точки определяется пересечением трех сфер радиусы которых есть измеренные расстояния.

Расстояние до ИСЗ определяется, как всегда в радиодальнометрии, по измерению интервала времени прохождения радиосигнала от спутника до приемника радиосигналов (наблюдателя).

По трем измеренным дальностям D_i ($i = 1, 2, 3$) координаты определяемой точки (X, Y, Z) получают из решения системы трех уравнений:

$$D_i = \left[(X - X_i)^2 + (Y - Y_i)^2 + (Z - Z_i)^2 \right]^{1/2};$$

где X_i, Y_i, Z_i — известные координаты наблюдаемых ИСЗ (т. е. ИСЗ, до которых измерялись расстояния).

В процессе практической реализации принципа обратной линейной засечки возникают следующие особенности:

- во-первых, в качестве «твердых» пунктов в данном случае приняты движущиеся спутники, а определяемая — неподвижная точка. Следовательно, определение положения неподвижной точки должно сопровождаться одновременным (синхронным) измерением расстояний до спутников.

- во-вторых, при наблюдениях ИСЗ (измерениях расстояний) используется однократное прохождение сигнала вдоль измеряемого расстояния. Моменты подачи (излучения) сигнала и его поступления на антенну радиоприемника (приема) фиксируются разными (не согласованными между собой) часами, расположенными на спутнике и в приемнике сигналов ИСЗ на наземном наблюдаемом пункте.

Несогласованность показаний часов вызывает погрешности в измеряемом расстоянии, которые в дальнейшем будут рассмотрены более детально. Расстояния, полученные непосредственно из наблюдений, т. е. содержащие временную погрешность, называют псевдодальностями.

Чтобы по измеренным псевдодальностям вычислить координаты наземного пункта (приемника), не искаженные влиянием временной погрешности, необходимо увеличить количество измеренных расстояний на единицу. В результате получаем четыре уравнения с четырьмя неизвестными. Четвертое, дополнительное, неизвестное — поправка к показаниям часов приемника, вызванная разностью показаний часов на спутнике и в приемнике в момент излучения или приема наблюдаемого сигнала.

Рассмотрим системы координат при спутниковом позиционировании. Как отмечено ранее, координаты спутника известны, они определяют положение фазового центра передающей спутниковой антенны. Эти координаты выдаются по данным наблюдений сети наземных станций слежения, которая входит в состав спутни-

ковой системы. Сеть наземных станций служит для определения элементов орбиты спутников и составляет так называемые эфемериды спутников, т. е. таблицы, в которых даны координаты спутников для равноотстоящих моментов времени.

Спутниковая система GPS обеспечена геоцентрической системой координат, называемой WGS-84 (World Geodetic System, 1984), а ГЛОНАСС — аналогичной системой, обозначаемой ПЗ-90.02 (Параметры Земли 1990).

Эти системы близки друг к другу. Параметры перехода от WGS-84 к ПЗ-90.02 и обратно известны и опубликованы в справочной литературе. Как отмечено ранее (см. п. 1.5.), в геодезии применяют различные координаты: прямоугольные, эллипсоидальные, сферические и т. д. Понятие геоцентрическая система WGS-84 или ПЗ-90.02 включает помимо определения положения начала координат и ориентировки осей также фундаментальные геодезические постоянные (параметры нормальной Земли), в состав которых входят значения большой полуоси и сжатия общего земного эллипсоида. Параметры общего земного эллипсоида необходимы для вычисления геодезических эллипсоидальных координат в системах WGS-84 и ПЗ-90.02.

Точность координат наземного пункта, получаемого методом обратной линейной засечки, зависит существенно от погрешностей измерения расстояния до спутника. В глобальных спутниковых системах для измерения расстояния до ИСЗ предлагается метод наблюдений с однократным прохождением сигнала по линии ИСЗ — наземный пункт. В дальнометрии этот метод называется беззапросным. В этом методе сигнал излучается антенной передающего устройства ИСЗ и принимается антенной радиоприемного устройства в пункте наблюдения. Если измерить время распространения сигнала τ , то расстояние ρ ИСЗ — приемник вычисляется по формуле:

$$\rho = v\tau;$$

где v — скорость распространения радиосигнала.

Если момент измерения сигнала равен t_0 , то момент приема радиосигнала в пункте наблюдения $t = t_0 + \tau$.

Если пользоваться некоторыми «символическими» часами, фиксирующими время подачи и приема сигнала на ИСЗ и в пункте наблюдения, то время распространения сигнала τ равно разности показаний этих «символических» часов $\tau = t - t_0$.

Однако моменты подачи и приема спутникового радиосигнала фиксируются разными часами. Одни располагаются на ИСЗ, а другие в приемной аппаратуре наблюдателя. То есть в реальной ситуации при практическом применении беззапросного метода возникает необходимость соблюдения дополнительных условий. Очевид-

но, что показания этих часов должны быть строго согласованы. Это означает, что в некоторый момент (например, момент подачи радиосигнала) показания часов должны быть одинаковы, т. е. должна быть нулевая разность показаний часов.

Требуется также, чтобы длительности секундных интервалов времени, задаваемые каждым часовым механизмом, были одинаковы и равны длительности секундного интервала в системе Всемирного времени, в которой задается скорость распространения электромагнитных волн.

Эти требования в технической литературе определяются термином синхронизация часов, т. е. на спутнике и в приемнике показания часов должны быть строго синхронизированы [2].

Практически задача определения τ решается следующим образом. Сигнал спутника содержит временную «метку» в которой зафиксирован момент передачи метки (ее ухода) в эфир. Этот момент отмечен по часам спутника. Антенна приемника принимает сигнал в приемной аппаратуре которого «считываются» показания временной метки и фиксируется время прихода метки по часам приемника.

Разность между моментами ухода метки со спутника и прихода ее на антенну приемника есть интервал τ^* , полученный из наблюдений ИСЗ. Чтобы значение τ^* было безошибочным, показания часов ИСЗ и приемника должны быть строго синхронизированы друг с другом.

Практически синхронизация никогда не соблюдается. Между показаниями часов в произвольный момент имеется разность Δt , которая к тому же не постоянна во времени. Скорость изменения Δt во времени определим производной $\frac{d\Delta t}{dt}$, ее называют относительным ходом часов на наземной станции (часов приемника).

В качестве часов в спутниковых системах используются квантовые стандарты частоты. Временная шкала, создаваемая квантовыми стандартами, обладает высокой стабильностью, т. е. длительность единицы измерения времени реализуется в ней с относительной погрешностью

$$\frac{\Delta f}{f} \approx (2 - 3) \times 10^{-12-13};$$

где Δf — изменение (вариация) частоты, f — частота генерируемого колебания квантовым генератором.

В качестве эталонов частоты используются цезиевые, рубидиевые и водородные генераторы. Данные, характеризующие стабильность генераторов приводятся в таблице 12.1.

Таблица 12.1

Тип генератора	Суточная нестабильность за сутки	Погрешность измерения интервала времени ΔT
Рубидиевый	5×10^{-12}	0,15 сек ($\Delta T = 1000$ лет)
Цезиевый	3×10^{-13}	0,01 сек ($\Delta T = 1000$ лет)
Водородный	2×10^{-14}	0,4 сек ($\Delta T = 1\,000\,000$ лет)

Для каждой из систем GPS и ГЛОНАСС принята своя шкала времени создаваемая квантовыми генераторами. Шкала времени GPS (обозначается GPST) введена в действие в январе 1980 г.; она не подвергается корректировке в связи с вариациями астрономической временной шкалы, обусловленными непостоянством скорости суточного вращения Земли. В этой связи расхождение между шкалой GPST и UTC (шкала Всемирного координированного времени) не является постоянным вследствие коррекции временной шкалы UTC.

Система времени ГЛОНАСС (обозначение $T_{\text{ГЛОНАСС}}$) корректируется одновременно с коррекцией шкалы UTC. Между шкалами UTC и $T_{\text{ГЛОНАСС}}$ существует постоянный 3-часовой сдвиг

$$T_{\text{ГЛОНАСС}} = \text{UTC} + 3^{\text{h}}00^{\text{m}}00^{\text{s}}.$$

Погрешности, приведенные в таблице 12.1, характеризуют временные шкалы, реализованные всеми часами, показания которых используются для определения t (времени прохождения измеряемой дальности). Практически этот принцип не реализуем, т. к. в приемниках пользователя устанавливать атомные стандарты частоты (квантовые генераторы) не рентабельно в связи с их высокой стоимостью.

Спутниковые приемники снабжаются более дешевыми кварцевыми генераторами. Точность функционирования кварцевого генератора характеризуется относительной погрешностью $10^{-8} - 10^{-9}$. Это, как отмечалось ранее, привело к необходимости измерения псевдодальности до дополнительного четвертого ИСЗ. Таким образом, в процессе измерения расстояния, наблюдатель пользуется двумя шкалами времени: бортовой шкалой (на спутнике) и шкалой времени потребителя (приемника).

Эти две шкалы «привязывают» к системной шкале (единая временная шкала системы GPS или ГЛОНАСС). При этом поправка шкалы времени реализованной на спутнике получается по данным наблюдений ИСЗ с наземных станций слежения, входящих в комплекс ГНСС. Она закладывается в память бортового компьютера и передается на приемник в составе навигационного сообщения. Поправка часов приемника определяется как неизвестный параметр из обработки системы параметрических уравнений для псевдодальностей.

12.2.2. Структура и состав спутниковых систем (ГЛОНАСС, GPS).

Режимы работы

Разработка системы ГЛОНАСС началась в нашей стране с середины 70-х гг. прошлого века. Основные принципы построения системы ГЛОНАСС аналогичны принципам построения системы GPS. Запуски первых спутников системы ГЛОНАСС начались в 1982 г.

Глобальные навигационные системы ГЛОНАСС и GPS состоят из трех основных подсистем:

- подсистема космических аппаратов (космический сектор);
- подсистема контроля и управления (сектор управления);
- подсистема потребителей (сектор пользователя).

Каждая навигационная система для полноценной работы должна иметь в своем составе 24 спутника. Высота орбиты и количество спутников в системе оптимизировано по критерию максимальная эффективность работы системы при минимальных затратах на ее создание. Названное количество спутников при высоте круговой орбиты около 20 тысяч км обеспечивают возможность наблюдения в любой точке Земли в любое время не менее 4 спутников.

Орбитальная группировка системы GPS состоит из 24 спутников, орбиты которых размещены в 6-ти плоскостях, развернутых в плоскости небесного экватора на 60°. Спутники системы ГЛОНАСС также в количестве 24 размещены в 3-х орбитальных плоскостях, развернутых вдоль экватора на 120°.

Основные характеристики глобальных систем приведены в табл. 12.2.

Таблица 12.2

ПАРАМЕТРЫ (2010 г.)	ГЛОНАСС	GPS
Проектное число спутников	24 (30)	24 (30)
Фактическое число спутников	22	30
Рабочих спутников	18	24
Число орбитальных плоскостей	3	6
Наклон орбитальных плоскостей к экватору	64,8°	55°
Высота орбит относительно центра масс Земли, км	25 500	26 600
Высота орбит относительно поверхности Земли, км	19 100	20 200
Способ разделения сигналов	частотный	кодовый
Несущая частота L-1 мГц	1602,6 – 1615,5	1575,4
L-2 мГц	1246,4 – 1256,5	1227,6
Система пространственных координат	ПЗ-90	WGS-84
Тип эфемерид	Геоцентрические координаты и их производные	Модифицированные Кеплеровы элементы орбиты
Период обращения спутников	11 час 16 мин	11 час 58 мин

На каждом спутнике размещены атомные эталоны частоты (часы и передающая радиоаппаратура). Информация, передаваемая пользователю, включает так называемое «навигационное сообщение», которое содержит сведения о положении спутников, метки времени, корректирующую и другую информацию. На спутнике имеется радиоприемное устройство для приема сигналов от наземного сектора управления и контроля. Электропитание аппаратуры осуществляется от панели солнечных батарей.

Подсистема контроля и управления содержит станции слежения, службу точного времени, вычислительный центр и центр загрузки информации.

Основные задачи подсистемы:

- измерение параметров орбит спутников;
- расчет и прогнозирование эфемерид ИСЗ;
- формирование шкалы времени всей системы (системной шкалы времени);
- периодическая сверка системной шкалы времени со шкалами времени каждого спутника;
- обновление эфемеридной информации для каждого спутника системы.

В системе GPS имеется пять станций слежения, одна из них совмещена с центральной управляющей станцией в Колорадо-Спрингс (США). Информация со станций слежения (сведения об элементах орбит и прогнозируемых координат спутников) передается на ИСЗ с помощью трех загружающих станций.

В системе ГЛОНАСС бортовые шкалы времени всех ИСЗ сверяются со шкалой времени Центрального хронизатора системы. Задающим генератором Центрального хронизатора является атомный водородный генератор с нестабильностью частоты $\frac{\Delta f}{f} \approx 10^{-14}$.

При сверке шкал учитывается время распространения сигнала от спутника до наземного измерительного пункта.

Параметры положения спутника на орбите определяются командно-измерительной системой, по радиолинии которой передаются команды для управления аппаратурой ИСЗ, а в бортовую память спутника закладывается навигационное сообщение, которое в дальнейшем передается потребителю. Координация работы всех средств подсистемы контроля и управления производится центром управления системой.

Подсистема потребителей включает в себя гражданские и военные объекты, а также спутниковые приемники частных лиц в неограниченном количестве. Навигационная аппаратура пользователя (спутниковый приемник) может быть различной степени сложности и стоимости. Она обеспечивает беззапросные измерения расстояния, прием навигационного сообщения и решение навига-

ционной задачи по определению положения и вектора скорости объекта — пользователя.

12.2.3. Источники погрешностей измерений в глобальных навигационных системах

Системы ГЛОНАСС и GPS разрабатывались как системы навигации, т. е. системы, служащие для определения координат и скорости движения наблюдателя. Для решения этой задачи в работе системы предусматривается измерение так называемого навигационного параметра. При геодезическом применении навигационных систем определению подлежат координаты пункта или разности координат. Навигационным параметром в этом случае является измеренное расстояние (псевдодальность) приемник-ИСЗ.

Обобщая задачу оценки источников погрешностей, можно выделить два фактора, влияющих на точность:

- погрешности измерений навигационного параметра (дальности приемник — ИСЗ);
- геометрия взаимного расположения в пространстве пользователя (приемника) и «созвездия» наблюдаемых ИСЗ навигационной системы.

Этот последний фактор, влияющий на точность измерений, носит название «геометрический фактор».

Источниками погрешностей связанных с измерением навигационного параметра (псевдодальности) являются:

- погрешности вызванные работой спутниковой аппаратуры и наземного комплекса управления;
- погрешности, связанные с условиями распространения радиоволн в ионосфере и тропосфере;
- погрешности измерений в приемнике пользователя.

Погрешности спутниковой аппаратуры и работы наземного комплекса вызывают погрешности в эфемеридах ИСЗ (табличных значениях координат наблюдаемых ИСЗ системы) и погрешности в шкалах времени эталонов частоты и времени, находящихся на ИСЗ навигационной системы.

Погрешности эфемеридных значений координат ИСЗ вызывают отличие прогнозируемого положения ИСЗ, используемого в обработке измерений, от его действительного положения. Ошибки прогноза положения ИСЗ возникают вследствие ошибок измерения параметров орбиты ИСЗ и погрешностей учета возмущений в движении ИСЗ, вызванных аномалиями гравитационного поля Земли, воздействием Луны и Солнца и другими возмущающими факторами.

Среднеквадратические погрешности прогноза положения ИСЗ на орбите составляют:

- погрешность положения вдоль орбиты 7 – 10 м;
- погрешность положения по нормали к плоскости орбиты 7 – 8 м;
- погрешность положения в направлении радиуса-вектора орбиты 1,5 – 2,0 м.

Таким образом, ошибка положения ИСЗ в пространстве составляет порядка 10 м.

Ошибка координат ИСЗ в методе обратной линейной засечки, используемой для получения координат наземного пункта, является определяющей и, следовательно, искомые координаты не могут быть получены с большей точностью. Эта погрешность относится к навигационному режиму работы системы, т. е. к методу определения абсолютных координат пункта наблюдения.

В настоящее время в геодезических применениях глобальных навигационных систем используются так называемые разностные, методы наблюдений, в которых ошибки эфемерид практически полностью исключаются. Например, в относительном режиме наблюдений измеряется разность координат 2 наземных пунктов. В каждом наблюдаемом пункте ошибка эфемерид велика, но в каждом пункте практически одинакова и в разности координат исключается.

Погрешности в шкалах времени бортовых эталонов частоты определяются наземным комплексом управления системы по положению меток времени каждого спутника навигационной системы в шкале времени центрального хронизатора системы. Остаточное влияние погрешности шкалы времени на измеряемое значение псевдодальности составляет величину порядка 1,0 м.

Погрешности результатов измерений, вызванные условиями распространения радиосигналов, обусловлены искажениями при прохождении сигналов в средах с переменным коэффициентом преломления. Их называют ионосферными и тропосферными погрешностями.

Ионосфера — часть земной атмосферы, расположенная на высоте от 50 до 1000 км над земной поверхностью. Ионосфера содержит свободные электроны (заряд отрицательный) и положительно заряженные ионы. Заряженная электрически среда является диспергирующей средой при распространении в ней радиоволн. В диспергирующих средах скорость (фазовая) распространения радиоволны зависит от ее частоты.

Ионосферная погрешность зависит от уровня концентрации электронов вдоль линии приемник — ИСЗ. Уровень концентрации электронов не постоянен и зависит от солнечной активности, времени года и суток, координат точки приема сигнала и других факторов.

Ионосферная задержка (погрешность) в ее максимальных проявлениях может достигать 30 м. Для каждого конкретного сеанса радионавигации ионосферная погрешность является величиной медленно меняющейся.

Влияние ионосферы практически полностью исключается применением так называемого двухчастотного метода. В этом методе выполняют измерение псевдодалности на 2 несущих частотах. Зная разность частот и влияние ионосферы для этой разности, можно получить расстояние, практически свободное от влияния ионосферы [3].

Для исключения влияния ионосферы в спутниковом сигнале используются две несущие частоты. Все высокоточные геодезические спутниковые измерения выполняются двухчастотными приемниками.

Тропосфера — приземная часть атмосферы, простирающаяся до высоты 10–12 км от земной поверхности. Тропосфера меняет скорость распространения радиоволн, т. е. вызывает задержку радионавигационного сигнала. Однако тропосфера электрически нейтральна, и скорость распространения радиосигнала в тропосфере не зависит от его частоты. Тропосферная задержка обусловлена двумя причинами:

- уменьшением скорости распространения радиоволн;
- отклонением пути распространения сигнала от прямой линии (движение сигнала по так называемой рефракционной кривой).

Тропосферная задержка зависит от метеоусловий на пути распространения сигнала и, выраженная в линейной мере, составляет –2,5 м в зените и –10 м для высоты спутника 10°.

Задержка сигнала в тропосфере учитывается с применением математических моделей строения тропосферы. Наиболее полно она исключается в разностных методах наблюдений, остаточное влияние тропосферы при этом составляет 1–2 см.

К главным погрешностям измерений, связанным с применением аппаратуры пользователя, следует отнести:

- нестабильность и неидентичность задержек радиосигналов в каналах радиоприемника пользователя;
- многолучевость приема радиосигналов наблюдаемого ИСЗ;
- погрешности положения фазового центра приемной антенны.

В усилительном тракте радиоприемника сигнал, пришедший с антенны, задерживается. При одночастотных одноканальных наблюдениях эта задержка одинакова для всех наблюдаемых ИСЗ. В многоканальных приемниках может возникать существенная разница задержек в каналах. В аппаратуре, предназначенной для высокоточных геодезических измерений, используется метод юстировки каналов для устранения разности задержки. Для этого пе-

риодически всеми каналами принимают сигналы одного ИСЗ, полученные разности запоминаются в навигационном процессоре и учитываются при обработке.

Многолучевость приема сигналов состоит в том, что с выхода антенны на вход приемника приходит сигнал от ИСЗ не только по линии ИСЗ — приемник, но и сигнал ИСЗ — отраженный от окружающих приемник предметов (крыши зданий, рекламные щиты, стены зданий и т. д.). Прямой и отраженный сигналы проходят разные пути и имеют на входе приемника разные фазы, что приводит к искажению прямого сигнала. Это искажение зависит от времени и от окружающих условий наблюдений. При достаточно продолжительном времени наблюдений ошибка многолучевости осредняется и частично компенсируется. В геодезических антеннах для борьбы с этим явлением устанавливают специальные экраны.

Аппаратура, предназначенная для геодезических наблюдений, должна удовлетворять определенным требованиям. В частности, поскольку наиболее точные измерения псевдодалностей производятся относительным методом по фазе несущей частоты; особые требования предъявляются к фазовым характеристикам антенны приемника, которая включена в состав геодезической аппаратуры. По идее фазового метода, фаза сигнала на входе приемного устройства должна зависеть только от взаимного расстояния ИСЗ-приемник. Следовательно, фазовая характеристика идеальной антенны должна иметь форму сферы, поскольку независимо от направления поступления высокочастотного колебания на антенну задержка по фазе (фазовая задержка) сигнала, попадающего из антенны на вход приемника, должна быть постоянна. Реальная антенна не может иметь конструкцию, симметричную относительно ее осей; следовательно, задержка для разнонаправленных приходящих радиоволн будет различной. Для компенсации этого явления тщательно измеряют параметры фазовой характеристики антенны. Затем вычисляют задержки для разнонаправленных сигналов, заносят их в каталог или программное обеспечение компьютера и учитывают в процессе обработки измерений. На самой антенне должна быть нанесена маркировка, позволяющая правильно ориентировать антенну относительно стран света в условиях ее эксплуатации.

Геометрический фактор — понятие, дающее количественный критерий оценки оптимальности расположения созвездия наблюдаемых ИСЗ. Хорошо известно, что от геометрии расположения наблюдаемых спутников зависит точность определения координат методом обратной линейной засечки. В принятой терминологии геометрический фактор обозначают аббревиатурой DOP (Dilution of Precision — падение точности).

Таким образом, если измеряемая псевдодальность получена со среднеквадратической погрешностью $m_{\text{изм}}$, то погрешность интересующей нас величины L , получаемой из вычислительной обработки будет равна:

$$m_L = \text{DOP} m_{\text{изм}}.$$

Очевидно, что DOP не может быть меньше единицы.

Приняты следующие виды DOP для оценки снижения точности величин, получаемых при GPS-ГЛОНАСС определениях:

HDOP — снижение точности при определении плановых координат (Horizontal DOP);

VDOP — снижение точности по высоте (Vertical DOP);

PDOP — снижение точности пространственного положения (Position DOP);

TDOP — снижение точности определения поправки часов Δt (Time DOP);

GDOP — общее снижение точности позиционирования (Global DOP).

Различные виды DOP связаны соотношениями:

$$(\text{HDOP})^2 + (\text{VDOP})^2 = (\text{PDOP})^2;$$

$$(\text{PDOP})^2 + (\text{TDOP})^2 = (\text{GDOP})^2.$$

Конфигурация расположения спутников считается вполне приемлемой, если PDOP не превышает 3; в ряде случаев значение PDOP допускается 7.

12.2.4. Автономный способ определения координат по ГЛОНАСС, GPS наблюдениям

Псевдодальность, полученную из наблюдений, запишем в виде:

$$P = \rho + C \times \Delta t_{\text{атм}} + C \times \Delta t_{\text{ч}};$$

где $\rho = \left[(X_1 - X)^2 + (Y_1 - Y)^2 + (Z_1 - Z)^2 \right]^{\frac{1}{2}}$ — расстояние ИСЗ — наблюдатель, связанное с известными геоцентрическими координатами спутника X_1, Y_1, Z_1 и координатами наблюдателя известным аналитическим выражением; C — скорость света; $\Delta t_{\text{атм}}$ — задержка радиосигнала в атмосфере; $\Delta t_{\text{ч}}$ — неизвестная поправка к показаниям часов наблюдателя.

Координаты ИСЗ X_1, Y_1, Z_1 получают по эфемеридным данным из навигационного сообщения. Таким образом, выражение для псевдодальности содержат четыре неизвестных, а именно определяемые координаты пункта (X, Y, Z) и поправка к показаниям часов наблюдателя.

Следовательно, измерение псевдодальностей до четырех спутников позволяет записать и решить систему четырех уравнений и определить координаты (X, Y, Z) пункта наблюдений. Точность данного метода, называемого также абсолютным методом определения координат, не высока и составляет, как уже отмечено, не выше 5–10 м.

Существенное увеличение точности определения координат пункта наблюдения можно получить при применении дифференциального метода. В основу дифференциального метода положено использование разностных отсчетов, что и определило название метода. В этом методе аппаратура пользователя располагается на пункте с известными координатами. Из сравнения результатов автономных наблюдений координат с известными координатами пункта вычисляются дифференциальные поправки.

Значения дифференциальных поправок обусловлены наличием систематических погрешностей, имеющих место в ходе автономных наблюдений. Полагая, что систематические погрешности обладают свойством постоянства на некоторой, ограниченной территории, с помощью дифференциальных поправок выполняют коррекцию координат, полученных методом автономных наблюдений, либо псевдодальности.

Этот метод имеет недостаток, заключающийся в ограниченной дальности действия, поскольку пользователь выполняет наблюдения по созвездию ИСЗ, имеющему для него наилучший геометрический фактор. Для места расположения пункта с известными координатами это созвездие может быть не оптимальным. При больших расстояниях в зоне радиовидимости пользователя и опорного пункта с известными координатами могут находиться разные ИСЗ, доступные для наблюдения.

Очевидно, что эффективность дифференциального метода зависит от того, насколько одинаковыми будут систематические погрешности на опорном пункте и в точке наблюдения потребителя, т. е. от степени пространственной и временной корреляции погрешностей. Если воспользоваться не одним, а несколькими опорными пунктами, объединив их в некоторую сеть, то для области внутри этой сети можно получить весьма надежные дифференциальные поправки, не зависящие от дальности потребителя от опорных пунктов сети. В таком виде дифференциальный метод позволяет определять координаты пунктов в системе координат опорных станций с дециметровой точностью [2].

В геодезии ГЛОНАСС, GPS наблюдения наиболее широко применяются с использованием метода относительных измерений. Целью относительных спутниковых измерений является определение в пространственных геоцентрических координатах длины базовой линии, соединяющей два пункта наблюдений. Относительные из-

мерения обеспечиваются посредством накопления на концах базовой линии массивов измерений одних и тех же созвездий ИСЗ в совпадающие или весьма близкие моменты времени. Совместная обработка массивов измерений позволяет исключать ряд погрешностей, характерных для режима автономных определений координат, а также для дифференциального метода. В относительном методе погрешность определения базовой линии зависит от ее длины и составляет единицы сантиметров при длине 15 – 20 км.

12.2.5. Спутниковые приемники

Аппаратура для приема спутниковых радиосигналов (спутниковый приемник) состоит из ряда функциональных элементов (рис. 12.1).



Рис. 12.1. Структурная схема приемника спутниковых сигналов

Клавиатура блока управления и индикации используется наблюдателем при организации управления приемником. В конкретных конструкциях спутниковых приемников перечисленные элементы могут быть скомпонованы в один или несколько блоков.

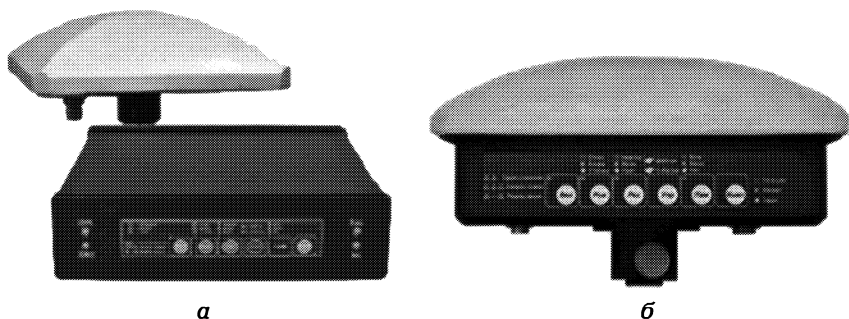


Рис. 12.2

Основными производителями спутниковых геодезических систем являются фирмы Trimble Navigations (США), Leica (Швейцария), Topcon (Япония), Sokkia (Япония), Thales Navigation (Франция), РИРВ (Россия), НИИКП (Россия) и др.

Приемники, предназначенные для производства работ, должны быть сертифицированы для геодезического применения в Российской Федерации и иметь свидетельства о поверке. Поверку необходимо выполнять ежегодно перед выездом на полевые работы.

Спутниковая двухчастотная геодезическая аппаратура «ИЗЫСКАНИЕ» производства РФ (рис. 12.2, а) работает по сигналам глобальных навигационных спутниковых систем ГЛОНАСС и GPS и предназначена для обеспечения межевания земель и кадастра недвижимости, топографической съемки, геодезической привязки, построения и сгущения геодезических сетей и т. д.

Аппаратура «ИЗЫСКАНИЕ» обеспечивает определение координат точек земной поверхности:

- 1) в режиме реального времени с использованием корректирующей информации, переданной по радиоканалу;
- 2) в режиме постобработки измерений.

Средняя квадратическая погрешность определения параметров базовой линии в режиме реального времени (совместно с аппаратурой ГКС), мм, не более:

- по плановым координатам и по длине базовой линии $10 + 1,5\rho\text{мм}$;
- по высоте $20 + 2\rho\text{мм}$.

Средняя квадратическая погрешность определения длины базовой линии в постобработке, мм, не более:

- «Статика», «Быстрая статика» (план/высота) $10 + 1/1,5\rho\text{мм}$;
- «Стой/иди» $20 + 2\rho\text{мм}$;
- «Кинематика»:
- с инициализацией $20 + 2\rho\text{мм}$;
- без инициализации (план/высота) $500/1000\text{мм}$.

12.2.6. Технологическая последовательность полевых работ

12.2.6.1. Технологическая последовательность и режимы спутниковых измерений при построении геосетей

Работы по построению геодезической сети начинают с выбора мест расположения пунктов. Следует стремиться к максимальному совмещению пунктов проектируемой сети с пунктами ранее созданных сетей; это позволит решить вопросы о преемственности существующих и вновь создаваемых сетей, а также нахождения параметров связи между местной системой координат и системой координат спутниковых определений. При выборе мест расположения пунктов следует использовать открытые места, расположенные около (вдоль) автодорог и в тоже время обеспечивающие сохранность пунктов в течение длительного времени. Не следует размещать пункты внутри тех или иных металлических ограждений, рядом с высокими зданиями, большими и густыми деревьями, а также другими сооружениями, способными экранировать прямое прохождение радиосигнала от ИСЗ. Наличие на пунктах наружных знаков в виде сигналов и пирамид является крайне нежелательным. Во избежании влияния многолучевости на точность спутниковых наблюдений не рекомендуется размещать пункты вблизи от различного рода отражающих поверхностей, при этом повышенное внимание уделяют отражающим поверхностям в виде вертикальных стен зданий.

В процессе рекогносцировки и закладки пунктов рекомендуется сфотографировать место расположения пункта и сам пункт, а также оформить специальную карточку с обязательным отражением в ней: названия пункта, описания местоположения пункта (ближайшие ориентиры); приближенные координаты и высоты (с точностью 10–15 м это можно сделать с помощью навигационного приемника); условия подъезда к пункту и возможности доступа к нему (например, в случае расположения пункта на крыше здания); наличие препятствий для прохождения сигнала ИСЗ над горизонтом при углах возвышения (отсечки) более 10–15°.

Спутниковые наблюдения начинают с планирования наблюдений, которое выполняют с целью прогнозирования геометрических и иных параметров спутникового созвездия на момент проведения работ и на основании выработанных сведений определить моменты и временные интервалы, в которые условия наблюдений находятся в пределах установленных требований, основными из которых являются: продолжительность измерений; число одновременно наблюдаемых ИСЗ; угол отсечки; геометрический фактор PDOP. Планирование проводят по данным соответствующего альманаха полученного на дату, отстоящую не более чем за 30 суток от даты

предполагаемых спутниковых наблюдений. При планировании должны быть учтены сведения об условиях наблюдений на данном пункте, полученные в процессе рекогносцировки пунктов опорной сети. При планировании спутниковых наблюдений используют фирменные пакеты специального программного обеспечения.

Технологическая последовательность статических измерений регламентируется требованиями Инструкции и Основных положений, а также методикой спутниковых измерений, разработанной в ЦНИИГАиК.

Последовательность действий при измерении на пункте следующая:

- установка штатива над центром пункта;
- центрирование и горизонтирование подставки антенны;
- соединение приемника кабелем с аккумулятором и антенной;
- установка антенны в подставку, проверка центрировки и ориентирование антенны относительно направления на север;
- измерение высоты антенны над центром пункта производится с точностью 1 мм три раза (с трех сторон антенны) до и после завершения каждого сеанса наблюдений одним из предусмотренных способов (зависящих от типа антенны): до фазового центра; до контрольной точки антенны, до края корпуса антенны по схеме. Расхождения между измерениями не должны превышать 2 мм. За окончательное значение берется среднее арифметическое;

- включение приемника. При построении фрагмента спутниковой сети приемник должен работать в режиме статики. После включения необходимо дождаться, пока приемник позиционируется, затем можно включать запись (в некоторых типах приемников включение записи производится автоматически). Результаты наблюдений каждого сеанса записываются в отдельном файле, который имеет имя, содержащее дату, порядковый номер сеанса и день с начала года.

Запись в журнале спутниковых измерений:

- название пункта, фамилия наблюдателя, организация, наименование объекта наблюдений;
- дата, время начала сеанса, маска, дискретность, режим измерений;
- метеоданные (давление, температура);
- тип геодезического знака и центра (марки);
- схема смежных пунктов и названия файлов измерений;
- наличие препятствий;
- измеренные значения высоты антенны и схема ее измерения.

После окончания сеанса — выключение приемника, запись в журнале времени выключения приемника, трехкратное измерение высоты антенны и запись ее значения в журнал.

Продолжительность сеанса зависит от расстояния между определяемым и исходным пунктами. При расстояниях до 20 км рекомендуется проводить сеансы спутниковых наблюдений в режиме статики продолжительностью не менее 1 часа.

По окончании наблюдений переходят к математической обработке их результатов (в программном продукте, поставляемом вместе с оборудованием). В результате этого вычисляют координаты определяемых пунктов.

При понижении требований к точности определения положения объектов можно использовать и другие способы спутниковых наблюдений. Например, способ быстрой статики и реокупации.

Способы быстрой статики и реокупации являются модификациями статического способа и в отличие от последнего менее точными. Так, при использовании режима быстрой статики резко снижают продолжительность сеанса наблюдений (при одновременно «видимых» пяти ИЗС в местах установки обоих приемников сеанс наблюдений длится не более 15–20 минут, а при 6 ИЗС — не более 10 мин), а режим реокупации предусматривает выполнение непрерывных в течение всего сеанса спутниковых наблюдений на одном пункте с известными координатами (базовая станция), а второй приемник, который сначала устанавливается на другом пункте с известными координатами и на нем выполняются спутниковые наблюдения в течение примерно 10 мин. Затем данный приемник переносят на определяемые точки. По истечении часа второй приемник возвращают на соответствующий исходный пункт и продолжают на нем спутниковые наблюдения, т. е. непрерывность измерений на базовой станции сохраняется, а на подвижном приемнике они зафиксированы только в начале и в конце часового интервала. При съемке объектов недвижимости используют следующие способы (режимы) спутниковых наблюдений:

- Кинематический режим, используемый при съемке объектов местности, предусматривает установку на пункте с известными координатами (базе) неподвижного в данном сеансе наблюдений одного приемника спутниковых сигналов, в то время как второй приемник, называемый ровер, непрерывно перемещается (не прерывая прием сигналов не менее 4 ИЗС).

- Режим «стой — иди» являющийся вариантом кинематического режима, предусматривает кратковременную (несколько минут) остановку на определяемой точке.

В настоящее время высокая эффективность использования при земельно-кадастровых работах кинематического способа достигается в процессе GPS-съемки объектов в режиме кинематики реального времени — RTK (Real Time Kinematics). Комплект оборудования для RTK-съемки, как правило, состоит из двух модифици-

рованных двухчастотных приемников сигналов навигационных искусственных спутников земли с антеннами и полевыми контроллерами. Один из приемников устанавливают на базовом пункте с известными координатами, другой выполняет роль ровера. Для получения координат в режиме реального времени в состав каждого приемника включают радиомодемы. В процессе съемки ровер переносит по определяемым точкам. Одновременно он принимает радиосигналы, передаваемые с базовой станции и включающие в себя соответствующую служебную, в том числе координаты станции, и измерительную информацию (результаты спутниковых наблюдений на базовой станции). По ней и по результатам спутниковых наблюдений ровера его контроллер вычисляет сначала относительные, а потом и геодезические координаты точки установки ровера. В последующем измеренные таким образом координаты места установки ровера могут быть преобразованы в местную или условную систему координат. В качестве радиоканала для передачи данных используется УКВ-диапазон, требующий наличия радиовидимости между базовой станцией и ровером (в равнинной местности до 10 – 15 км). Для этих же целей возможна передача данных по каналу GSM, работающего по принципу пакетной передачи данных (стандарт GPRS). Достоинствами GPS-съемки в режиме реального времени являются, во-первых, высокая производительность, т. к. на съемку каждого пикета затрачивается несколько секунд; во-вторых, высокое качество выполненных работ. Кроме того, исполнитель имеет возможность контролировать результаты съемки в процессе ее выполнения, а также решать непосредственно в поле различные задачи, в том числе определять расстояние между точками, площади земельных участков, выполнять вынос проекта в натуру и другие. В камеральных условиях имеется возможность сразу после выполнения полевых работ сформировать цифровую модель местности.

Повышение точности абсолютных определений возможно путем использования т. н. дифференциального метода спутниковых наблюдений, который основан на учете при вычислении координат определяемой точки дифференциальных (разностных) поправок. В основе метода лежит относительное постоянство во времени и пространстве некоторых погрешностей, доминирующих в формировании общей погрешности измерений абсолютного положения определяемых точек. Для реализации дифференциального метода глобальную навигационную спутниковую систему дополняют рядом технических средств, совокупность которых образует своеобразную подсистему. Эта дифференциальная подсистема не влияет на функционирование всей ГНСС в основном, стандартном ее режиме, однако предоставляет пользователю возможность перейти при необходимости на работу в дифференциальном режиме. Так,

например, система GPS, дополненная дифференциальной подсистемой, получила название DGPS (Differential Global Positioning System).

На рис. 12.3 показан внешний вид аппаратуры базовой станции, производящейся в России. В качестве базовой станции используют геодезический пункт с известными с заданной точностью координатами. Центром такого пункта часто является закрепленная на крыше здания антенна приемника спутниковых сигналов. При этом, координаты $X_{ст}$, $Y_{ст}$, $Z_{ст}$ центра пункта соотносят к положению фазового центра антенны. Сигналы навигационных искусственных спутников земли одновременно принимаются базовой станцией и приемником, установленным в определяемой точке, и записываются ими. В дальнейшем на базовой станции соответствующие сигналы поступают в блок формирования корректирующей информации. Основное назначение данного блока — вычисление корректирующих поправок и формирование кадра корректирующей информации, который по каналу связи с базовой станции передается в приемник спутниковых сигналов, установленный на определяемом пункте. Полученными поправками корректируют результаты спутниковых наблюдений, выполненные на определяемой точке, и затем вычисляют окончательные координаты точки.



Рис. 12.3. Спутниковая базовая станция СБС-161

Примером дифференциальных подсистем являются т. н. спутниковые системы межевания земель, развернутые в Московской и Ленинградской областях. Они состоят из референчных станций с известными координатами фазовых центров установленных на

них антенн спутниковых приемников, вычислительного центра, каналов связи и приборного пула.

Площадь территории, обслуживаемой спутниковой системой межевания земель в Московской области, составляет 50 тыс. км².

12.2.6.2. Требования к спутниковым измерениям при построении ОМС

При построении ОМС сеть должна содержать не менее трех исходных пунктов, которые используют в качестве опорных (базовых). Основной фигурой при развитии сети является треугольник. Не рекомендуется создавать сеть полярным способом, при котором для создания сети используется один исходный пункт и два приемника. При этом один из приемников устанавливается на исходный пункт, а второй последовательно перемещают по определяемым пунктам, на которых ведутся соответствующие спутниковые наблюдения в режиме статика.

Длина стороны сети должна быть не более 15 км при построении сети полигонометрии 4-го класса и 5 км при развитии опорной межевой сети взамен полигонометрии 1-го разряда (независимо от класса опорной межевой сети длина стороны должна быть не менее 0,5 км)

На рис. 12.4 представлена одна из рекомендуемых схем построения опорной межевой сети с помощью спутниковых систем.

При построении сети одновременно используют три приемника спутниковых сигналов. Исходными пунктами являются три пункта триангуляции 3-го класса (пункты А, В и С).

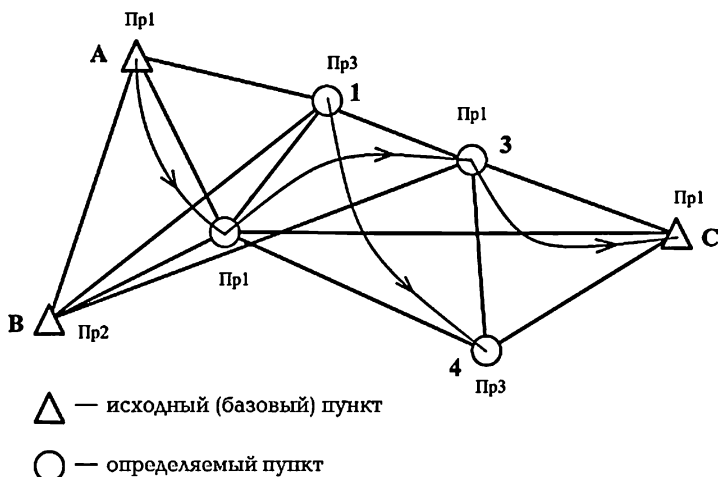


Рис. 12.4. Схема построения ОМС

В момент времени t_1 первый (Пр1) приемник, установленный на исходном (базовом) пункте (А) принимает сигналы ИСЗ. Одно-

временно, с помощью приемника Пр2, ведутся спутниковые наблюдения на другом исходном пункте (В) и приемником Пр3 на определяемом пункте (пункте 1). В дальнейшем, не прекращая прием сигналов на исходном пункте В, с помощью первого и третьего приемника, ведутся синхронные спутниковые наблюдения на других пунктах, перемещая указанные приемники таким образом, чтобы образовывались такие треугольники, в которых, одна из вершин является определяемым пунктом, а положение (координаты) двух других либо заданы (случай двух исходных пунктов), либо в дальнейшем могут быть вычислены по результатам предыдущих спутниковых наблюдений.

Накопленный опыт построения ОМС позволяет сделать следующие рекомендации:

1. В сети должно быть не менее трех исходных пунктов.
2. Одновременные наблюдения желательно выполнять на 3 – 4 пунктах.
3. На каждом пункте должен быть предусмотрен достаточно продолжительный период наблюдений, конкретная продолжительность которого зависит от взаимной удаленности и требований к точности определения положения пунктов.
4. С целью выявления грубых промахов на каждом пункте следует проводить спутниковые наблюдения с необходимой тщательностью, особенно это касается измерений высоты антенны.
5. Продолжительность измерений при создании опорной межевой сети ОМС 1 должна быть не менее часа, а при развитии ОМС 2 – 40 минут.
6. Число одновременно наблюдаемых одноименных навигационных искусственных спутников земли должно быть не менее пяти.
7. Угол отсечки должен быть не менее 15°.
8. Геометрический фактор PDOP должен быть менее трех на протяжении всего сеанса спутниковых наблюдений.

12.3. Автоматизация полевых работ, выполняемых наземной аппаратурой

12.3.1. Устройство электронного тахеометра

Рассмотрим основные части электронного тахеометра на примере тахеометра марки Sokkia 530RK (рис. 12.5). Другие марки приборов не имеют кардинального отличия и, в основном, состоят из аналогичных деталей. Прибор устанавливается на подставку, которая при помощи станкового винта закрепляется на площадке штати-

ва. Подставка оснащена круглым уровнем, хотя возможно, что круглый уровень будет находиться на алидаде горизонтального круга рядом с цилиндрическим. Центрирование прибора над точкой может осуществляться с помощью нитяного отвеса, оптического или лазерного центрира. Данная модель обладает оптическим центриром, который расположен на самом приборе (существуют приборы с оптическим отвесом на подставке). Тахеометр Sokkia 530RK имеет зрительную трубу, закрепительные и наводящие винты алидады горизонтального и вертикального кругов.

В одной из колонок горизонтальной оси располагается источник питания (батарея). Предусмотрена также подача питания от внешнего аккумулятора. Одной из основных частей электронного тахеометра является контроллер (полевой компьютер). Он снабжен дисплеем, на который в буквенно-цифровом виде выводится информация, а также панелью управления (клавиатуры) для управления работой и настройкой прибора.

Электронные тахеометры имеют порт для передачи информации на компьютер или ноутбук.

В комплект прибора входит: штатив; веха-отражатель; ящик для переноса и хранения; буссоль; зарядное устройство; кабель перекачки информации; батарея; шпильки; отвес; инструкция.

Принцип действия встроенного светодальномера основан на фазовом методе измерения расстояний. Необходимым устройством для этого является отражатель.



Призменные отражатели (рис. 12.6) крепятся на веху или с помощью переходника устанавливаются на подставку.

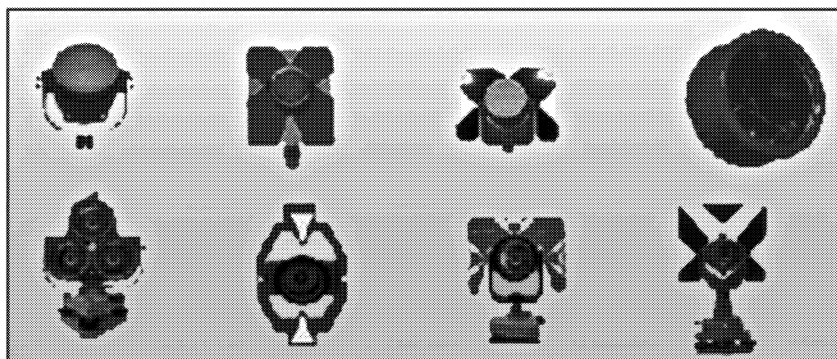


Рис. 12.6. Внешний вид различных моделей призменных отражателей

Призменные отражатели имеют различный вид, расцветку, могут оснащаться маркой с целью лучшего обнаружения на местности. Однопризменные отражатели применяют на небольших расстояниях (до 1000 м), двухпризменные и более — на большие.

Для специальных измерений применяют пленочные отражатели, представляющие собой лист плотной бумаги со специальным отражающим покрытием.

Точность измерения расстояний в основном зависит от влияния внешней среды и погрешности работы электронных блоков. Влияние внешней среды обуславливается неточным знанием показателя преломления атмосферы по пути распространения электромагнитной волны.

При выполнении измерений электронный тахеометр и отражатели устанавливают на штативы, которые бывают деревянными, алюминиевыми, стальными (рис. 12.7). Отличие их состоит в размере площадки для установки прибора, способе фиксации ножек (винтовое, клипсовое), резьбе станкового винта (дюймовой, метрической).

Для производства тахеометрической съемки электронным тахеометром используется специальная веха (рис. 12.8).

Веха оснащена круглым уровнем, имеет устройство установки и фиксации определенной высоты, приспособление для крепления отражателя. В настоящее время выпускают вехи длиной 1,0м; 1,5м; 2,0м; 2,6м; 3,6м; 4,6м.

Электронные тахеометры могут работать как в отражательном режиме (наблюдатель ведет измерения на отражатели: призмы, отражающие марки), так и в безотражательном (наблюдения ведутся непосредственно на наблюдаемый объект).

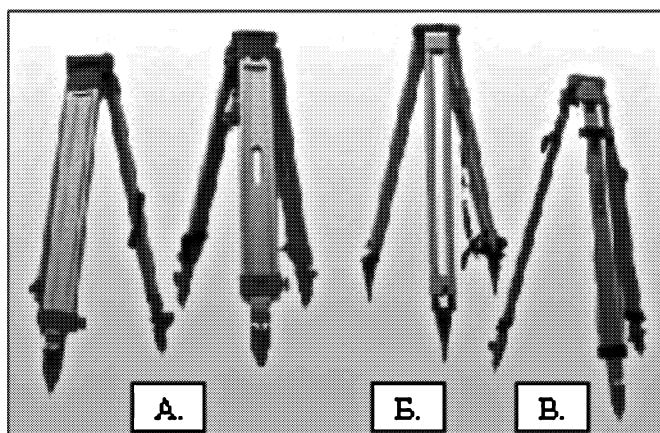


Рис. 12.7 Внешний вид штативов:

А — деревянные; Б — стальные; В — алюминиевые

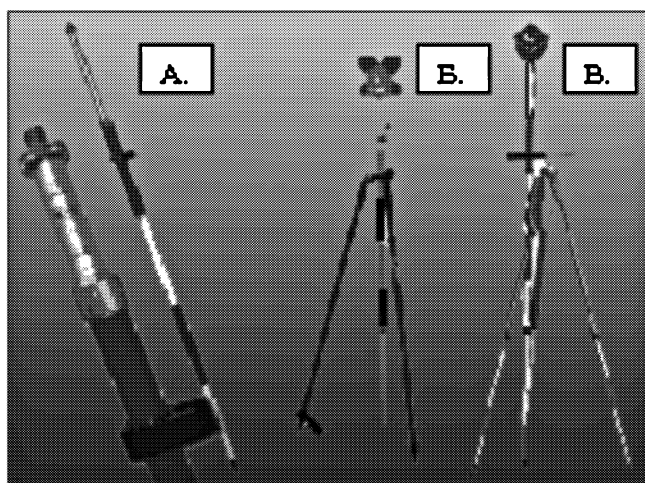


Рис. 12.8. Внешний вид вехи и дополнительных устройств, позволяющих удерживать веху в вертикальном положении:

А — крутой уровень на вехе; Б — бипод с вехой и отражателем; В — держатель вехи

Технологическая последовательность работ при использовании электронного тахеометра имеет свои специфические особенности из-за наличия в приборе регистратора информации и вычислительного устройства.

При работе с электронным тахеометром, как правило, не ведут журнал для записи результатов измерений. В то же время составление и ведение соответствующего абриса является обязательным.

Рассмотрим более подробно порядок работы в полевых условиях с применением электронного тахеометра. Большинство тахеометров имеют схожие функции. Приведенная ниже схема подходит практически для любого тахеометра.

Выделим основные этапы работы с тахеометром при производстве тахеометрической (топографической) съемки.

1. Установка прибора в рабочее положение (центрирование и горизонтирование).

2. Включение электропитания прибора.

3. Создание (выбор) файла, в котором будут храниться данные измерений.

4. Ввод исходных данных в память прибора.

5) Вход в режим измерений с сохранением начальных установок, параметров и данных.

6. Ввод данных о точке стояния (станции).

7. Ориентирование прибора по направлению на предыдущую точку с измерением расстояния (при наличии отражателя на предыдущей точке).

8. Измерение направления и расстояния на последующую точку хода.

9. Производство съемки.

Переход на следующую станцию и повторение пунктов 1 — 9. Все данные хранятся в памяти прибора в порядке их записи.

Передача данных в компьютер, осуществляемая при помощи специальной программы.

Обработка результатов измерений возможна в различных компьютерных программах. Наиболее популярны: Credo_dat 3.12, Землеустроительное дело, Карта 2010, RGS 5.0, и т. д.

Построение топографического плана может выполняться в программах Credo_Топоплан 1.0, AutoCAD 2010, Карта 2010, Mapinfo 9.0, Microstation V8i и др.

12.3.2. Особенности тахеометрической съемки электронным тахеометром

Применение электронных тахеометров позволяет решать следующие задачи:

1. Ступение геодезической сети методом полигонометрических ходов.

2. Создание планово-высотного обоснования.

3. Топографическая крупномасштабная съемка местности.

4. Геодезические работы при инженерно-геодезических изысканиях.

5. Геодезическое обеспечение строительства.

6. Кадастровая съемка и др.

Съемку электронным тахеометром и преобразование измеренных данных можно выполнять тремя методами:

1. Методом непосредственных измерений горизонтальных и вертикальных углов, наклонных расстояний при создании планово-высотного обоснования в тахеометрическом ходе и съемкой пикетных точек способом полярных координат, с записью результатов измерений в рабочий файл карты памяти.

2. Методом прямоугольных координат, когда непосредственные измерения перевычисляются встроенной программой электронного тахеометра в плоские прямоугольные координаты и высоты, а затем записываются в рабочий файл карты памяти. Получаемые координаты и высоты могут быть условными или в заданной системе координат и высот (при наличии в полевых условиях у исполнителей координат и высот исходных пунктов в заданной системе координат).

3. Методом свободной станции. Данный метод можно использовать если программное обеспечение электронного тахеометра позволяет решать линейно-угловую и обратную угловую засечки.

При тахеометрической съемке с применением электронного тахеометра допустимые расстояния от прибора до контуров местности могут быть значительно увеличены (табл. 12.3)

Таблица 12.3

Масштаб съемки	Наибольшее расстояние от прибора до четких контуров, м	Наибольшее расстояние от прибора до нечетких контуров, м
1:500	250	375
1:1000	400	600
1:2000	750	1000
1:5000	1000	1000

12.3.3. Новейшие достижения в области создания электронных тахеометров

Современный электронный тахеометр — это продукт высоких технологий, объединяющий в себе последние достижения электроники, точной механики, оптики, материаловедения и других наук.

Тахеометры значительно различаются не только своими техническими характеристиками, конструктивными особенностями, но и ориентацией на определенную сферу применения. Поэтому тахеометры можно также классифицировать по их использованию для решения конкретных задач. Точность и дальность измерений в данном случае уже не играют решающей роли. Определяющим ста-

новится фактор эффективности применения прибора для решения конкретного типа задач.

Например, для выполнения работ по межеванию и землеустройству достаточно иметь электронный тахеометр с минимальным набором встроенных программ. В то же время для выполнения работ по изысканиям и строительству наиболее эффективным будет применение роботизированного тахеометра, имеющего функции автоматического слежения за отражателем, контроллер (микро-ЭВМ) и программы, позволяющие не только работать с проектными данными, но и воспроизводить полученные результаты непосредственно в поле на экране дисплея.

В начале 90-х гг. прошлого века были определены основные направления развития электронных тахеометров: модульность — с точки зрения конструктивности и автоматизация (роботизация) — с точки зрения функциональности. Первая серия модульных тахеометров: Geodimeter System 600, была представлена еще в 1994 г. Были выпущены две базовые модели тахеометров этой серии: механическая и имеющая сервоприводы, позволяющие автоматизировать не только наведение на призму, но и слежение за перемещающимся отражателем. Тахеометры, имеющие модульную конструкцию, имеют возможности обновления и модернизации системы добавлением новых функций, программ, а также изменением технических характеристик.

Электронный тахеометр измеряет углы (горизонтальные, вертикальные) и расстояния до вехи или штатива с отражателем. Эти измерения служат основой для последующих вычислений, производимых встроенным или внешним контроллером (микро-ЭВМ). Точность измерений определяют блоки или модули измерения углов, расстояний и модуль компенсатора.

Максимальная точность угловых измерений, как правило, характеризуется величиной в 1", а линейных — 1 мм + 1 мм на 1 км. Эти погрешности прежде всего связаны не с техническими проблемами измерительных систем, а с влиянием окружающей среды. Более высокая точность, заявляемая в характеристиках тахеометров отдельных производителей, практически не достижима при обычных работах и условиях из-за влияния окружающей среды и погрешностей центрирования и визирования. Точность измерения большинства электронных тахеометров не хуже 2–5" для угловых измерений и 2 мм + 3 мм на 1 км — для линейных.

Для соблюдения требуемой точности угловых измерений важен диапазон компенсации влияния углов наклона вертикальной и горизонтальной осей. Наибольший диапазон работы ($\pm 6^\circ$) имеют тахеометры Geodimeter. Эта величина особенно существенна при работе тахеометром со штатива. Дальномер тахеометра характеризуется не только точностью, но и дальностью. Как прави-

ло, изготовитель объявляет дальность измерения расстояний до одной призмы. Следует отметить, что эти характеристики связаны друг с другом. Несмотря на то, что значительная часть объема линейных измерений тахеометром не превышает 500 — 1000 м, периодически приходится измерять и большие расстояния. Поэтому наилучшими являются дальнометры с точностью измерений не ниже 2 мм + 2 мм на 1 км при дальности 3000 — 4000 м. Увеличение дальности измерений в ущерб точности нецелесообразно и неэффективно.

В последнее время широкое распространение получают тахеометры с дальнометром, позволяющим измерять расстояния до объекта без использования отражателя (безотражательный режим измерений). Дальность таких измерений не превышает 300 м, а точность лежит в пределах 10 — 20 мм. К недостаткам данных систем следует отнести зависимость точности измерений от свойств отражающей поверхности и отсутствие надежной фиксации точки измерения. Однако наличие такого режима измерений позволяет решать такие геодезические задачи, которые ранее решали другими методами (например, определение недоступного расстояния).

Важной составляющей электронного тахеометра является *модуль контроллера* (микро-ЭВМ). Под контроллером понимается не только полевой компьютер-вычислитель, но и пульт-клавиатура управления самим тахеометром. Большинство моделей тахеометров имеют встроенный контроллер, управляемый клавиатурой. Клавиатура может быть цифровой или алфавитно-цифровой. Некоторые модели тахеометров имеют клавиатуры с обеих сторон. Число клавиш клавиатуры в среднем составляет от 10 до 30, в зависимости от возможностей тахеометра. Клавиатура с минимальным числом клавиш, каждая из которых многофункциональна, очень неудобна и неэффективна.

Функциональные возможности тахеометра зависят от объема памяти, типа экрана, его производительности, числа встроенных программ. Результаты измерений записываются на карты памяти (типа PCMCIA) или на встроенную память. Объем информации в диапазоне от 1 до 50 тысяч точек. Встроенные программы вычислений могут быть записаны как на внешних картах памяти, так и на встроенных микросхемах памяти.

В последнее время в качестве контроллеров широко применяются полевые графические компьютеры с активным экраном. В основе создания таких компьютеров лежит идея избавления от клавиатуры и возврата к использованию ручки или карандаша, но уже без традиционного полевого журнала. С их помощью можно не только управлять работой тахеометра, но и обработать на месте и просмотреть графическое отображение результатов съемки на экране компьютера.

Графический контроллер GeodatWin (Spectra Precision — 1998 г.), является представителем нового поколения таких систем. Его можно устанавливать на тахеометры Geodimeter вместо съемной клавиатуры, он может работать с тахеометрами и других производителей. Технические характеристики, программные возможности и устойчивость к внешним климатическим условиям позволяют назвать тахеометр, оснащенный GeodatWin, «электронной мензулой».

Программное обеспечение Geodat Win решает большинство задач непосредственно в поле, позволяет вести трехмерную базу съемочных данных, что дает возможность строить цифровую модель рельефа и отображать ее в виде горизонталей, строить разрезы, сечения, профили, решать и другие задачи. Обмен с персональным компьютером, экспорт/импорт файлов (в формате DXF) обеспечивают эффективность разбивочных работ по заранее подготовленным проектам.

Можно предположить, что тахеометры с механическим приводом в будущем будут полностью заменены тахеометрами с сервоприводом. Сервопривод не только обеспечивает удобство работы (сервомоторы управляют работой наводящих и подъемных винтов, традиционные наводящие и закрепительные винты отсутствуют), но и повышает производительность. Если координаты точек хранятся в памяти, необходимо только ввести номер нужной точки, и электронный тахеометр автоматически наведется на нее. При повторных угловых и линейных измерениях на несколько отражателей необходимо задать только порядок и число измерений. Сервопривод исключает работу исполнителя с наводящими и закрепительными винтами, при этом погрешность визирования значительно уменьшается.

Например, электронный тахеометр Trimble S6 (рис. 12.9) выпускается в модификациях: Servo, Autolock и Robotic.

В тахеометрах Trimble S6 используется технология MultiTrack™, которая позволяет обнаруживать и отслеживать как пассивные, так и активные отражатели на больших расстояниях. Сервомеханизм разворачивает тахеометр на 180° за три секунды. Имеются функции защиты тахеометра от воздействий проседания ножек штатива, вибрации и толчков, которые могут произойти после



Рис. 12.9. Внешний вид тахеометра Trimble S6

установки прибора. Технология коррекции наведения автоматически определяет и вносит поправки за наклон осей в результаты измерения.

Роботизированные тахеометры имеют радиокommunikационный модуль — радиомодем, обеспечивающий связь прибора с активным отражателем, обеспечивающим отражение сигнала тахеометра в диапазоне 360° . Дальность работы в роботизированном режиме, как правило, лежит в пределах 1–1,5 км. Применение роботизированных технологий повышает эффективность работ практически вдвое по сравнению с использованием механических тахеометров, что дает возможность значительно сократить трудовые затраты.

Ряд фирм-производителей выпускают т. н. *автоматизированные следящие системы* (Automated Tracking System). Основой их является высокоточный электронный тахеометр с мощным дальномерным блоком, сервоприводами и всеми функциями робота. Приборы этой серии могут использоваться и как «обычные» роботизированные тахеометры, и как датчики автоматической следящей системы. Например, некоторые приборы используются для решения специальных задач: автоматические наблюдения за деформациями инженерных сооружений и определение координат движущихся объектов, управление строительными машинами и механизмами и др.

12.4. Наземное лазерное сканирование

12.4.1. Общие принципы лазерного сканирования

Идея лазерного сканирования заключается в получении пространственных координат большого количества точек, подробно описывающих объекты (рельеф местности, здания, сооружения и т. д.).

Эта задача решается с помощью специализированного прибора — лазерного сканера.

Результатом съемки сканером является совокупность координат (X_i, Y_i, Z_i) точек объекта.

По принципу работы лазерный сканер (рис. 12.10) представляет собой комбинацию электронного теодолита, лазерного дальномера (безотражательного) и сканирующего элемента, последовательно отклоняющего лазерный луч для получения массива точек — т. н. «облака» точек.

Для повышения информативности результирующего изображения в сканере используется одноэлементный приемник излучения (сенсор), который фиксирует яркость объекта в виде плотно-

сти изображения в точке визирования лазерного дальномера. Либо используется цифровая камера высокого разрешения, позволяющая покрыть область сканирования цветными снимками с заранее заданным перекрытием между ними.

Таким образом, реализуется поллярный способ определения пространственных координат точек лазерных отражений за счет измерения горизонтальных и вертикальных углов β и ν в комбинации с данными об истинном цвете каждого пиксела (единичного элемента изображения). Задавая диапазон ($\beta_{\min}, \nu_{\min}$ и $\beta_{\max}, \nu_{\max}$) и шаг ($\Delta\beta, \Delta\nu$) изменения горизонтальных и вертикальных углов, сканер автоматически с помощью сервомоторов последовательно устанавливает луч лазера и регистрирует углы β и ν , расстояние D и плотность d (фотографическая плотность) для каждой точки объекта в заданных пределах. Координаты точек объекта относятся к прямоугольной системе координат сканера (рис. 12.11), которая имеет свою ориентировку в пространстве:

$$\begin{aligned} X_s &= D \cdot \cos\beta \cdot \cos\nu; \\ Y_s &= D \cdot \sin\beta \cdot \cos\nu; \\ Z_s &= D \cdot \sin\nu. \end{aligned} \quad (12.1)$$

Цифровая камера высокого разрешения, закрепляемая на корпусе сканера, также ориентируется в своей собственной системе координат X_c, Y_c, Z_c (рис. 12.11). Цифровая камера должна быть предварительно откалибрована.

Во время съемки сканер (система координат сканера) не ориентируется в пространстве и не нивелируется. Для трансформации сканов (массивов точек лазерных отражений) в единую систему координат объекта $OXYZ$, в сканере предусмотрено автоматическое или ручное распознава-



Рис. 12.10. Лазерный сканер MENSИ GS200

(максимальная дальность измерения до 350 м, точность измерения расстояний до 1,5 мм, производительность до 5000 точек в секунду)

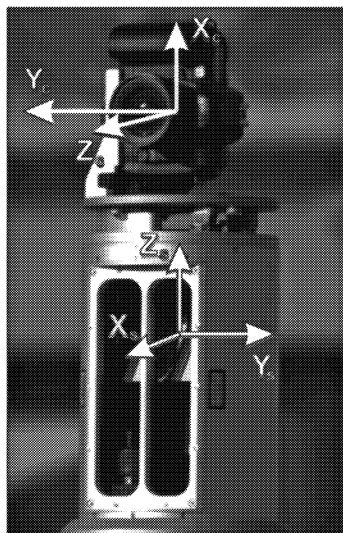


Рис. 12.11

ние специальных маркированных точек (марок), глобальные или проектные координаты которых определяются при помощи электронного тахеометра или GPS. При трансформации сканов используются специальные программные алгоритмы, позволяющие автоматически выполнить данное преобразование за счет использования матрицы трансформации, включающей в себя шесть параметров (три для положения сканера, и три для вращения). Координаты точки A в системе координат объекта можно получить, используя формулу:

$$\begin{pmatrix} X \\ Y \\ Z \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} X_0 \\ Y_0 \\ Z_0 \end{pmatrix} + A \begin{pmatrix} X_s \\ Y_s \\ Z_s \end{pmatrix}, \quad (12.2)$$

где — X, Y, Z — координаты точки объекта в системе координат объекта $OXYZ$; X_s, Y_s, Z_s — координаты точки объекта в системе координат сканера, вычисляемые по формуле (12.1); X_0, Y_0, Z_0 — координаты начала системы координат сканера относительно системы координат объекта; A — матрица поворота, зависящая от трех углов разворота системы осей сканера ω, α, κ .

Неизвестные элементы внешнего ориентирования сканера $X_0, Y_0, Z_0, \omega, \alpha, \kappa$ можно определить по маркам-отражателям (рис. 12.12).

Из (12.2) видно, что минимальное число опорных точек равно 2, однако в этом случае может возникнуть неопределенность в определении угловых элементов. Поэтому минимальным числом опорных точек следует считать 3 точки, не лежащие на одной прямой. Лучше иметь больше опорных точек, разнесенных по площади объекта (или сканируемой территории).

Преобразование (12.2) делается для всех съемок одного и того же объекта, выполненных с различных точек стояния $S_N(X, Y, Z)$ (рис. 12.13).

В результате имеем X, Y, Z, d для всей совокупности точек объекта в единой системе координат $OXYZ$. Затем эта информация может быть использована для последующих вычислений объемов, площадей и т. д. Кроме того, ее можно визуализировать в трехмерном (3D) пространстве с наложением реального изображения объекта под различными углами зрения или в виде обычного двухмерного (2D) цветного изображения (формата RGB).

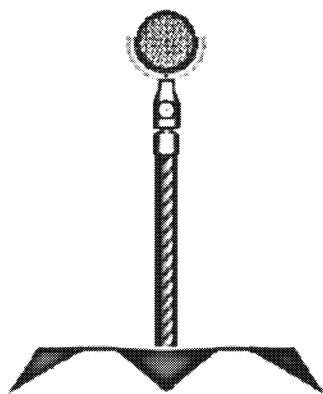


Рис. 12.12. Плоский, круглый, двухосевой отражатель на подставке

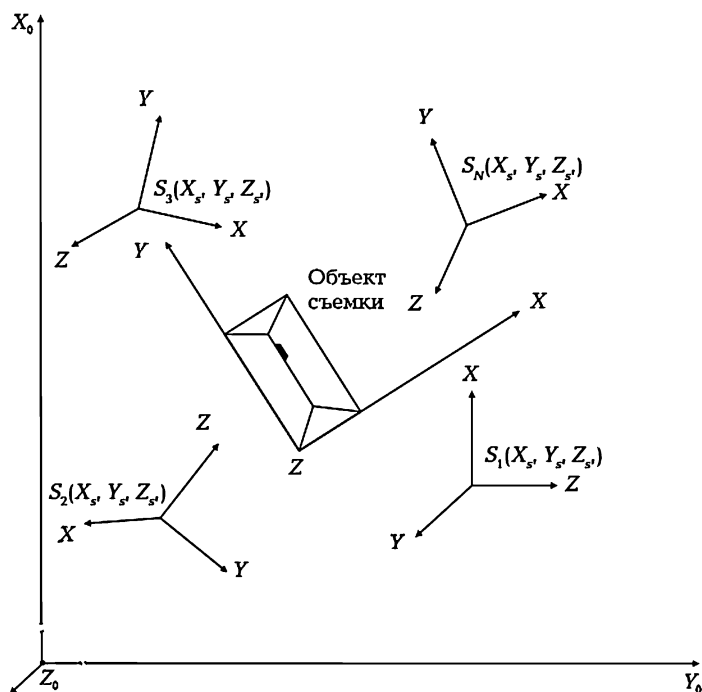


Рис. 12.13

12.4.2. Устройство лазерного сканера

Схематично лазерный сканер можно разделить на несколько основных компонентов.

1. Приемо-передающая часть. Как правило, в ней расположены лазерный излучатель и приемник.

2. Вращающаяся многогранная призма. Обеспечивает распределение лазерного пучка в вертикальной плоскости.

3. Сервопривод горизонтального круга. Обеспечивает вращение измерительной головки (приемо-передающей части) в горизонтальной плоскости.

4. Компьютер (ноутбук). Предназначен для управления съемкой и записи результатов измерений на носитель информации.

По принципу измерения расстояния до объекта, наземные лазерные сканеры подразделяются на две группы: импульсные и фазовые.

Импульсные лазерные сканеры используют принцип определения времени прохождения лазерным лучом двойного расстояния от сканера до цели. На рис. 12.14 представлена блок-схема работы импульсного лазерного сканера Riegl.

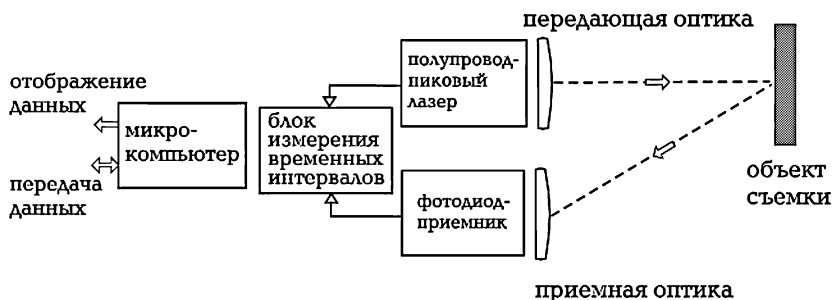


Рис. 12.14

Для точного измерения времени прохождения лазерного импульса в пространстве используется высокостабильный кварцевый генератор. Измерив время прохождения лазерного импульса, можно вычислить наклонную дальность D_i по формуле:

$$D_i = T_i / 2c, \quad (12.3)$$

где T_i — время прохождения лазерного импульса; c — скорость прохождения лазерного импульса.

Импульсный метод измерения расстояний по точности уступает фазовому методу. Это происходит потому, что фактическая точность каждого измерения зависит от ряда параметров, каждый из которых может оказать влияние на точность конкретного измерения. Основными параметрами, влияющими на точность измерений, являются:

- длительность и форма измерительного импульса;
- отражательные характеристики объекта съемки;
- оптические свойства атмосферы;
- ориентация и текстура элементарной поверхности объекта,

вызавшей отражение измерительного луча по отношению к линии визирования.

Принцип работы фазовых лазерных сканеров состоит в определении количества целых длин волн между передатчиком (полупроводниковый лазер) и объектом съемки и разности фаз излученной и принятой волны модулирующего колебания. При этом измерительное излучение должно быть непрерывным, что в общем случае значительно повышает требования по выходной мощности излучающего лазера по сравнению с импульсным методом.

Чтобы определить расстояние между источником излучения и объектом съемки, необходимо:

- 1) определить целое количество длин волн модуляции K , приходящихся на это расстояние;
- 2) определить разность фаз $\Delta\phi$ между принятой и опорной волной, чтобы затем оценить дополнительное расстояние, соответствующее «последней» неполной волне.

Если значения K и $\Delta\phi$ удалось определить, то измеряемое расстояние определяется по формуле:

$$D = K\lambda + \frac{\Delta\phi}{2\pi}\lambda, \quad (12.4)$$

где λ — длина волны.

Главное преимущество фазового метода измерения — более высокая точность, которая может достигать нескольких миллиметров.

В настоящее время выпускается несколько типов наземных лазерных сканеров разными производителями, среди которых Riegl, Leica, Trimble, Konica-Minolta, Zoller + Froehlich, Optech и другие.

Все они различаются по дальности измерения расстояний, точности и принципу измерений (фазовые и импульсные).

На рис. 12.15 показан лазерный сканер Riegl LMS-Z620, а на рис. 12.16 устройство лазерного сканера Riegl LMS-Z620.



Рис. 12.15

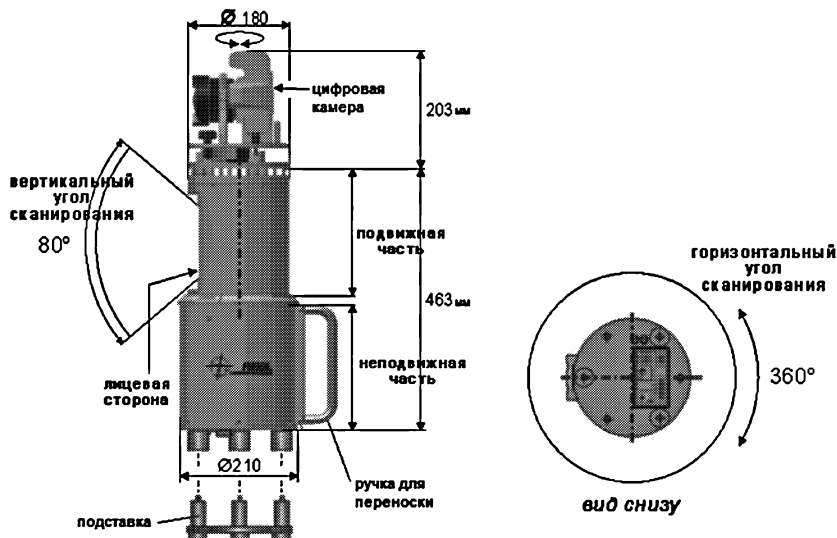


Рис. 12.16. Устройство лазерного сканера Riegl LMS-Z620

Для установки ноутбука, управляющего работой лазерного сканера, используется специальная подставка, которая закрепляется на штативе (рис. 12.17).

Основные технические характеристики лазерного сканера Riegl LMS-Z620:

1. Класс лазера 1.
2. Максимальная дальность действия для естественных целей (отражение $> 80\%$): до 2000 м; для естественных целей (отражение $> 10\%$): до 650 м.
3. Минимальное расстояние 2 м.
4. Точность 10 мм.
5. Разрешение: 10 мм (единичный импульс); 5 мм (среднее значение).
6. Производительность: до 11 000 точек/с (при высокой скорости сканирования); до 8000 точек/с (при низкой скорости сканирования).
7. Расходимость луча 0,15 мрад.
8. Вертикальный (линейный) скан: диапазон сканирования: от 0° до 80° ; сканирующий механизм: вращающееся / качающееся зеркало; производительность сканера: от 1 скан/с до 20 скан/с при поле зрения 80° . Минимальный шаг сканирования: от $0,2^\circ$ до $0,004^\circ$; угловое разрешение — $0,002^\circ$.
9. Горизонтальный (структурный) скан: диапазон сканирования: от 0° до 360° ; сканирующий механизм: вращающаяся оптическая головка; производительность сканера: от $0,01^\circ/\text{с}$ до $15^\circ/\text{с}$; угловой шаг от $0,75^\circ$ до $0,004^\circ$; минимальный шаг сканирования: от $0,2^\circ$ до $0,004^\circ$; угловое разрешение: $0,0025^\circ$
10. датчики наклона оптические, для вертикальной установки.
11. внутренний таймер синхронизации для GPS-синхронизации данных сканирования.

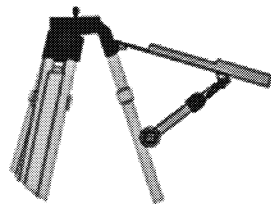


Рис. 12.17. Подставка для ноутбука, устанавливаемая на штатив

12.4.3. Обработка результатов лазерного сканирования

После того как произведены измерения, начинается процесс обработки. Изначально, «сырые измерения» представляют собой массив точек, которые необходимо затем экспортировать в подходящий CAD-формат. Для обработки используют специальные компьютерные программы, например, программу Riscan Pro фирмы Riegl.

Обработка состоит из нескольких основных этапов:

1. «Сшивку» сканов.

Как правило, при съемке различных инженерно-технических сооружений, объектов архитектуры, зданий или рельефа имеются отдельные наборы данных — облаков точек, полученные с различных точек стояния сканера.

Эти данные необходимо «связать» друг с другом, т. е. создать единый скан. Для этого используются специальные отражающие марки, выполненные в виде цилиндров, сфер или дисков определенного размера. Распознавая данные, отражающие элементы на сканах автоматически или вручную, производят «сшивку» сканов, т. е. получают объ-

единенные облака точек. При этом марки могут быть закоординированы стандартными средствами — при помощи тахеометра или GPS.

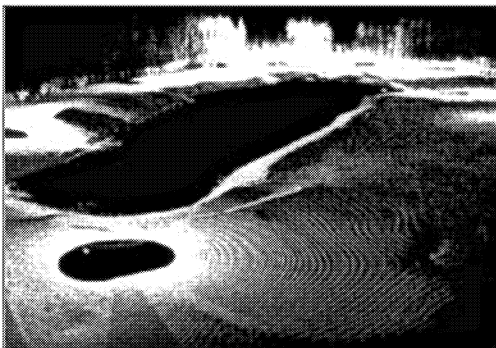


Рис. 12.18. Результат лазерного сканирования — точечная модель рельефа

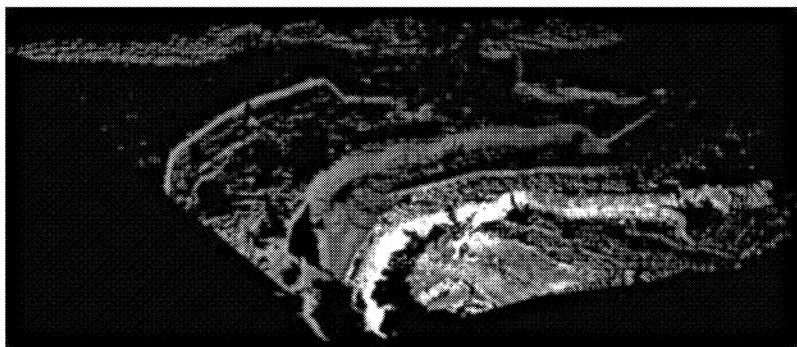


Рис. 12.19. Облака «сканы» трехмерных точек лазерных отражений

2. Трансформация сканов в проектную систему координат.

Лазерный сканер имеет свою собственную систему координат, жестко связанную с одним из его конструктивных элементов (обычно в центре приемо-передающей части). Все сырые данные, полученные в ходе сканирования, относятся к данной системе координат. Чтобы получить сырые данные в системе координат, используемой на объекте работ (проектной системе координат), необходимо выполнить трансформацию сканов, которая производится автоматически при помощи алгоритмов управляющей программы.

3. Создание поверхностей.

Представление «облаков» точек математически описываемыми поверхностями в виде триангуляционных сеток. Созданные подобным образом поверхности могут быть экспортированы в любые CAD и 3D-приложения.

Если сканирование сопровождается цифровой фотосъемкой, то на этапе обработки можно совместить сканированное изобра-

жение объекта с его фото изображением, придав скану реальные цвета и текстуру.

Наземные лазерные сканеры находят все более широкое применение при топографо-геодезической съемке, инженерно-геодезических изысканиях, в маркшейдерии, архитектуре, в реставрации исторических памятников, в реконструкции фасадов зданий и т. д.

В последнее время возникает потребность в сжатые сроки провести инвентаризацию земельно-имущественного комплекса и инженерно-технических сооружений нефтегазового комплекса. В этом случае, при использовании наземных сканирующих систем удастся в разы сократить время, отведенное на проведение съемки и построение моделей.

При съемке карьеров появляется возможность построить трехмерную цифровую модель и оперативно подсчитывать объемы породы до и после взрыва.

При использовании лазерного сканера точность подсчета объемов возрастает до 0,5 %. Используя цифровую модель, можно построить сечения с заданным интервалом высот, а затем топографический план карьера.

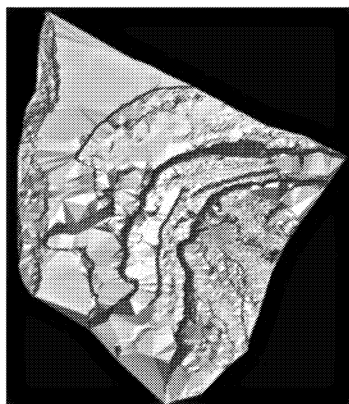


Рис. 12.20. Трехмерная модель рельефа



Рис. 12.21. Построение горизонталей по модели рельефа

12.5. Автоматизация вычислительных и графических работ

12.5.1. Общие сведения об использовании системы Credo_Dat 3.12 для автоматизации обработки геодезических данных

Назначение системы — автоматизация камеральной обработки полевых инженерно-геодезических данных. Система может использоваться для математической обработки геодезических измерений полученных в результате проведения земельно-кадастровых работ, топографических съемок, построения планово-высотных геодезических сетей и т. д.

12.5.1.1. Основные функции системы

1. Импорт геодезических данных из файлов в форматах электронных тахеометров.

2. Импорт данных через последовательный порт непосредственно с прибора.

3. Импорт прямоугольных координат и измерений из текстовых файлов в произвольных форматах, настраиваемых исполнителем.

4. Настройка и использование нескольких классификаторов, обработка кодовых строк расширенной системы кодирования для полевой регистрации геометрической и атрибутивной информации о топографических объектах.

5. Ввод и табличное редактирование данных, включая работу с буфером обмена для станций, ходов и отдельных измерений, отключение (восстановление) измерений, работу с блоками данных, использование интерактивных графических операций.

6. Предварительная обработка измерений; учет различных поправок: атмосферных, за влияние кривизны Земли и рефракцию, переход на горизонтальную плоскость в выбираемых и настраиваемых исполнителем проекциях.

7. Выявление, локализация и исключение в автоматическом или интерактивном режимах грубых ошибок линейных, угловых и высотных измерений.

8. Совместное уравнивание по методу наименьших квадратов геодезических плановых линейно-угловых сетей разных видов, классов и методов создания с оценкой точности, включающей эллипсы ошибок, систем ходов геометрического и тригонометрического нивелирования.

9. Обработка результатов тахеометрической съемки с формированием топографических объектов и их атрибутов по данным полевого кодирования.

10. Обработка контрольных измерений при определении координат точек в землеустройстве и земельном кадастре, контроле и приемке топографо-геодезических работ.

11. Проектирование геодезических сетей. Выбор оптимальной схемы сети, необходимых и достаточных измерений, подбор точности измерений.

12. Решение обратных геодезических задач с выдачей ведомостей.

13. Экспорт результатов в распространенные форматы: DXF (AutoCAD), MIF/MID (MapInfo), SHP (ArcView), в форматы CREDO (TOP/ABR), в файлы форматов электронных тахеометров (Trimble, Leica, Pentax, Geodimeter, 3Ta5, 4Ta5P), в настраиваемые исполнителем текстовые форматы.

14. Создание ведомостей и каталогов и выдача их в принятой форме.

15. Настройка выходных документов согласно стандарту с использованием генератора отчетов.

16. Печать оформленных в компоновщике чертежей графических документов и планшетоов.

12.5.1.2. Виды и типы входных данных, источники данных

Входными данными для системы являются:

- основные — координаты и высоты исходных пунктов, дирекционные углы, результаты полевых геодезических измерений (расстояния, горизонтальные и вертикальные углы, превышения), информация о снимаемых топографических объектах;

- дополнительные — используемые системы координат и их параметры, общие сведения о технологии съемки (единицы измерения, формулы для расчета вертикальных углов, приборные поправки), атмосферные условия, априорные точности (классы) измерений;

- вспомогательные — картографические материалы в виде растровых подложек.

Источниками данных для системы являются:

- файлы электронных тахеометров в форматах: Sokkia (SDR2x/33), Nikon (DTM400—710, RDF), Geodimeter (ARE, JOB), Leica (GRE, GSI, IDEX), Topcon (GTS6, GTS7), Pentax (DC1, CSV, AUX), Zeiss (R4, R5, Rec500, M5), YOM3 (2Ta5, 3Ta5, 4Ta5P), Trimble 3300, 3600 (M5). Эти файлы копируются на жесткий диск программными средствами, поставляемыми вместе с приборами. Реализованная в версиях 3.10 и более поздних возможность подключения Plug-in для новых приборов или форматов позволяет расширять список приборов, с которыми работает CREDO_DAT;

- данные, полученные прямым чтением с электронных приборов;

- текстовые файлы произвольных форматов, содержащие координаты или измерения, импортируемые по настраиваемым исполнителем шаблонам;

- полевые журналы, ведомости и каталоги, данные из которых вводятся вручную с клавиатуры в табличных редакторах.

Все импортированные из внешних источников данные попадают в табличные редакторы: Пункты ПВО, Измерения, Дирекционные углы и Топографические объекты и являются доступными для последующего редактирования и документирования.

При импорте измерений одной и той же величины (горизонтального или вертикального угла, расстояния и т. д.) принимаются и обрабатываются только первичные данные. Например, если в импортируемом файле содержатся вместе отсчеты измерений (например, наклонное расстояние), приведенные измерения (горизонтальное проложение), вычисленные внутренней программой

регистратора средние значения отсчетов, дирекционных углов или координат, то приоритет отдается отсчетам как первичной информации, на базе которой рассчитываются все остальные. Все вторичные (расчетные) данные либо игнорируются, либо используются программой как вспомогательные и подлежащие перерасчету.

12.5.1.3. Общая схема обработки данных

Блок-схема математической обработки результатов геодезических измерений представлена на рис. 12.22.



Рис. 12.22

Пример уравнивания системы теодолитных ходов представлен в Приложении 1.

12.5.2. Основные этапы математической обработки результатов полевых ГЛОНАСС-GPS измерений

Вычислительная обработка производится по следующим этапам:

- 1) предварительная обработка — разрешение неоднозначностей фазовых псевдодалностей до наблюдаемых спутников, получение координат определяемых точек в системе координат глобальной навигационной спутниковой системы и оценка точности;
- 2) трансформация координат в принятую систему координат;
- 3) уравнивание геодезических построений и оценка точности.

12.5.2.1. Предварительная обработка спутниковых измерений

Предварительная обработка выполняется с целью оценки качества измерений в ходе, сети или на отдельном объекте. По результатам предварительной обработки делается вывод о пригодности полевых материалов для окончательной обработки либо о необходимости повторных или дополнительных наблюдений.

Основными критериями контроля являются:

- разрешение неоднозначности по всем линиям сети;
- оценка точности по внутренней сходимости результатов обработки;
- сходимость результатов по замкнутым построениям в сети;
- сходимость с ранее выполненными измерениями и контрольными расстояниями между известными пунктами.

Предварительная обработка результатов спутниковых наблюдений и определение предварительных геоцентрических координат пунктов спутниковой сети может выполняться с использованием стандартного программного обеспечения фирмы-изготовителя спутниковых приемников, позволяющего выполнять обработку линий не менее 20 км, с использованием данных наблюдений на всех линиях сеанса наблюдений, сертифицированных для применения на территории Российской Федерации.

Программы обработки спутниковых наблюдений разделяются по методу обработки спутниковых данных:

- вычисления отдельных линий;
- многоточечные решения;
- многосеансные.

12.5.2.2. Окончательная (камеральная) обработка и уравнивание спутниковых измерений

На завершающей стадии обработки результатов спутниковых измерений должны быть решены следующие задачи: анализ качества и надежности измерений, уравнивание спутниковой сети и получение окончательных значений геоцентрических координат пунктов спутниковой сети.

В качестве программного обеспечения для производства вычислительной обработки используют программные пакеты, прилагаемые к спутниковой аппаратуре, применявшейся для производства полевых работ. Примерами таких наиболее распространенных программных пакетов являются: Пакет BL—L/G for Windows, GPSurvey, TGO, TBC, Pinnacle, PRISM.

При выполнении вычислительных работ в качестве руководства используют эксплуатационную документацию, прилагаемую к каждому программному пакету.

В результате проведения вычислительной обработки должен быть составлен каталог координат и высот пунктов геодезической сети.

Пример математической обработки спутниковых измерений с использованием пакета TGO представлен в Приложении 2.

ТЕХНИКА БЕЗОПАСНОСТИ ПРИ ВЫПОЛНЕНИИ ТОПОГРАФО-ГЕОДЕЗИЧЕСКИХ РАБОТ

13.1. Общие вопросы охраны труда, гигиены и быта на полевых и камеральных работах

Охрана труда — это система мероприятий, обеспечивающих безопасность, сохранение здоровья и работоспособности человека в процессе труда. Она основана на законодательстве по охране труда, технике безопасности и производственной санитарии.

Законодательство по охране труда — это совокупность государственных законов, постановлений правительства, ведомственных инструкций, приказов, правил внутреннего распорядка на предприятиях и организациях.

Под техникой безопасности понимают систему организационных и технических мероприятий и средств, предотвращающих воздействие на работающих опасных производственных факторов.

Производственная санитария включает систему организационных, гигиенических и санитарно-технических мероприятий и средств, предотвращающих воздействие вредных производственных факторов на работающих.

Руководство и ответственность за организацию мероприятий по охране труда возложено на руководителей предприятий и организаций.

При прохождении студентами учебной геодезической практики ответственность за соблюдение правил охраны труда возлагается на руководителей практики, а производственной — на руководителей организаций, в которых проходит практика.

Нарушение правил по технике безопасности может вызвать: *травму* — нарушение нормальной жизнедеятельности работника производственными условиями; *несчастный случай* — происшествие, связанное с работой на производстве и вызвавшее травму или смерть работника. Для успешной борьбы с производственным травматизмом в организациях и предприятиях проводится обучение со всем персоналом в виде вводного, первичного, текущего и внеочередного *инструктажа*.

При инструктаже разъясняются требования безопасного ведения работ и поведения работающих в конкретных условиях. Все

виды геодезических работ должны проводиться в соответствии с утвержденными техническими инструкциями, наставлениями и правилами по технике безопасности на топографо-геодезических работах того отраслевого производства, в пределах которого они проводятся.

Вводный инструктаж проводится инженером по технике безопасности со всеми вновь принятыми работниками, студентами, прибывшими для прохождения практики, независимо от характера и опасности производства, квалификации и стажа работы в виде лекции или беседы. Результаты инструктажа регистрируются в специальном журнале, в котором расписываются лица, получившие и проводившие инструктаж.

Первичный инструктаж проводится на рабочем месте руководителем работ (пункте, знаке, станции) для ознакомления с технологическим процессом и техникой безопасности.

Текущий инструктаж проводится повседневно в порядке контроля за соблюдением техники безопасности на рабочем месте.

Внеочередной инструктаж проводится по программе инструктажа на рабочем месте при изменении технологических процессов, при заменах геодезического оборудования, при переезде в другой район работ, наличии нарушений и при несчастном случае.

Все работники, направляемые на работу в экспедиционные условия, подлежат также обязательному медицинскому освидетельствованию для определения их пригодности к полевым работам в конкретных физико-географических условиях.

Выполнение полевых топографо-геодезических работ связано с пребыванием исполнителей на природе, что накладывает определенную специфику на организацию работ и быт исполнителей. Рабочее место может меняться и выбираться на протяжении дня несколько раз. Исполнители длительное время могут работать и находиться вдали от населенных пунктов, медицинских учреждений, поэтому им целесообразно приобретать знания и навыки по оказанию первой медицинской помощи пострадавшему.

Одежда для работы в полевых условиях не должна затруднять движений, легко и быстро надеваться и сниматься, соответствовать климатическим условиям и времени года, мягкая, эластичная, не массивная, ветро- и влагозащитная, носить головной убор. Обувь исполнителя, выполняющего работы в полевых условиях, предназначена для защиты ног от травм, пыли, грязи, атмосферной или грунтовой влаги, переохлаждения на работе в зимнее время. Обувь должна быть подогнана под размеры ступни ноги, заранее разношена.

Вся работа в полевых условиях должна выполняться согласно установленному распорядку дня, где предусмотрено рабочее вре-

мя, прием пищи, отдых, сон, переходы, переезды. Только строгое выполнение распорядка дня позволит обеспечить работоспособность на протяжении не только сезона, но и всей трудовой деятельности.

В полевых условиях не рекомендуется использовать для питья сырую воду, а также пользоваться водой из рек, ручьев, прудов; пить можно только кипяченую воду. Суточное потребление воды не должно превышать нормы 35 г на 1 кг веса нормального человека.

Большую опасность для здоровья в полевых условиях представляют инфекционные и местные заболевания: столбняк, энцефалит, бешенство и др. Поэтому эффективным средством являются прививки. Профилактическими мероприятиями являются: соблюдение правил личной гигиены, а при заболевании — обращение за помощью в местное медицинское учреждение.

Выполнение камеральных топографо-геодезических работ связано с пребыванием исполнителей в помещениях и относится к умственному труду. Помещение должно быть обеспечено устройством вентиляции, температура воздуха — 20–23 °С (в холодный период года) и 22–25 °С (в теплый период года), относительная влажность воздуха — 60–40 %.

Искусственное освещение должно обеспечивать нормальную работу по нормам, установленным для естественного.

Так как работа в камеральных условиях носит статический характер, с большим напряжением зрения, на рабочем месте нужно сидеть прямо, не опираться грудью о край стола (прибора), периодически делать перерывы в работе на 10–15 мин через 1,5–2 часа, проводить производственную гимнастику и другие профилактические мероприятия.

При проведении топографо-геодезических работ на улицах, площадях и автогужевых дорогах исполнители должны знать и выполнять правила дорожного движения, возле приборов выставлять оградительные знаки; обеспечить обслуживающий персонал спецодеждой; переход с приборами на следующую станцию совершать по тротуару, а рейки, вехи и штативы переносить в походном положении; запрещать рабочим касаться рейками, вехами оголенных проводов электролиний; запрещается измерять расстояния через электрофицированную железную дорогу мерными металлическими лентами и рулетками (разрешается только в исключительных случаях при положении ленты на весу).

13.2. Охрана природы

При проектировании и выполнении инженерно-геодезических работ необходимо стремиться к максимальной сохранности

лесных и пахотных земель, пастбищ и других сельскохозяйственных угодий, выполнять прокладку планово-высотных ходов вдоль грунтовых и полевых дорог и троп, размещать геодезические пункты и точки съёмочных сетей в местах отсутствия ценных сельскохозяйственных культур, на полосе отчуждения автомобильных или железных дорог, на межах, стремиться к занятию минимума сельскохозяйственных угодий в процессе производства геодезических работ и топографических съёмок.

При перевозке геодезического оборудования на транспортных средствах необходимо свести к минимуму повреждения ценных угодий. При геодезических измерениях проведение лесных вырубок и прорубки просек выполнять только по специальному разрешению.

При создании съёмочного обоснования надо больше использовать естественные контуры местности и местные объекты для размещения геодезических точек, исключая нанесение ущерба природе.

В процессе работ требуется исключать загрязнение сточных вод и окружающей среды, сохранять и охранять леса, торфяники и сельскохозяйственные посевы от пожаров.

13.3. Правила сбережения геодезических приборов и инструментов

Приборы и инструменты должны быть выданы исполнителю на все время его работы, и он полностью отвечает за их исправность. При работе с приборами и инструментами необходимо соблюдать следующие правила.

1. Не применять усилий, если прибор вынимается из футляра (упаковочного ящика) или укладывается в него с трудом, а выявить и устранить причину этого.

2. При перевозках нельзя класть упаковочные ящики с приборами на бок или вверх дном, не допускать трения ящиков друг о друга. Приборы с компенсаторами перевозить на руках.

3. Предохранять приборы и инструменты от грязи, пыли и сырости. По окончании работы удалять с приборов пыль кисточкой или мягкой тряпочкой. Трущиеся и ржавеющие части инструментов периодически смазывать маслом, а лакированные и оксидированные поверхности протирать масляной тряпкой и затем вытирать насухо.

4. Для переноски прибора с одного места работы на другое укладывать его в ящик должен сам исполнитель или хорошо обученный старший рабочий. На небольшие расстояния прибор разрешается переносить привинченным к треноге, держа его на плече в вертикальном положении. При этом все зажимные винты прибора должны быть завинчены. Особенно бережно переносить приборы

с компенсаторами, т. к. резкие толчки при движении могут повредить устойчивую работу прибора.

5. Не применять усилий для поворота несвободно вращающихся частей прибора, а выявить и устранить причину, препятствующую свободному вращению. Разбирать прибор в полевых условиях не рекомендуется, в случае крайней необходимости разбирать только в закрытом помещении. Разбирать систему стекол объектива и окуляра категорически запрещается.

6. Предохранять приборы от нагревания солнцем и от дождя. Если дождь попадает на прибор, то сначала дать ему просохнуть на воздухе или в помещении, открыв крышку и лишь после этого протереть прибор.

7. Мерную ленту (рулетку) при свертывании после работы протирать насухо. Обнаруженную ржавчину удалить керосином и очищенное место насухо протереть и смазать. Хранить ленту (рулетку) смазанной. Ленту и шпильки для перевозки упаковывать.

8. Рейки оберегать от повреждения раскрашенных делений, не бросать и не класть на острые камни и т. п. Для перевозки рейки складывать раскрашенными сторонами внутрь, прокладывать между ними сложенные в несколько раз листы бумаги и прочно связывать бечевками.

9. Полевые работы практически производятся в течение всего года, и любая непогода может застать наблюдателя в поле, поэтому необходимо иметь топографический зонт, защищающий теодолит от дождя, солнечных лучей, мокрого снега и т. д. Зонт периодически осматривать и поврежденные места безотлагательно чинить. Для перевозки зонт класть отдельно, чтобы не протерся брезент. При работе в поле открытый зонт не оставлять без присмотра, т. к. порыв ветра может свалить и поломать не только зонт, но и прибор. После дождя сушить зонт открытым, а хранить в сухом помещении.

10. Готовальню и чертежные инструменты содержать в чистоте, протирать мягкой тряпочкой, а футляр внутри очищать от пыли щеткой. Появившуюся ржавчину удалить керосином и насухо протереть тряпочкой.

Прекратив даже на самое короткое время работу рейсфедером, безотлагательно удалить из него тушь и тщательно вытереть.

11. По окончании полевых работ все приборы и инструменты просмотреть, вычистить и смазать.

Штатив и вешки периодически чистить, металлические части негусто смазывать машинным маслом (нельзя смазывать растительным маслом, т. к. оно, высыхая, становится липким).

В ящик каждого прибора вложить перечень его неисправностей и недостающих принадлежностей.

■ Пример уравнивания системы теодолитных ходов с применением программного продукта Credo Dat 3.12

Рассмотрим схему математической обработки результатов геодезических измерений на примере системы теодолитных ходов (рис. П.1.1).

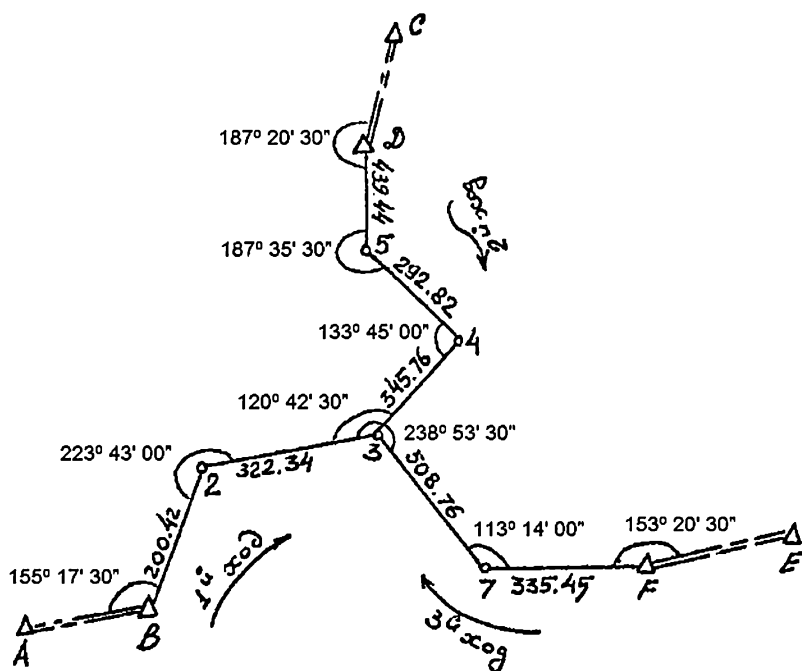


Рис. П.1.1. Схема системы теодолитных ходов

В таблице П.1.1 приведены исходные данные по системе теодолитных ходов.

Таблица П.1.1

№ пунктов	Координаты, м	
	X	Y
D	4740,84	6451,27
B	3687,80	5761,83
F	3263,23	6767,63
Дирекционные углы линий		
CD	188°58,7'	
EF	245°04,1	
AB	80°35,4	

Схема обработки включает следующие этапы:

1. Начальные установки, включающие наименование ведомства и организации, описание системы координат и высот, используемых при производстве геодезических работ, настройку стандартных классификаторов, задание единиц измерений и другие настройки (рис. П.1.2).

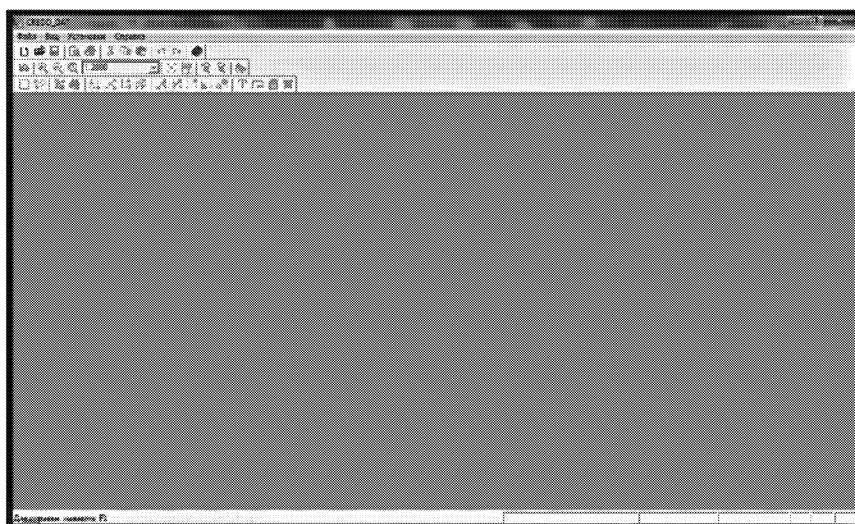


Рис. П.1.2. Окно системы в режиме — запуск

2. Создание нового или открытие существующего проекта, уточнение, при необходимости, свойств проекта (рис. П.1.3), т. е. параметров, присущих каждому отдельному проекту (рис. П.1.1).

3. Импорт данных или ввод и редактирование данных в табличных редакторах. Система обеспечивает возможность комбинировать способы подготовки данных: импортировать данные по шаблону из текстовых файлов (например, координаты исходных пунктов), импортировать измерения из файлов электронных регистраторов, вводить данные через табличные редакторы (ручной ввод).

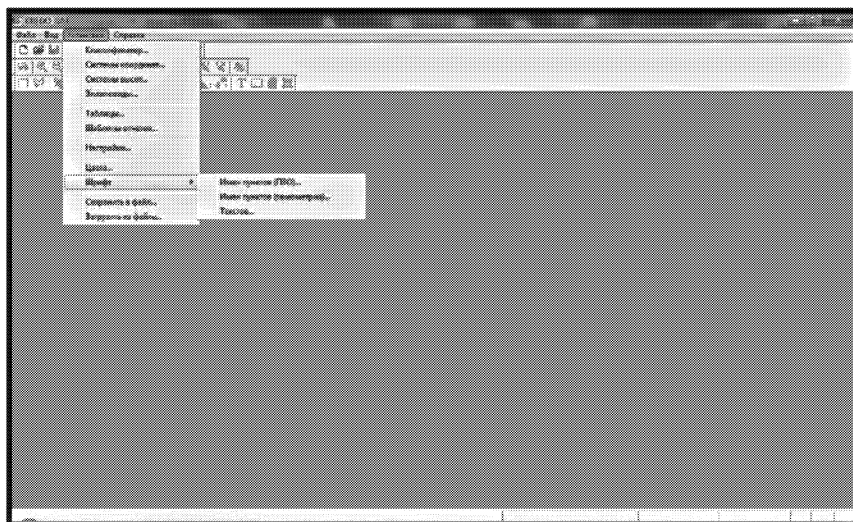


Рис. П.1.3. Окно системы в режиме — выполнение начальных установок

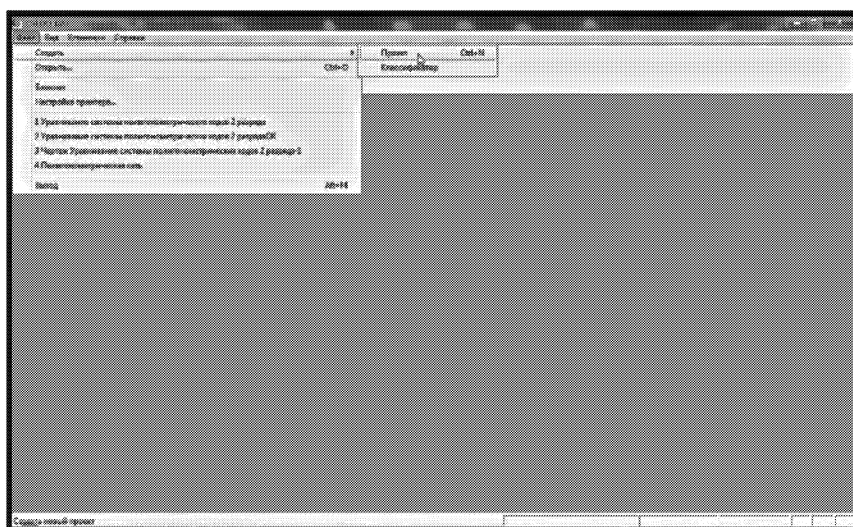


Рис. П.1.4. Окно системы в режиме — создание нового или открытие существующего проекта

Рассмотрим ручной ввод данных:

1. Ввод результатов измерений (рис. П.1.6—П.1.13) по полигонометрическим ходам (номера точек, горизонтальные углы, горизонтальные проложения).



06-00000000000000000000



NO. 2007-01120864

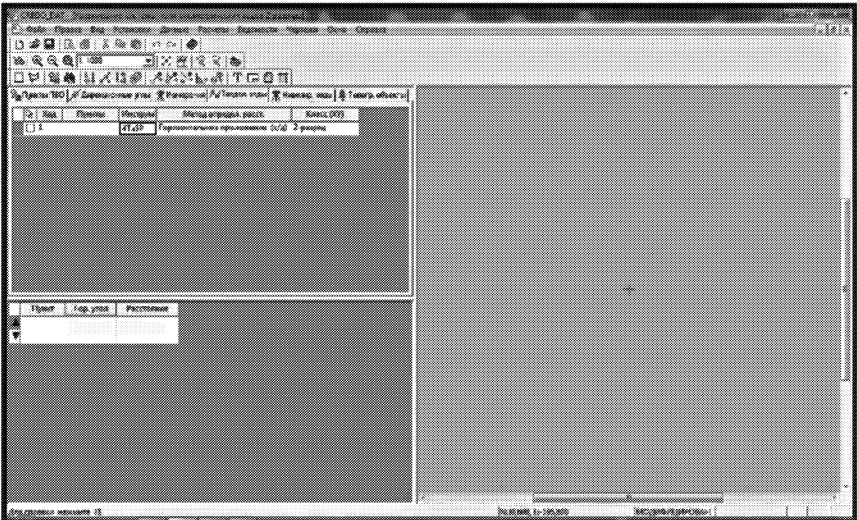


Рис. П.1.7. Окно системы в режиме — ввод результатов измерений (ходы)

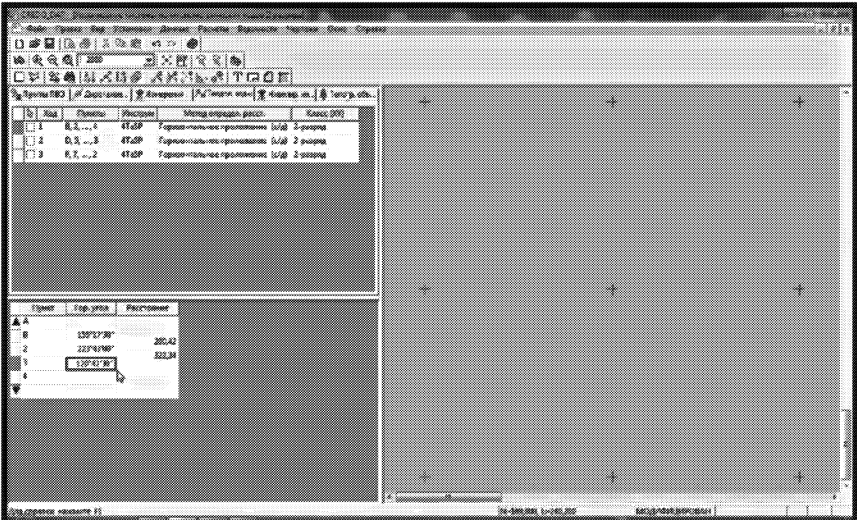


Рис. П.1.8. Окно системы в режиме — ввод результатов измерений (ввод углов и линий)

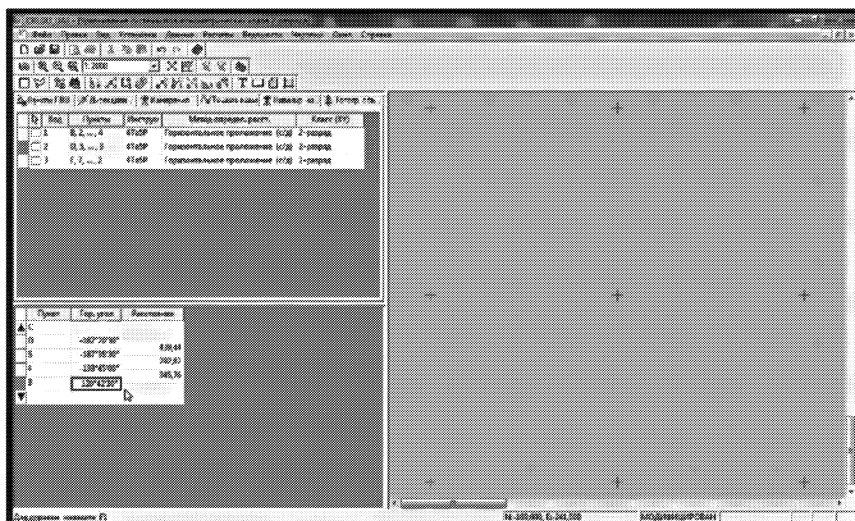


Рис. П.1.9. Окно системы в режиме — ввод результатов измерений (углы правые по ходу)

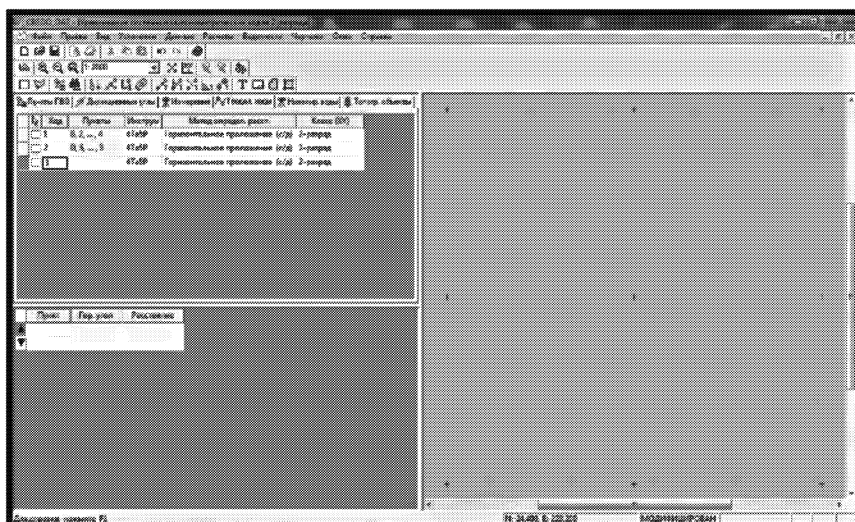


Рис. П.1.10, а. Окно системы в режиме — ввод результатов измерений (по 3-му ходу)

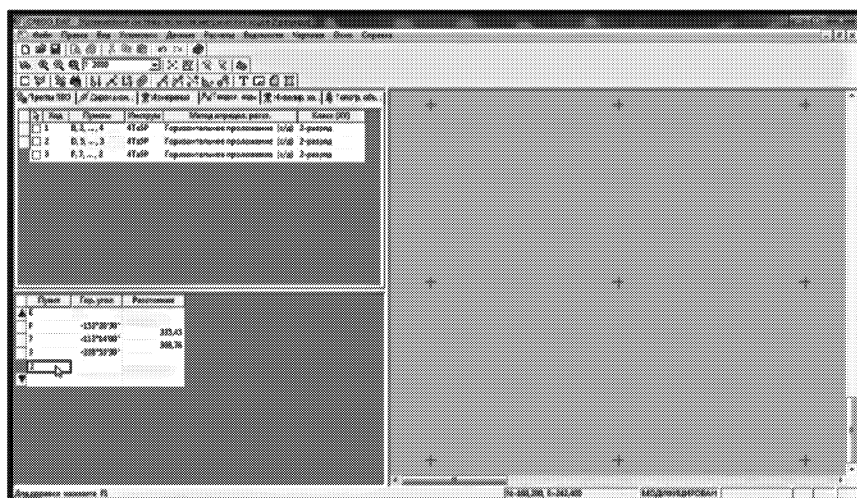


Рис. П.1.10, б. Окно системы в режиме — ввод результатов измерений (номера точек по 3-му ходу)

При вводе измеренных горизонтальных углов необходимо учитывать, какие по ходу измерены углы: левые или правые. Система настроена на ввод левых по ходу горизонтальных углов. Если в теодолитных ходах измерены правые по ходу горизонтальные углы, то перед ними при вводе в таблицу измерений нужно поставить знак минус (рис. П.1.8, П.1.10).

2. Ввод названий и координат исходных пунктов (рис. П.1.11, П.1.12, П.1.13)

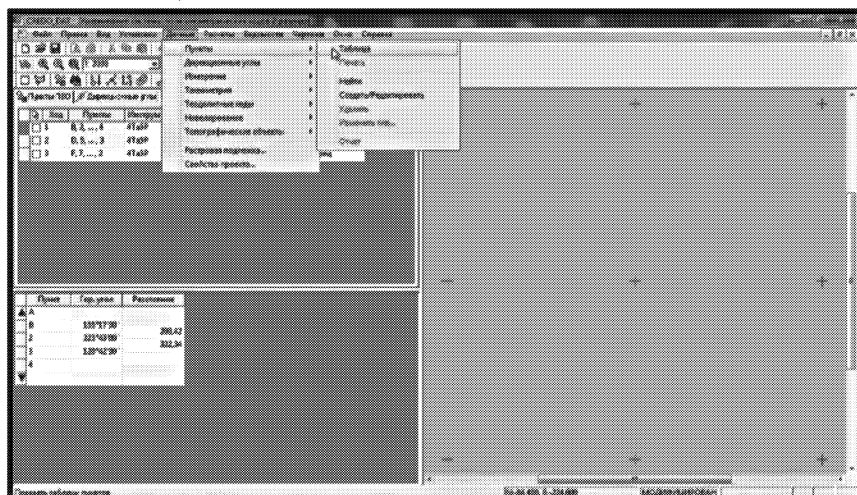


Рис. П.1.11. Окно системы в режиме — ввод названий и координат исходных пунктов

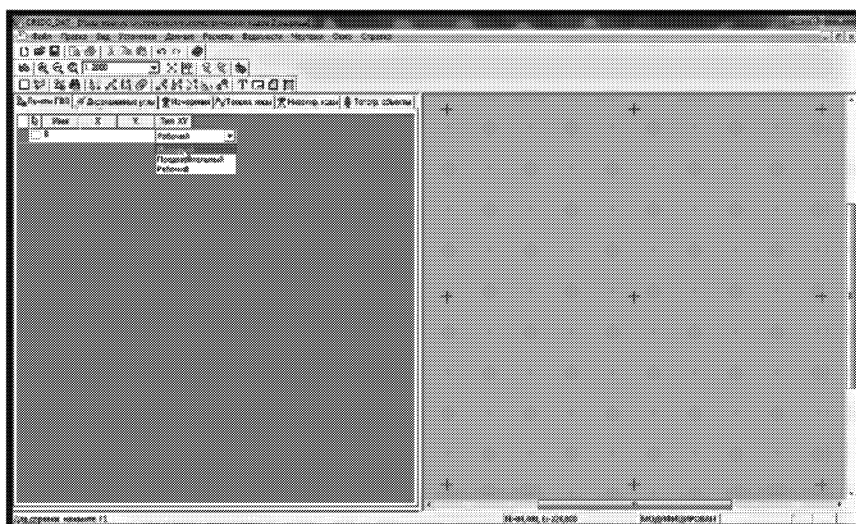


Рис. П.1.12. Окно системы в режиме — ввод названий и координат исходных пунктов (тип пунктов)

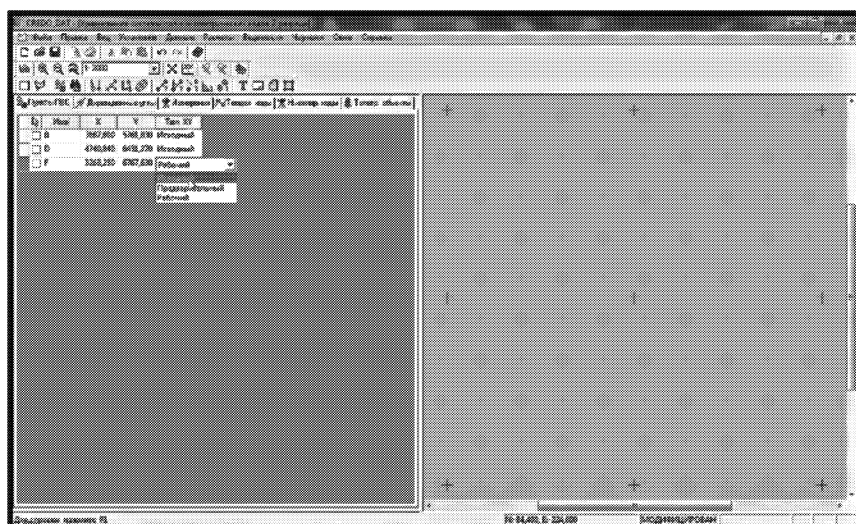


Рис. П.1.13. Окно системы в режиме — ввод названий и координат исходных пунктов (тип пунктов)

370 3. Ввод исходных (при наличии таковых) дирекционных углов (рис. П.1.14, П.1.15).

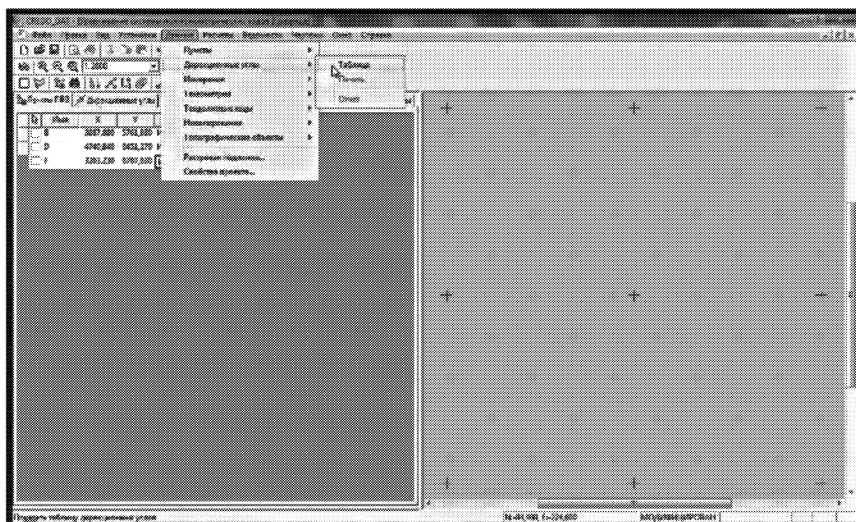


Рис. П.1.14. Окно системы в режиме — ввод исходных дирекционных углов (таблица ввода)

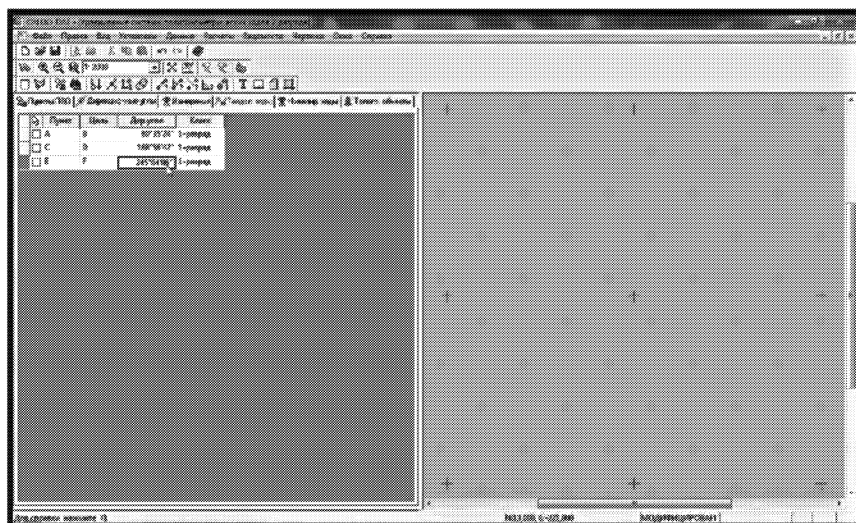


Рис. П.1.15. Окно системы в режиме — ввод исходных дирекционных углов

4. Предварительная обработка измерений, являющаяся обязательным подготовительным шагом перед уравниванием. Любые изменения проекта не будут учтены при уравнивании, если не выполнена предобработка (рис. П.1.16, П.1.17).

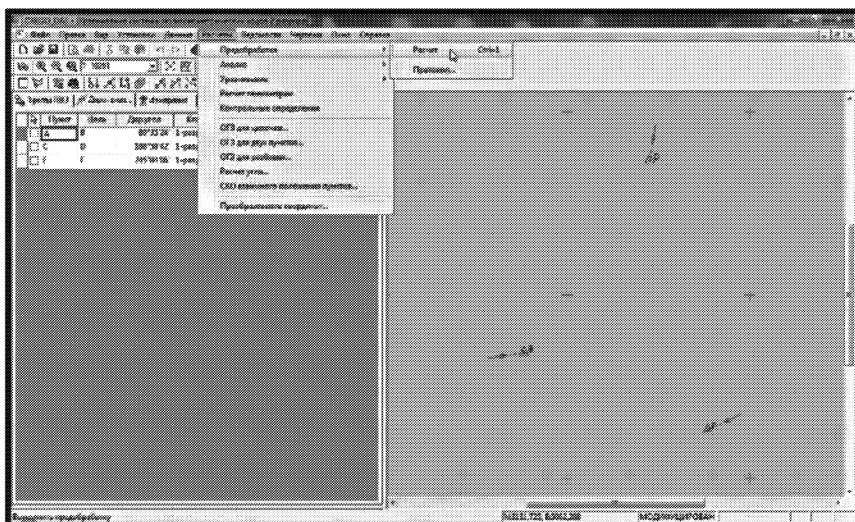


Рис. П.1.16. Окно системы в режиме — предварительная обработка измерений

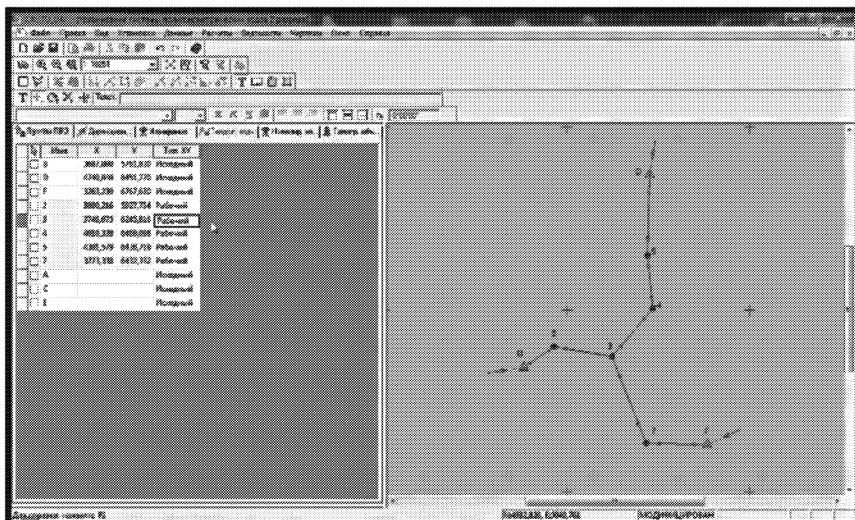


Рис. П.1.17. Окно системы в режиме — предварительная обработка измерений (результаты предварительной обработки измерений)

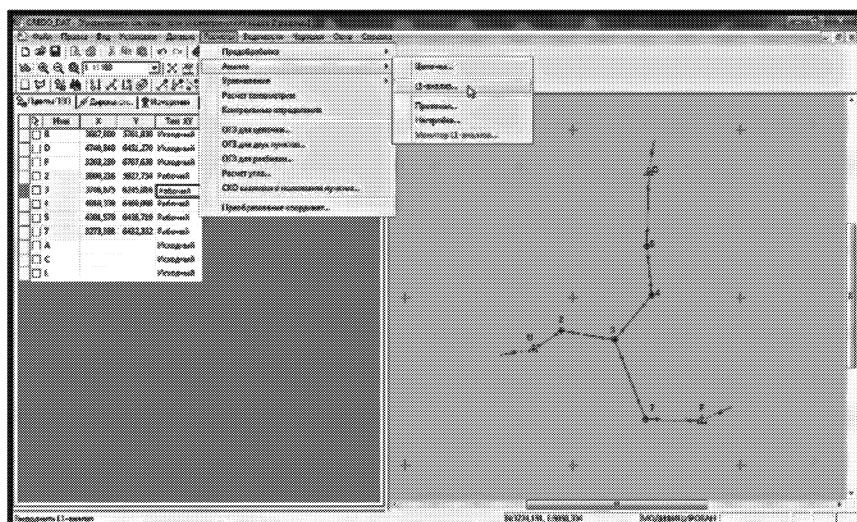


Рис. П.1.18. Окно системы в режиме — выявление грубых ошибок угловых и линейных измерений

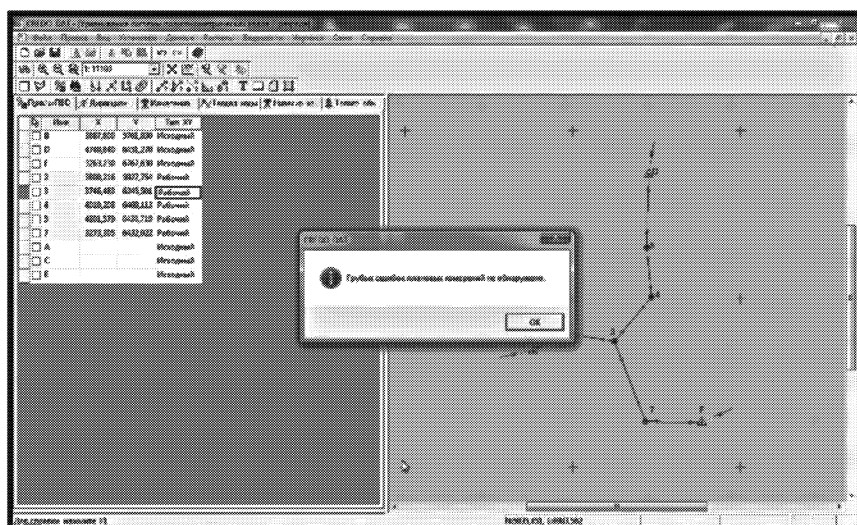


Рис. П.1.19. Окно системы в режиме — выявление грубых ошибок угловых и линейных измерений (выявление грубых плановых ошибок)

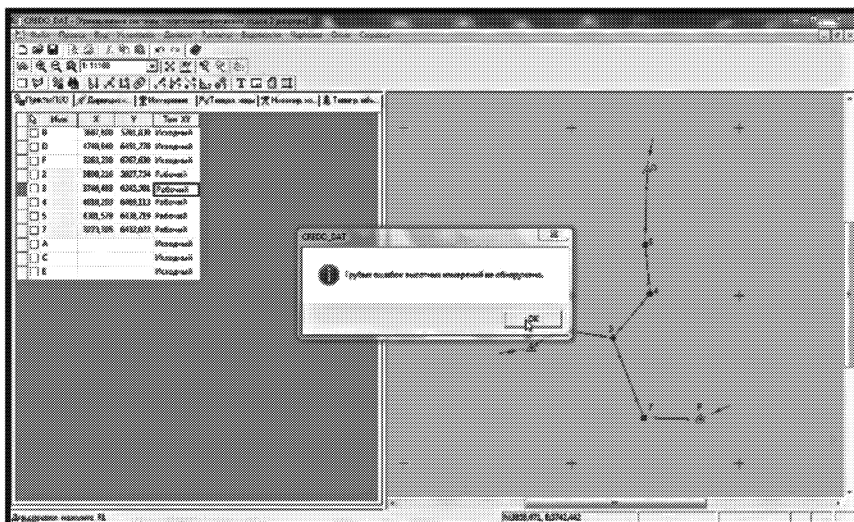


Рис. П.1.20. Окно системы в режиме — выявление грубых ошибок угловых и линейных измерений (выявление грубых высотных ошибок)

6. Уравнивание координат пунктов планово-высотного обоснования.

Необходимо обратить особое внимание на настройки параметров уравнивания и априорную точность измерений (рис. 9.24, 9.25), которые существенно влияют на качество уравнивания, особенно при совместном уравнивании разнородных сетей.

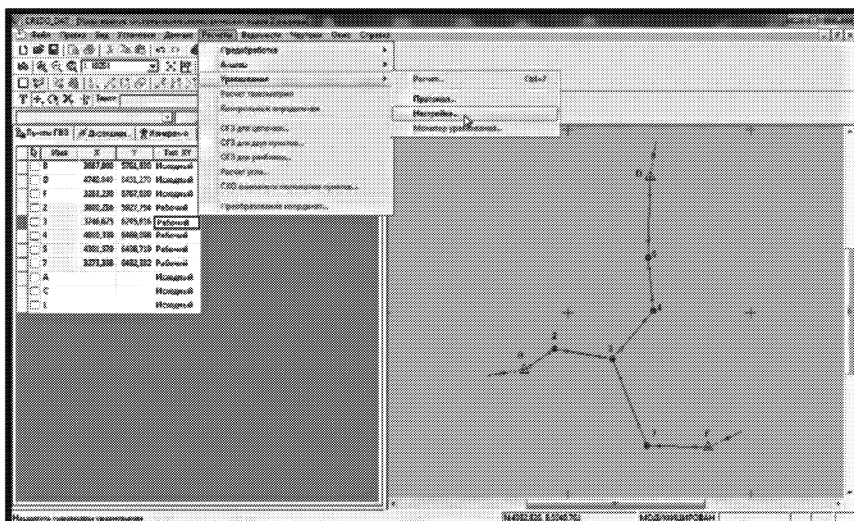


Рис. П.1.21. Окно системы в режиме — уравнивания (настройка параметров уравнивания)

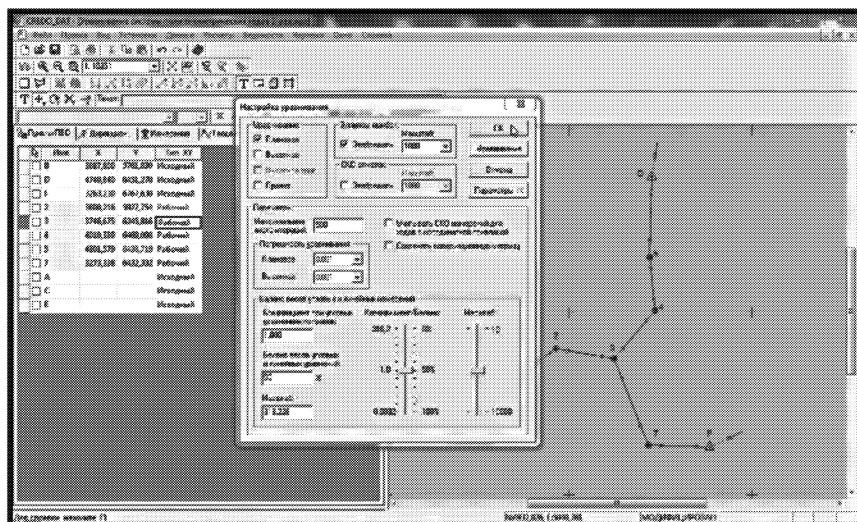


Рис. П.1.22. Окно системы в режиме — уравнивания (выбор параметров уравнивания)

Порядок выполнения действий при уравнивания показан на рис. П.1.23 и П.1.24.

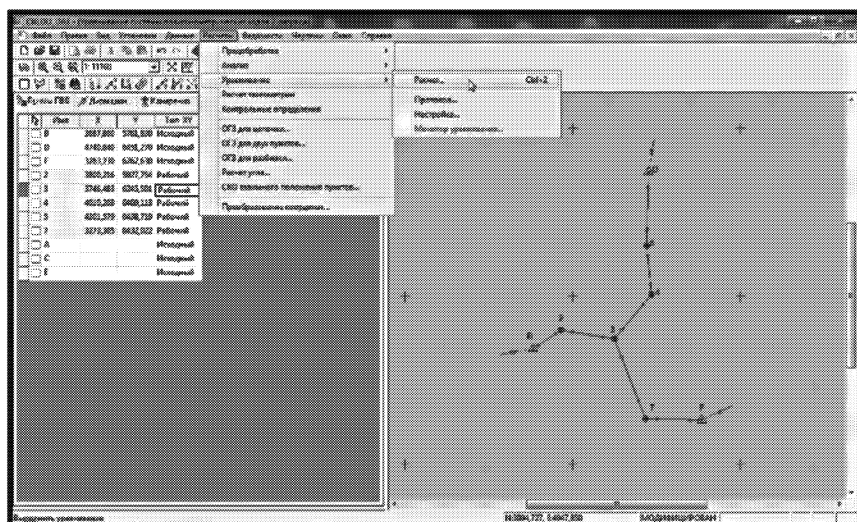


Рис. П.1.23. Окно системы в режиме — уравнивания (расчет)

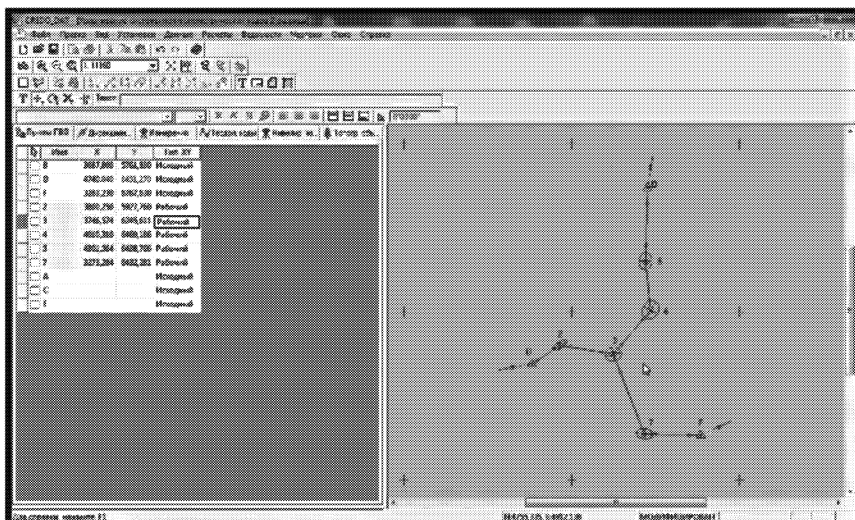


Рис. П.1.24. Окно системы в режиме — уравнивания (результаты уравнивания)

7. Подготовка отчетов. Генератор отчетов позволяет сформировать шаблоны выходных документов в соответствии с принятым стандартом (рис. П.1.25 — П.1.29).

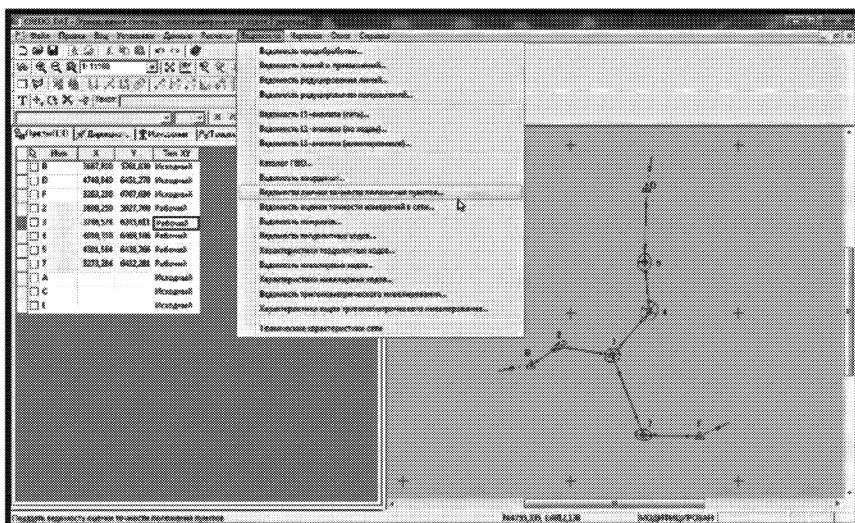


Рис. П.1.25. Окно системы в режиме — подготовка отчетов по уравниванию

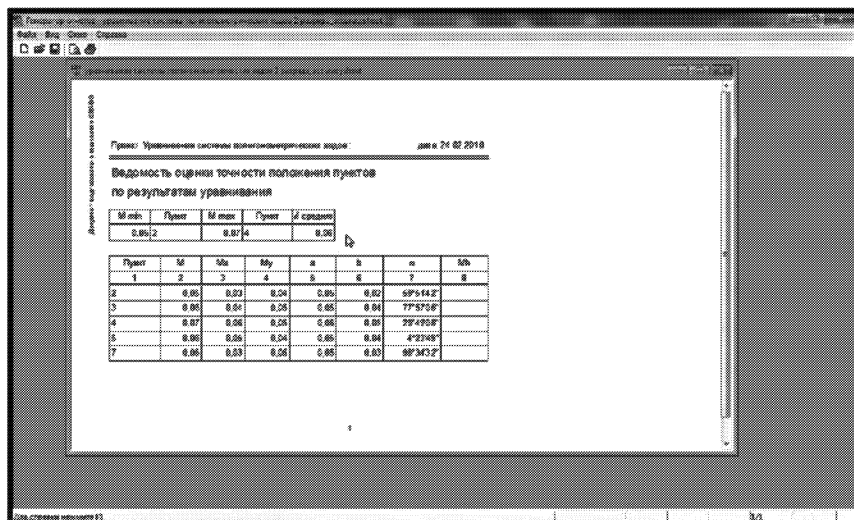


Рис. П.1.26. Окно системы в режиме — подготовка отчетов по уравниванию

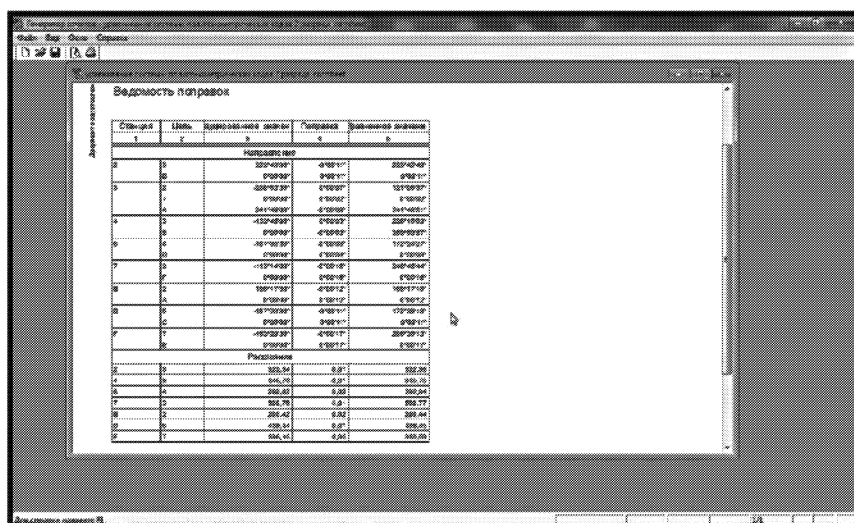


Рис. П.1.27. Окно системы в режиме — подготовка отчетов по уравниванию



“



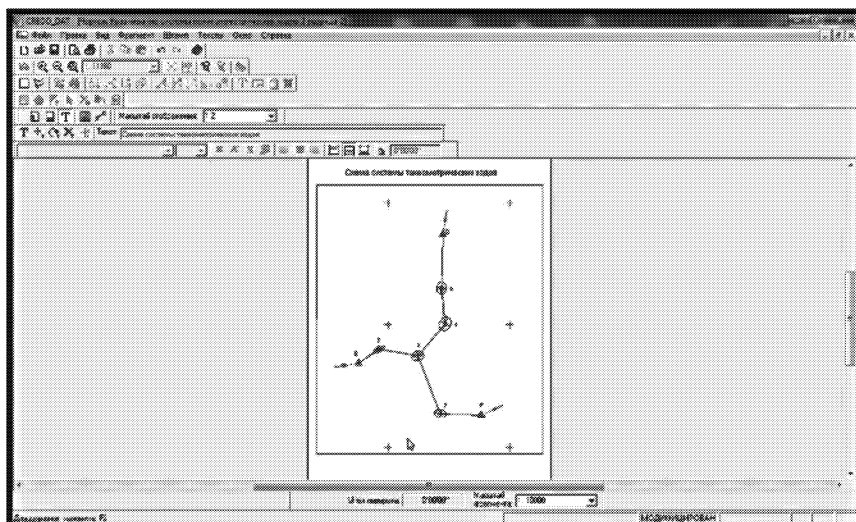


Рис. П.1.32. Окно системы в режиме — создание чертежей

9. Экспорт данных в систему Топоплан 1.0, ГИС, текстовые файлы.

При необходимости можно экспортировать результаты уравнивания в другие системы, например Топоплан 1.0, ГИС или текстовые файлы (рис. П.1.33, П.1.34).

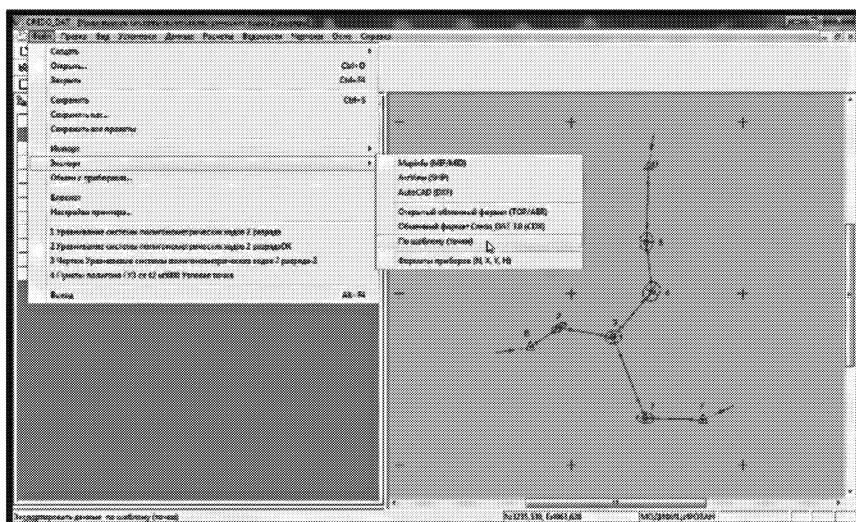


Рис. П.1.33. Окно системы в режиме — экспорт данных (выбор формата экспорта)

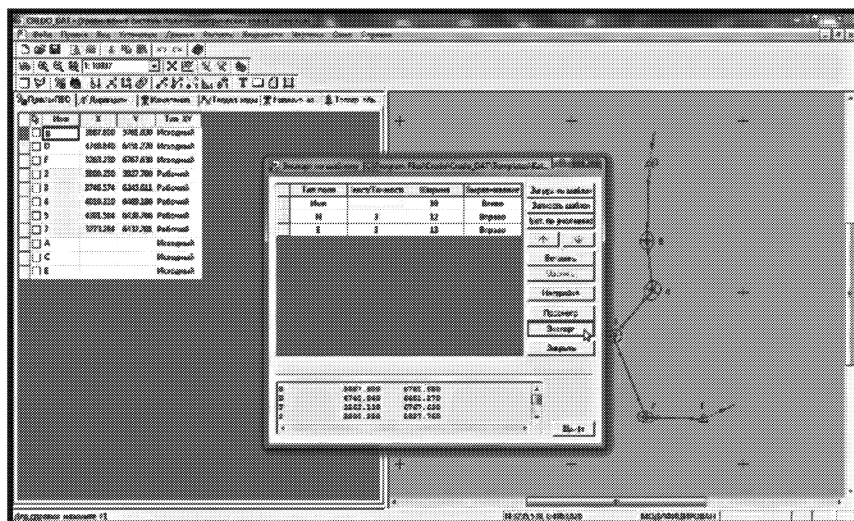


Рис. П.1.34. Окно системы в режиме — экспорт данных (настройка формата экспорта)

■ **Обработка GPS измерений с применением программы Trimble Geomatics Office (TGO-1.60)**

Программа TGO 1.60 позволяет выполнять следующее:

1. Обработку данных GPS, электронных тахеометров, цифровых нивелиров.
2. Оценку точности и контроль качества данных.
3. Импорт и экспорт проектов трасс.
4. Импорт и экспорт геодезических данных.
5. Построение горизонталей и цифровых моделей местности.
5. Поддержку различных ИГД и картографических проекций.
6. Создание местных систем координат на основе встроенных систем координат.
7. Сбор и экспорт ГИС данных.
8. Включение в обработку отдельных точек и измерений.
9. Обработку топокодов.
10. Создание отчетов.
11. Управление геодезическими проектами.
12. Обработку базовых GPS линий.
12. Уравнивание геодезических сетей с данными GPS и электронных геодезических приборов.

Порядок обработки GPS измерений с использованием программы TGO 1.60 иллюстрирует блок-схема, представленная на рис. П.2.1.

**Блок-схема
обработки GPS измерений
с применением программы TGO 1.60**

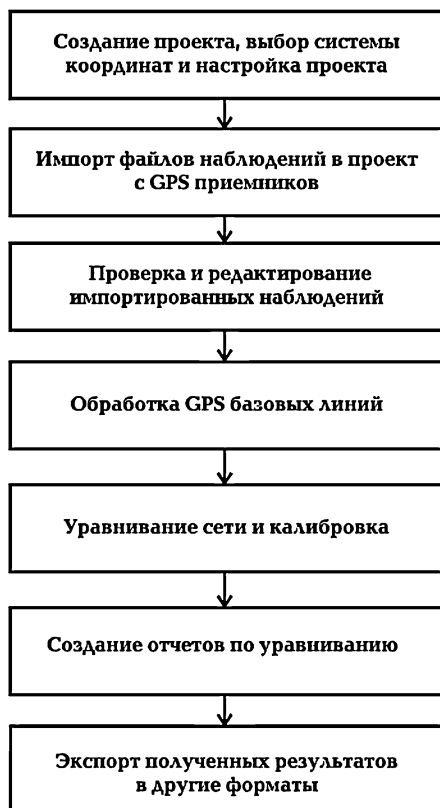


Рис. П.2.1

Рассмотрим обработку GPS измерений, выполненных в режиме статика приемниками Trimble 4600 и Trimble 4700 с целью получения координат пунктов Какуз1 и Какуз2 (рис. П.2.2). Для калибровки измерений использовались пункты ГГС: Чулково и Щеголево.

Схема геодезической сети

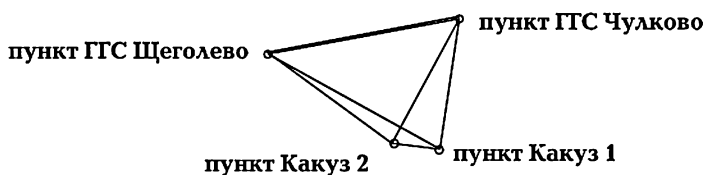


Рис. П.2.2

Схема обработки GPS измерений включает следующие этапы:
 1. Создание проекта, выбор системы координат и настройка проекта (рис. П.2.3–П.2.9).

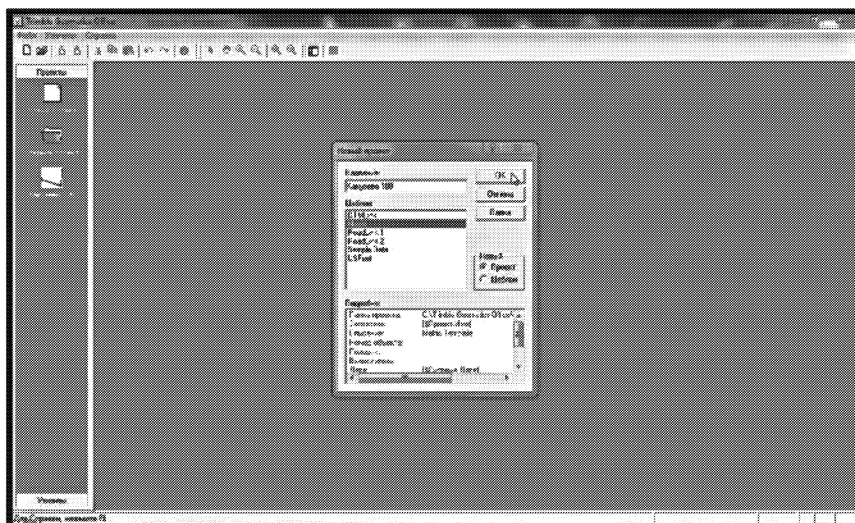


Рис. П.2.3. Окно программы в режиме создания нового проекта

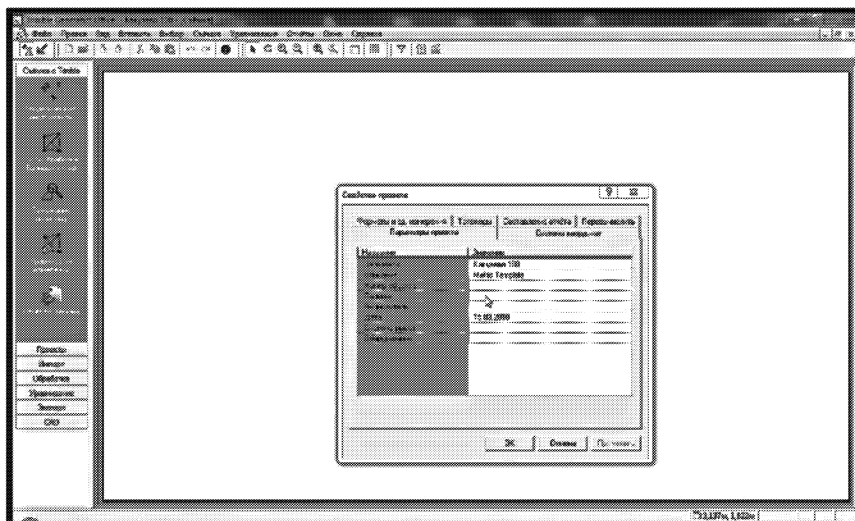


Рис. П.2.4. Окно программы в режиме свойства проекта

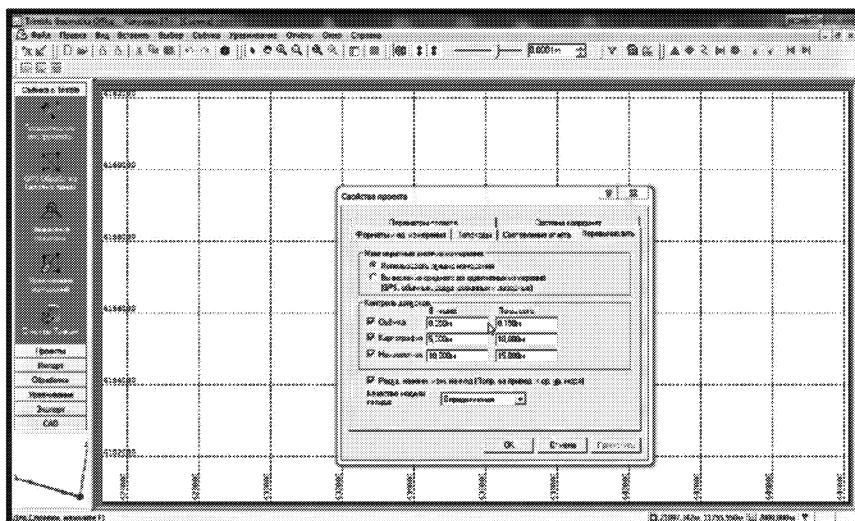


Рис.П.2.7. Окно программы в режиме свойства проекта
установка допусков

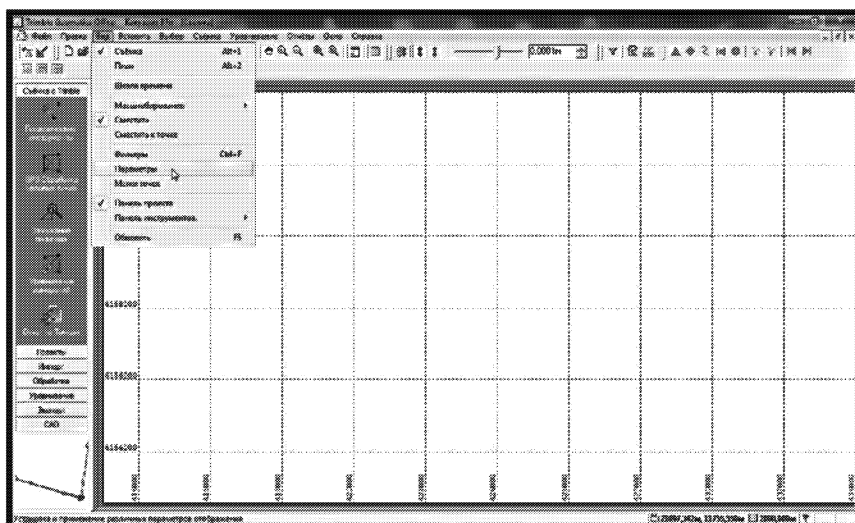


Рис. П.2.8. Окно программы в режиме параметры графического
отображения проекта

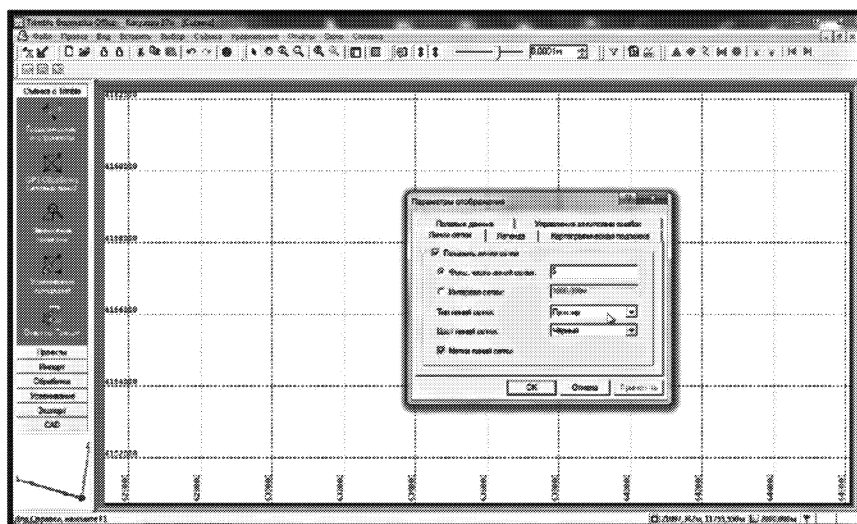


Рис. П.2.9. Окно программы в режиме параметры графического отображения проекта (параметры отображения)

2. Импорт файлов наблюдений в проект с GPS-приемников (рис. П.2.10 – П.2.12).

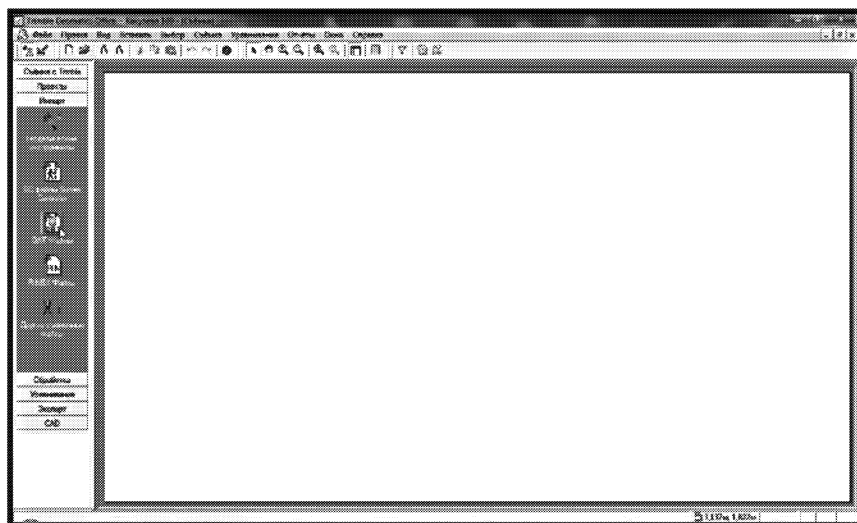


Рис. П.2.10. Окно программы в режиме импорта файлов наблюдений в проект из GPS-приемников

Файлы приемников Trimble (.dat). В этих файлах содержатся результаты измерений полученные GPS-приемниками Trimble. Эти

файлы обычно записываются в память приемника или на карту памяти накопителя данных Trimble. Эти файлы переносятся из устройства съемки в Trimble Geomatics Office для обработки. Содержащиеся в них результаты измерений используются процессором для вычисления базовых линий с применением способов обработки статической, быстростатической и кинематической съемок.



Рис. П.2.11. Окно программы в режиме импорта файлов наблюдений в проект из GPS-приемников выбор формата файлов

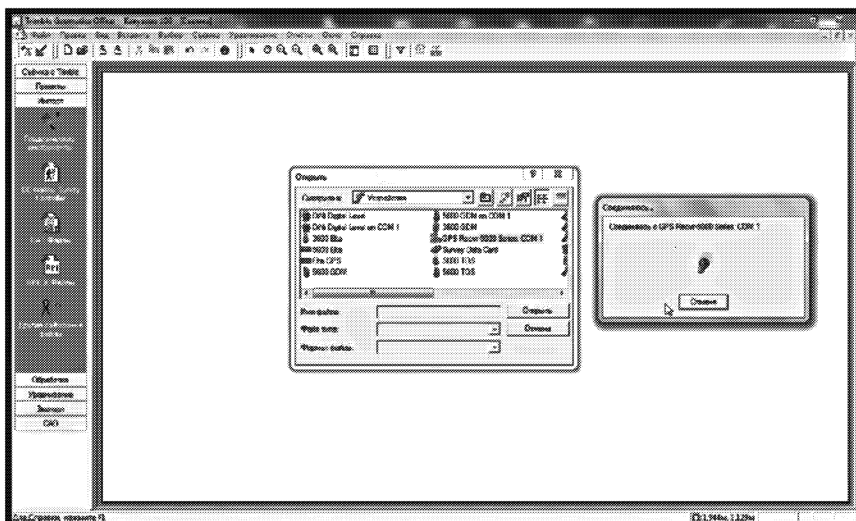


Рис. П.2.12. Окно программы в режиме импорта файлов наблюдений в проект из GPS-приемников соединение с приемником

3. Проверка и редактирование наблюдений (рис. П.2.13 – П.2.14).

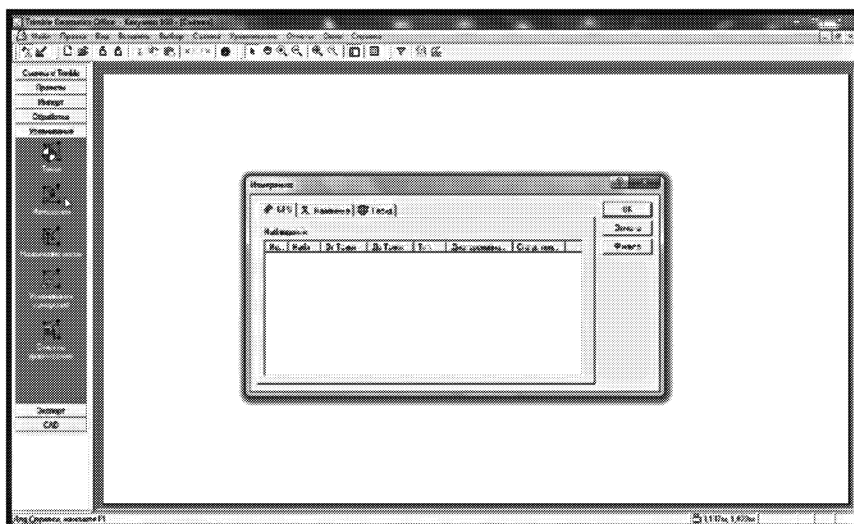


Рис. П.2.13. Окно программы в режиме проверки и редактирования импортированных файлов наблюдений в проект из GPS-приемников

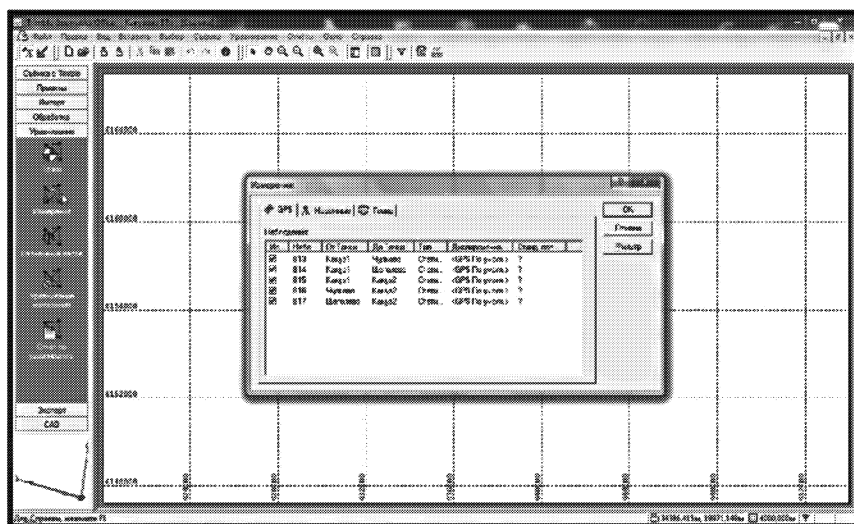


Рис. П.2.14. Окно программы в режиме проверки и редактирования импортированных файлов наблюдений в проект из GPS-приемников

4. Обработка GPS базовых линий (рис. П.2.15 – П.2.16).

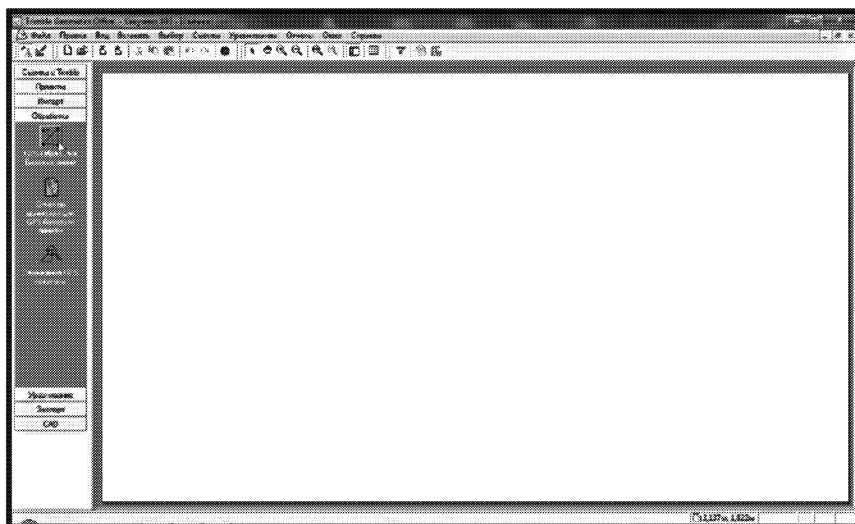


Рис. П.2.15. Окно программы в режиме обработки GPS базовых линий

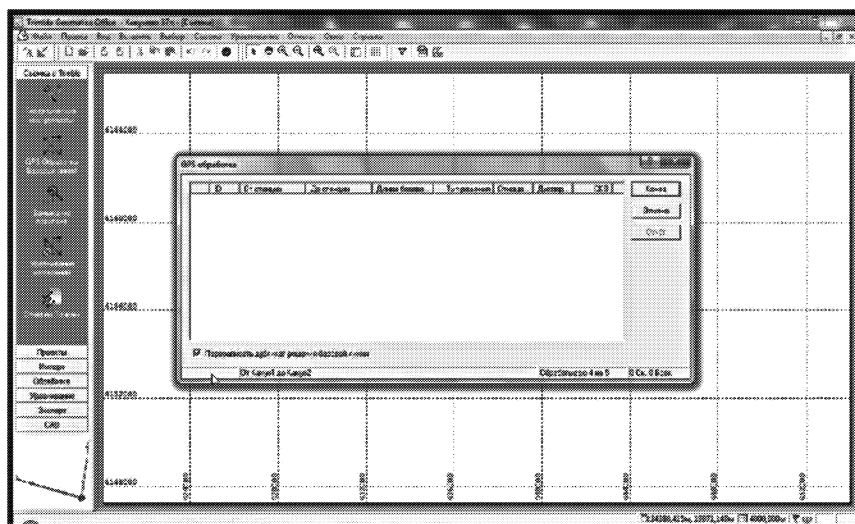


Рис. П.2.16. Окно программы в режиме обработки GPS базовых линий

5. Уравнивание сети и калибровка (рис. П.2.17 – П.2.20).

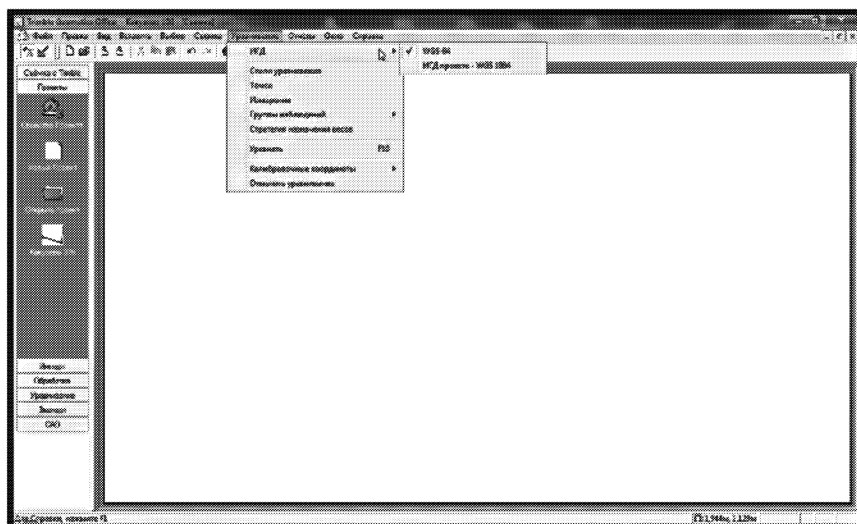


Рис. П.2.17. Окно программы в режиме уравнивания измерений — установка ИГД WGS-84

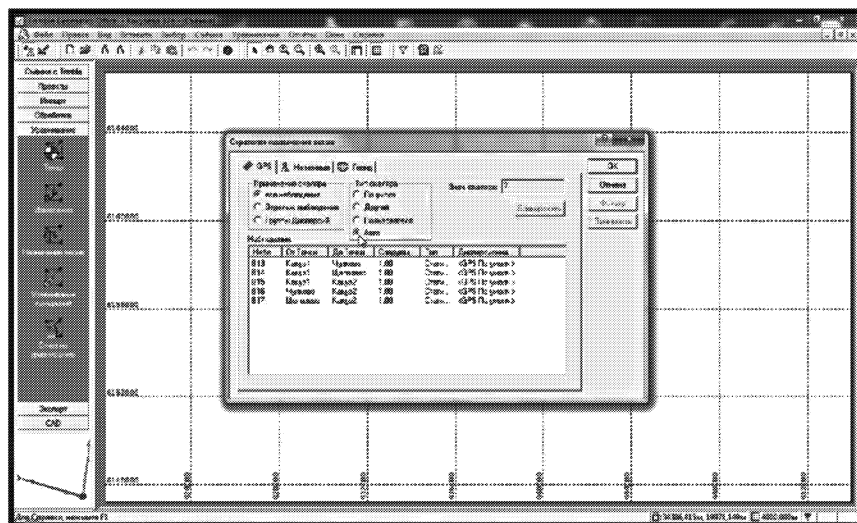


Рис. П.2.18. Окно программы в режиме уравнивания измерений-задание весов измерений

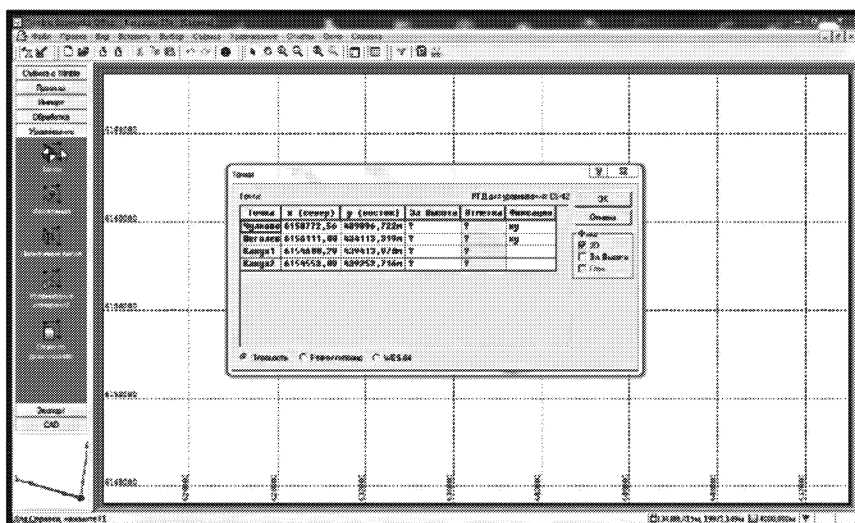


Рис. П.2.19. Окно программы в режиме уравнивания измерений-калибровка (фиксация) координат

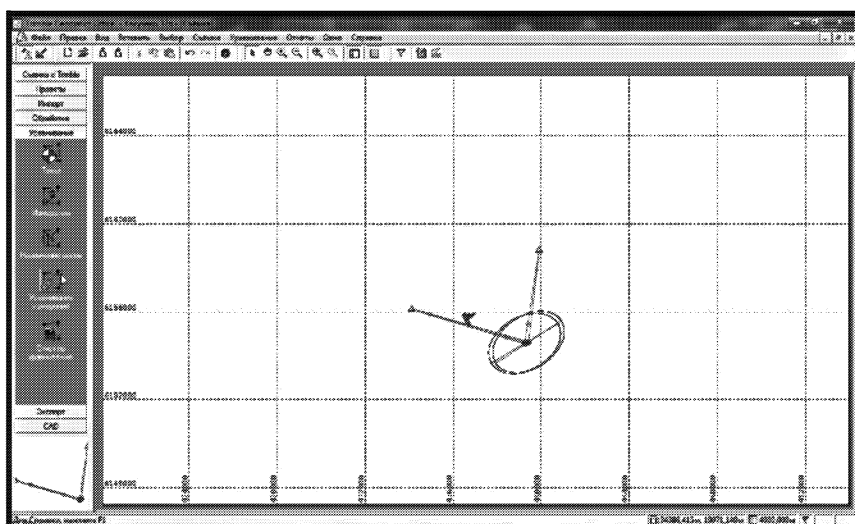


Рис. П.2.20. Окно программы в режиме уравнивания измерений-результаты уравнивания в графической форме с эллипсами ошибок

6. Создание отчетов по уравниванию (рис. П.2.21 – П.2.22).

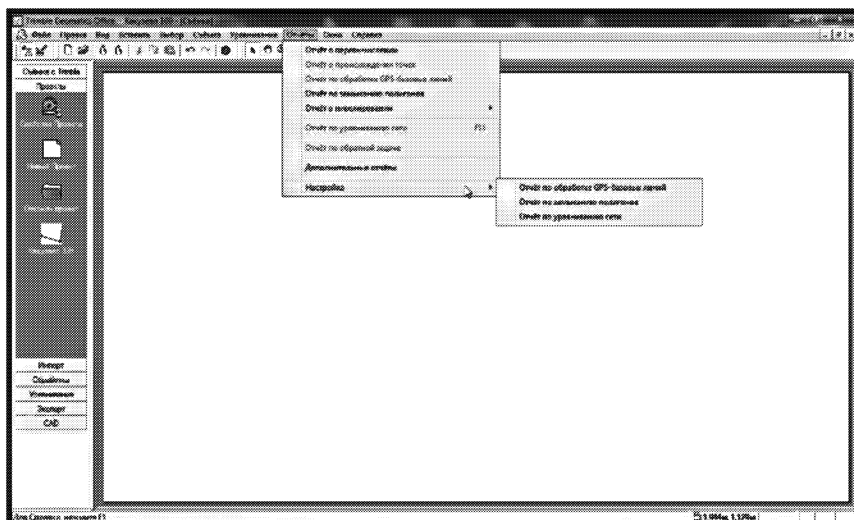


Рис. П.2.21 Окно программы в режиме составления отчета по уравниванию измерений

Отчет по уравниванию сети

Проект: Какузеве 37п

Имя пользователя	Юра	Дата/время	23:23:06 15.03.2010
Система координат	Russia	Зона	Zone 7
ИГД Проекта			
ИГД Высот		Модель Геоида	EGM96 (Global)
Ед. изм. координат	Метры		
Ед. изм. расстояний	Метры		
Ед. изм. высот			

Установки стиля уравнивания — 95 % Доверительный интервал

Допустимая поправка

До последнего приближения	:	0,000010 м
Итоговое схождение	:	0,005000 м

Показать ковариацию

В плане

Распространяющаяся линейная ошибка [E]	:	США
Постоянная темп. [C]	:	0,00000000 м
Масштабная или линейная ошибка [S]	:	1,96

Трехмерный

Распространяющаяся линейная ошибка [E]	:	США
Постоянная темп. [C]	:	0,00000000 м
Масштабная или линейная ошибка [S]	:	1,96

В вычисления были использованы ошибки отметок

Элементы уравнивания

Вычисление корреляций для геоида	:	Ложь
----------------------------------	---	------

Выполнено уравнивание в плане и по высоте

Ошибки установки

GPS

Ошибка в высоте антенны	:	0,000 м
Ошибка центрирования	:	0,000 м

Итоговая статистика

Успешное уравнивание за 1 итераций(и)

СКО ед. веса сети	:	1,00
Тест Кси квадрат ($\alpha = 95 \%$)	:	ПРОЙДЕН
Степень свободы	:	5,00

Статистика GPS измерений

Коэффициент дисперсии	:	1,00
Число избыточных (r)	:	5,00

Индивидуальная статистика GPS измерений

ID Наблюдения	Коэффициент дисперсии	Число избыточных
B13	0,52	1,15
B14	0,29	1,78
B15	0,41	0,04
B16	0,97	1,08
B17	1,92	0,95

Стратегия весов

GPS Наблюдения

Пользовательский скаляр применен ко всем измерениям

Скаляр	:	3,91
--------	---	------

Уравненные координаты

Уравнивание выполнено в CS-42

:	4
:	2
:	2

Уравненные координаты на плоскости

Отчет по ошибкам 1,96σ.

Название точки	x (север)	X ошибка	y (восток)	Y ошибка	Отметка	Y ошибка	Фикс.
Какуз1	6154600,299 м	0,008 м	439413,970 м	0,009 м	Нет данных	Нет данных	
Чулково	6158772,565 м	0,000 м	439896,722 м	0,000 м	Нет данных	Нет данных	х у
Щеголево	6156111,002 м	0,000 м	434113,319 м	0,000 м	Нет данных	Нет данных	х у
Какуз2	6154553,097 м	0,007 м	439252,716 м	0,009 м	Нет данных	Нет данных	

Уравненные Геодезические координаты

Отчет по ошибкам 1,96σ.

Название точки	Широта	X ошибка	Долгота	Y ошибка	Эл Высота	h ошибка	Фикс.
Какуз1	55°30'38,16137°С	0,008 м	38°02'27,74448°В	0,009 м	Нет данных	Нет данных	
Чулково	55°32'53,26662°С	0,000 м	38°02'51,99080°В	0,000 м	Нет данных	Нет данных	Ш и р . Долг.
Щеголево	55°31'24,53394°С	0,000 м	37°57'24,46983°В	0,000 м	Нет данных	Нет данных	Ш и р . Долг.
Какуз2	55°30'36,56327°С	0,007 м	38°02'18,59474°В	0,009 м	Нет данных	Нет данных	

Разности координат

Название точки	Δх (север)	Δу (восток)	ΔОтметка	ΔЭл Высота	ΔПревышение Геоида
Какуз1	0,000 м	0,000 м	Нет данных	Нет данных	Нет данных
Чулково	0,000 м	0,000 м	Нет данных	Нет данных	Нет данных
Щеголево	0,000 м	0,000 м	Нет данных	Нет данных	Нет данных
Какуз2	0,000 м	0,000 м	Нет данных	Нет данных	Нет данных

Контроль текущих координат

Показывать разницу текущих и уравни. значений координат.

Название точки	Δх (север)	Δу (восток)	ΔОтметка	ΔЭл Высота
Чулково	Нет данных	Нет данных	Нет данных	Нет данных
Щеголево	Нет данных	Нет данных	Нет данных	Нет данных

Уравненные измерения

Уравнивание выполнено в CS-42

GPS Наблюдения

GPS Группы трансформации: <GPS По умолч.>

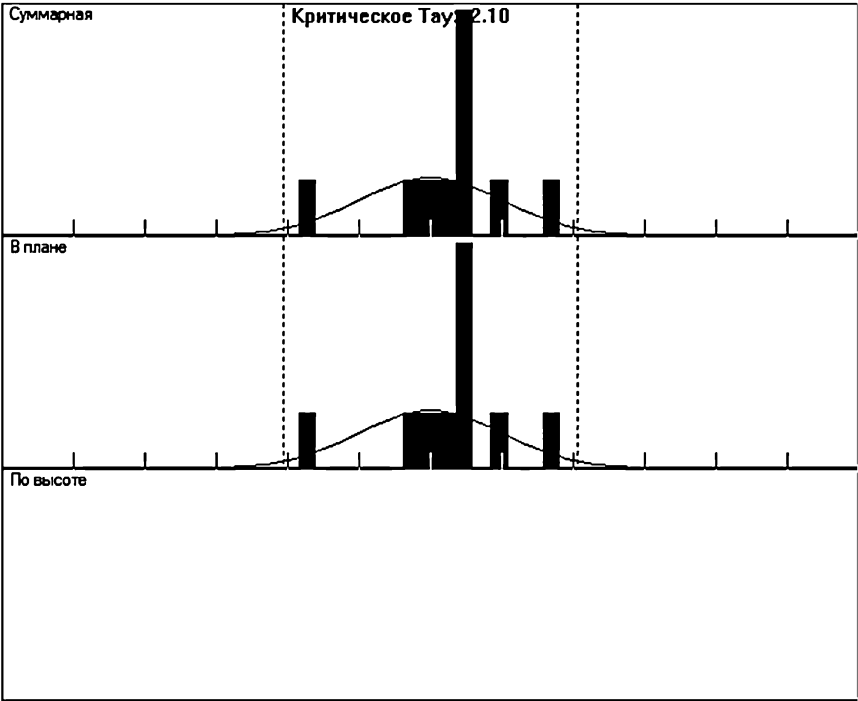
Разворот Азимута	:	-0°00'06,5343"	(1,96σ)	:	0°00'00,4372"
------------------	---	----------------	---------	---	---------------

Число измерений	:	0
Кол-во отбракованных	:	0

Уравненные измерения (Критическое Тау = 2,10). Любые отбракованные в Красный.

Набл. ID	От Тчк.	До Тчк.		Наблюдение	Апостериорная ошибка (1,96σ)	Поправка	Станд. Поправка
B17	Щеголево	Какуз2	Аз.	106°00'06,7736"	0°00'00,3572"	-0°00'00,2782"	-1,82
			ΔВыс.	?	?	?	?
			Расст.	5370,068м	0,008м	0,006м	1,78
B16	Чулково	Какуз2	Аз.	187°53'27,8205"	0°00'00,1922"	0°00'00,0530"	0,54
			ΔВыс.	?	?	?	?
			Расст.	4268,141м	0,008м	0,005м	1,12
B15	Какуз1	Какуз2	Аз.	252°53'30,3485"	0°00'02,1313"	-0°00'00,0133"	-0,10
			ΔВыс.	?	?	?	?
			Расст.	168,013м	0,001м	0,000м	0,53
B13	Какуз1	Чулково	Аз.	5°48'27,5224"	0°00'00,1912"	0°00'00,0519"	0,50
			ΔВыс.	?	?	?	?
			Расст.	4199,914м	0,008м	0,002м	0,44
B14	Какуз1	Щеголево	Аз.	285°06'55,4957"	0°00'00,3548"	-0°00'00,1467"	-0,30
			ΔВыс.	?	?	?	?
			Расст.	5511,455м	0,008м	0,002м	0,18

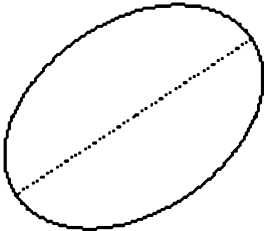
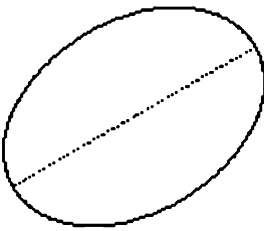
Гистограмма нормализованных поправок



НОРМАЛИЗОВАННЫЕ ПОПРАВКИ

Тау

Эллипсы ошибок точки

Какуз1	Какуз2	
 33°	 30°	
Размер эллипса ошибок: 0,0001 м. Горизонтальный двухмерный скаляр: 2,45σ. Вертикальный двухмерный скаляр: 1,96σ		

Уравнивание выполнено в CS-42

От Точки	До Точки		Компоненты	Апостериорная ошибка (1,96σ)	Точн. в плане (Отношение)	3D Точность (Отношение)
Какуз1	Чулково	Аз.	5°48'34,0566"	0°00'00,4150"	1:534473	1:0
		ДВыс.	?	?		
		ДОтм.	?	?		
		Расст.	4199,914 м	0,008 м		
Какуз1	Щеголево	Аз.	285°07'02,0300"	0°00'00,3123"	1:691396	1:0
		ДВыс.	?	?		
		ДОтм.	?	?		
		Расст.	5511,455 м	0,008 м		
Какуз1	Какуз2	Аз.	252°53'36,8827"	0°00'02,1617"	1:139999	1:0
		ДВыс.	?	?		
		ДОтм.	?	?		
		Расст.	168,013 м	0,001 м		
Чулково	Какуз2	Аз.	187°53'34,3548"	0°00'00,4083"	1:548759	1:0
		ДВыс.	?	?		
		ДОтм.	?	?		
		Расст.	4268,141 м	0,008 м		
Щеголево	Какуз2	Аз.	106°00'13,3079"	0°00'00,3149"	1:667715	1:0
		ДВыс.	?	?		
		ДОтм.	?	?		
		Расст.	5370,068 м	0,008 м		

Рис. П.2.22

7. Экспорт полученных результатов в другие форматы (рис. П.2.23).

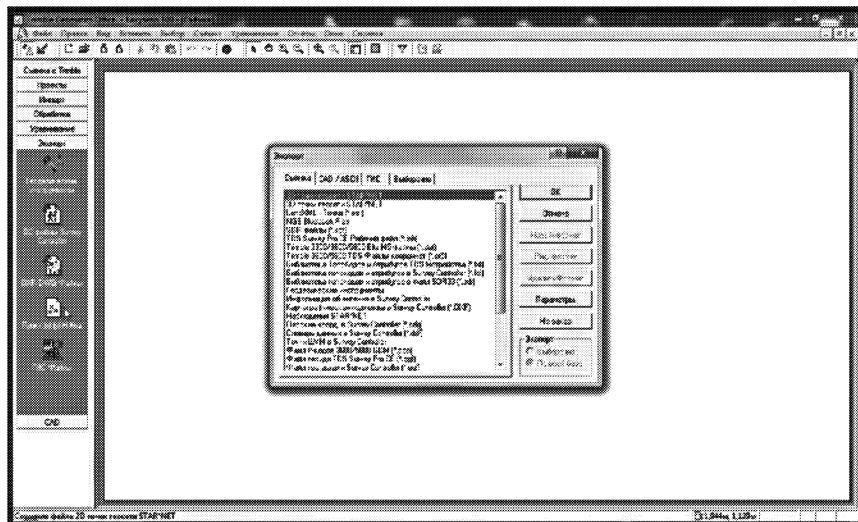


Рис. П.2.23. Окно программы в режиме экспорта полученных результатов в другие форматы

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Батраков Ю.Г. Геодезические сети специального назначения. М.: Картгеоцентр-Геодезиздат, 1999.
2. Генике А.А., Побединский Г.Г. Глобальная спутниковая система определения местоположения GPS и ее применение в геодезии. М.: Картгеоцентр-Геодезиздат, 1999.
3. Голубев А.Н. Глобальные спутниковые навигационно-геодезические системы. М.: МГУТиК, 2003.
4. Захаров А.И. Геодезические приборы. М.: Недра, 1989.
5. Инструкция по развитию съёмочного обоснования и съёмки ситуации и рельефа с применением глобальных навигационных спутниковых систем ГЛОНАСС и GPS. М.: ЦНИИГАиК, 2002.
6. Инструкция по нивелированию I, II, III и IV классов. М.: Недра, 1990.
7. Инструкция по топографической съёмке в масштабах 1:5000, 1:2000, 1:1000 и 1:500. М.: Недра, 1982.
8. Инструкция по межеванию земель. М.: Роскомзем, 1996.
9. Космическая геодезия / В. Н. Баранов, Е. Г. Бойко и др. М.: Недра, 1986.
10. Кузнецов П.Н. Геодезия. М.: Недра, 2003.
11. Маслов А.В., Гордеев А.В., Батраков Ю.Г. Геодезия. М.: КолосС, 2006.
12. Маслов А.В., Юнусов А.Г., Горохов Г.И. Геодезические работы при землеустройстве. М.: Недра, 1990.
13. Методические рекомендации по проведению межевания объектов землеустройства. М.: Росземкадастр, 2003.
14. Неумывакин Ю.К., Смирнов А.С. Практикум по геодезии. М.: Недра, 1985.
15. Основные положения о государственной геодезической сети России. М.: Роскартография, Топографическая служба ВС РФ, 1997.
16. Основные положения об опорной межевой сети. М.: Росземкадастр, 2002.
17. Серапинас Б.Б. Глобальные системы позиционирования. М.: ИКФ «Каталог», 2002.
18. Спутниковая система межевая земель. Проспект. М.: Госземкадастр-съёмка, 2003.
19. Парамонова Е.Г., Юнусов А.Г. Геодезические работы в мелиоративном строительстве. М.: Недра, 1990.
20. Медведев Е.М., Данилин И.М., Мельников С.Р. Лазерная локация земли и леса. М.: Геолидар, Геокосмос; Красноярск: Институт леса им. В.Н. Сукачева СО РАН, 2007.
21. Михайлов А.П. Конспект лекций по сканерным снимкам. М.: МИИГАиК, 2002.
22. Интернет-ресурсы: www.riegl.com; www.trimble.com; www.npopm.ru; www.rirt.ru; www.credo-dialogue.com.

А

Абрис 203, 228

Азимут:

астрономический 25

географический 25

магнитный 156

обратный 25

прямой 25

Алидада 125

Аппаратура пользователей 319

Б

Базис 105, 304

Башмак 163, 166

Биссектор 130

Буссоль 28

В

Вертикальный круг 123

Весы измерений 249—252

Вешение 101

Винт:

закрепительный 127, 129

исправительный 129, 135, 136

наводящий 127, 129

подъемный 127, 129

становой 126, 206

элевационный 167, 170

Время:

международное атомное 318

Высота:

знака 22

нивелира 164

прибора (инструмента) 22, 164

сечения рельефа 58

точки 22, 164

Г

Геодезия 4—6, 14—15

Геодезическая сеть:

государственная 33, 303—311

местная 33

съёмочная 33, 34, 199

Геоид 16

Гора (холм) 56

Горизонт нивелира 164

Горизонталь 58, 67

Горизонтальное положение 63, 108

Горизонтальный круг 122

угол 121

Горизонтирование прибора 152

Д

Дальномер:

нитяный 111—114, 131

оптический 111—114

электромагнитный 115

Долгота 19

Е

Единицы измерений 30—32

Ж

Журнал измерений 33

З

Задача:

обратная геодезическая 37

прямая геодезическая 36

Задержка сигнала:

в атмосфере 321

в ионосфере 321

в тропосфере 321

Засечка:

- линейная 122, 182, 202, 270
- комбинированная 276—281
- обратная угловая 182, 273—276
- прямая угловая 122, 182, 202, 268

Земля 16

Знак:

- геодезической сети 100
- нивелирный 100

Зоны шестиградусные, трехградусные 285—287

Зрительная труба 129, 131

И

Измерения:

- высот точек 159—160
- горизонтального угла 122
- линий местности 104—107
- на карте (плане) 50, 53, 63, 88
- на местности 91—93, 99—107

Искажение площадей 89, 288

К

Карта 48

Кипрегель 209

Компарирование 104

Координаты:

- географические 19
- геодезические 73
- полярные 122, 201
- прямоугольные 18, 186, 285

Котловина 56

Коэффициент дальномера 112

Кремальера 130, 152

Л

Лимб 122, 125, 153

Линза эквивалентная 112

Линия визирования 129, 131

Лощина 57

М

Масштаб:

- линейный 50, 51
- поперечный 52, 53
- численный 50

Мензула 206—211

Меридиан:

- геодезический 19
- географический 72
- гринвичский 18, 20
- магнитный 27
- осевой 21

Место нуля 143—148

Метод:

- дифференциальный 332
- фазовый 332

Микрометр оптический 133, 134

Микроскоп шкаловый 133, 134

Н

Невязка

- в периметре полигона (хода) 189
- в превышениях 179
- в приращениях координат 188
- допустимая 189
- относительная 188
- угловая 94, 187

Нивелир 162

Нивелирование:

- геометрическое 160
- техническое 161
- тригонометрическое 160, 177

Номенклатура топографических карт 292—298

Нормаль 108, 109

Нуль Кронштадтского футштока 23

Нуль-пункт уровня 135

О

Обоснование съёмочное 181, 199

Объектив 130

Окуляр 130

Ось:

- вертикальная теодолита 124
- визирная 124, 131
- горизонтальная 124
- земная 18
- уровня 124, 135

Опорная межевая сеть 334

Отражатель 338

Оценка точности:

- измерений линейных 244—246
- неравноточных 250—252
- углов и превышений 240—243

П

- Палетка квадратная 74
- линейная 74
- План 48
- Планиметр полярный 75, 77, 85
- линейный 75, 85, 86
- Планшет 211
- Плоскость:
 - вертикальная 121
 - горизонтальная 121
 - коллимационная 133
- Поверхность:
 - геоида 16
 - Земли 16
 - Мирового океана 16
 - уровенная 16, 23
 - эллипсоида 16
- Погрешности измерений:
 - грубые 288
 - систематические 237
 - случайные 233
- Погрешность:
 - абсолютная 94, 107, 236
 - относительная 95, 107, 236
 - среднеквадратическая 95, 236
- Погрешность коллимационная 141, 150
- Позиционирование спутниковое 325
- Поле зрения зрительной трубы 132
- Полигонометрия 309—311
- Поправка:
 - в превышения 179
 - в приращения координат 189
 - в углы 187
 - за компарирование 104
 - за кривизну Земли 178
 - за рефракцию 178
- Постобработка 329
- Приемники спутниковые 327
- Приращения координат 36
- Проекция Гаусса — Крюгера
 - картографическая 285—292
- Профиль местности 48, 65
- Пункт исходный (опорный) 33

Р

- Редуцирование линий 16
- Рельеф 56, 57

- Рен отсчетной системы 150
- Румб 27

С

- Сближение меридианов 25, 26
- Сектор:
 - контроля и управления 319
 - космический 319
 - пользователя 319
- Сигнал спутниковый 325
- Скатштрих (бергштрих) 59
- Система глобальная спутниковая 312
- Система координат:
 - геоцентрическая 18
 - референцная 19
 - сферическая прямоугольная 18
 - эллипсоидальная 19
- Среднее арифметическое 254
- Сущность уравнивания 238, 253
- Схема:
 - тахеометра структурная 335
 - теодолита оптическая 126
- Съемка:
 - горизонтальная 34, 198
 - мензульная 34
 - местности 34, 198
 - ситуации и рельефа 34
 - теодолитная 34, 199
 - тахеометрическая 34

Т

- Тахеометр номограммный 221, 222
- электронный 335
- Теодолит 124, 128—134
- Теодолитный ход 184, 190, 199
- Точка связующая 165
- Точность:
 - визирования 132
 - измерений 52
 - масштаба 53
 - положения пункта 246
- Триангуляция 304

У

- Угол:
 - горизонтальный 120, 121
 - дирекционный 26, 29, 71

наклона 63, 64, 109, 121, 146
примычный 185, 190
Уклон линии 63
Уровень:
 круглый 135
 цилиндрический 136—139
Условные знаки 54, 55

Ф

Фактор геометрический 325
Фигура (форма) Земли 16
Формы рельефа 56—60

Х

Ход:
 висячий 166
 диагональный 182
 нивелирный 165
 теодолитный 182, 184, 190
Холм 56
Хребет 57

Ц

Цена деления:
 лимба 125
 планиметра 78
 уровня 136
Центрирование прибора 127, 151
Цифры значащие 97, 98

Ш

Широта 19, 72

Э

Эксцентриситет алидады 152
Электронный тахеометр 335
Эллипсоид 17
Эфемериды спутника 320

Ю

Юстировка 126

ОГЛАВЛЕНИЕ

ПРЕДИСЛОВИЕ	3
-------------------	---

Глава 1

ОСНОВНЫЕ ПОНЯТИЯ ГЕОДЕЗИИ	4
1.1. Предмет, задачи геодезии и ее место среди других дисциплин	4
1.2. Краткая справка об истории развития геодезии	7
1.3. Роль геодезии в хозяйственном развитии страны	14
1.4. Форма и размеры Земли	16
1.5. Общее представление о системах координат в геодезии	17
1.5.1. Геодезические прямоугольные системы координат	18
1.5.2. Геодезическая эллипсоидальная система координат	19
1.5.3. Система плоских прямоугольных координат проекции Гаусса – Крюгера	19
1.5.4. Системы высот в геодезии	22
1.6. Ориентирование направлений	24
1.7. Передача дирекционных углов на смежные линии	29
1.8. Единицы измерений, применяемые в геодезии	30
1.9. Понятие об основных этапах производства геодезических работ	33

Глава 2

РЕШЕНИЕ НЕКОТОРЫХ ЗАДАЧ НА ПЛОСКОСТИ	38
2.1. Прямая геодезическая задача	36
2.2. Обратная геодезическая задача	37
2.3. Вычисление координат точки пересечения двух прямых	41
2.4. Вычисление координат точек пересечения двух окружностей	42
2.5. Перевычисление плоских прямоугольных координат из одной системы в другую	46

Глава 3

ПОНЯТИЕ О ТОПОГРАФИЧЕСКИХ ПЛАНАХ И КАРТАХ	48
3.1. Карта. План. Профиль	48
3.2. Масштаб. Точность масштаба	50
3.2.1. Понятие о масштабах планов и карт	50
3.2.2. Построение поперечного масштаба, его точность. Измерение длин линий на плане	52
3.3. Условные знаки	54
3.4. Изображение рельефа на топографических планах	56

Глава 4

ЗАДАЧИ, РЕШАЕМЫЕ ПО ПЛАНАМ (КАРТАМ) ПРИ ИЗУЧЕНИИ МЕСТНОСТИ	82
4.1. Определение высот точек на плане	62
4.2. Определение уклона и угла наклона линии	63
4.3. Определение крутизны ската. Графики заложений	63
4.4. Построение профиля местности по данным топографического плана	65
4.5. Построение на плане (карте) линии заданного уклона	66
4.6. Определение положения горизонталей на плане между точками с известными высотами	66
4.7. Определение границ водосборной площади	68
4.8. Определение прямоугольных координат точек на плане (карте) и нанесение точек на план по координатам	69
4.9. Определение углов ориентирования линий	71
4.10. Определение геодезических координат точек	72
4.11. Методы определения площадей по плану	73
4.11.1. Механический способ определения площади	74
4.11.2. Геометрическое значение цены деления планиметра и практический способ ее определения	78
4.11.3. Правила работы с планиметром	79
4.11.4. Поверки планиметров	80
4.12. Применение современной измерительной техники для определения площадей	84
4.13. Деформация плана и ее учет при картометрических работах	87

Глава 5

МЕТОДЫ И ПРИБОРЫ ДЛЯ ГЕОДЕЗИЧЕСКИХ ИЗМЕРЕНИЙ	91
5.1. Общие понятия об измерениях	91
5.2. Начальные сведения о погрешностях измерений	93
5.3. Основные правила ведения геодезических записей и вычислений	96
5.3.1. Некоторые правила ведения технических документов	96
5.3.2. Правила вычислений с приближенными числами	97
5.4. Измерение линий на местности	99
5.4.1. Закрепление и обозначение точек на местности. Вешение линий	99
5.4.2. Мерные приборы для измерения расстояний на местности	102
5.4.3. Приведение измеренных наклонных расстояний к горизонту ...	108
5.4.4. Принцип измерения расстояний оптическими дальномерами	111
5.4.5. Лазерные дальномеры (лазерные рулетки)	115
5.5. Сущность и принцип измерения горизонтального и вертикального углов. Приборы	120
5.5.1. Сущность измерения горизонтального и вертикального углов	120
5.5.2. Принцип измерения горизонтальных и вертикальных углов	122
5.5.3. Принципиальная схема устройства теодолита	124
5.5.4. Классификация теодолитов	127

5.5.5. Теодолит технической точности, его устройство	128
5.5.6. Технический осмотр, испытания и поверки теодолита	140
5.5.7. Особенности точного теодолита ЗТ5КП	148
5.5.8. Порядок измерения горизонтального угла	151
5.5.9. Порядок измерения вертикального угла	157
5.5.10. Источники погрешностей при угловых измерениях	158
5.6. Нивелирование	159
5.6.1. Сущность, виды и назначение нивелирования	159
5.6.2. Способы определения превышений и высот точек при геометрическом нивелировании	162
5.6.3. Порядок измерения превышений	166
5.6.4. Нивелирование IV класса	168
5.6.5. Классификация нивелиров	169
5.6.6. Устройство и поверки нивелира	170
5.6.7. Определение превышения методом тригонометрического (геодезического) нивелирования	177
5.6.8. Уравнивание нивелирного хода между двумя реперами	179

Глава 6

СОЗДАНИЕ ГЕОДЕЗИЧЕСКОЙ СЪЕМОЧНОЙ СЕТИ

6.1. Общие понятия о геодезических съемочных сетях	181
6.2. Создание плановой геодезической съемочной сети методом проложения теодолитного хода	183
6.3. Особенности построения и вычислительной обработки съемочных сетей в городских условиях	190
6.3.1. Теодолитный ход, опирающийся на два исходных пункта без измерения примычных углов (координатная привязка)	190
6.3.2. Система теодолитных ходов с одной узловой точкой	196
6.3.3. Теодолитный ход, опирающийся на четыре исходных пункта без угловой привязки на них	197

Глава 7

ТОПОГРАФИЧЕСКИЕ СЪЕМКИ

7.1. Виды топографических съемок	198
7.2. Теодолитная съемка	199
7.2.1. Объекты и методы съемки контуров ситуации	200
7.2.2. Составление плана теодолитной съемки	203
7.3. Мензуральная съемка	206
7.3.1. Сущность мензуральной съемки	206
7.3.2. Мензула и принадлежности к ней. Поверки мензулы	208
7.3.3. Кипрегель номограммный КН, его устройство и поверки	209
7.3.4. Измерение углов наклона и превышений	212
7.3.5. Определение переходных точек съемочной сети	214
7.3.6. Способы съемки контуров и рельефа	215
7.3.7. Определение высот пикетов и изображение рельефа горизонталями	217
7.3.8. Калька контуров и высот	219
7.3.9. Контроль работ	219
7.4. Тахеометрическая съемка	220
7.4.1. Сущность тахеометрической съемки	220

7.4.2. Приборы, применяемые при тахеометрической съемке.	221
7.4.3. Производство тахеометрической съемки	222
7.4.4. Камеральная обработка материалов полевых измерений. Уравнивание хода	229
7.4.5. Составление плана местности при тахеометрической съемке ...	230

Глава 8

ТЕОРИЯ ПОГРЕШНОСТЕЙ РЕЗУЛЬТАТОВ ГЕОДЕЗИЧЕСКИХ ИЗМЕРЕНИЙ.....	233
--	-----

8.1. Основные определения. Задачи, решаемые в теории погрешностей результатов измерений	233
8.2. Оценка точности функций результатов измерений	239
8.3. Накапливание погрешностей в основных геодезических действиях	240
8.4. Погрешность положения точки.....	246
8.5. Веса результатов измерения	249
8.6. Оценка относительной точности функций результатов измерений и расчет весов при различных геодезических действиях	250
8.7. Математическая обработка ряда результатов измерений	253
8.8. Оценка точности по невязкам условных уравнений.....	258
8.8.1. Понятие об условных уравнениях. Невязки условных уравнений.....	258
8.8.2. Оценка точности по невязкам условных уравнений	258
8.9. Оценка точности по разностям двойных измерений.....	262
8.9.1. Общие положения	262
8.9.2. Исследование коллимационной погрешности прибора.....	263
8.8.3. Оценка точности угловых измерений по разностям в полуприемах	263
8.9.4. Оценка точности линейных измерений по разностям прямых и обратных измерений. Непосредственное измерение линий	264
8.9.5. Оценка точности линейных измерений по разностям прямых и обратных измерений. Измерение линий свето- и радиодальномерами.....	265
8.8.7. Оценка точности нивелирования по разностям прямого и обратного превышений	265

Глава 9

ГЛУЩЕНИЕ ПЛАНОВОЙ СЪЕМОЧНОЙ СЕТИ МЕТОДОМ ЗАСЕЧЕК.....	288
---	-----

9.1. Прямая угловая засечка	268
9.2. Линейная засечка	270
9.3. Обратная угловая засечка.....	273
9.4. Комбинированные засечки.....	276
9.5. Передача координат с вершины знака на землю.	281

Глава 10

ПРОЕКЦИЯ ГАУССА–КРЮГЕРА. НОМЕНКЛАТУРА КАРТ	285
--	-----

10.1. Плоские прямоугольные координаты. Государственная система координат	285
--	-----

10.2. Масштаб изображения в проекции Гаусса – Крюгера. Искажение линий и площадей в проекции Гаусса – Крюгера	287
10.3. Порядок перехода от линий и площадей местности на плоскость в проекции Гаусса – Крюгера	289
10.4. Разграфка и номенклатура листов карт и планов	292
10.5. Вычисление длин сторон и площади съемочной трапеции	299

Глава 11

ОБЩИЕ СВЕДЕНИЯ О ПОСТРОЕНИИ ГЕОДЕЗИЧЕСКИХ СЕТЕЙ	303
11.1. Понятие о государственной геодезической сети и ее назначении	303
11.1.1. Исторический очерк создания ГТС в России	305
11.1.2. Структура и характеристика ГТС по состоянию на 1995 год	308
11.1.3. Современная структура Государственной геодезической сети	308
11.1.4. Сущность полигонометрии и условия ее применения	309

Глава 12

ПРИМЕНЕНИЕ ЭЛЕКТРОННЫХ МЕТОДОВ ДЛЯ АВТОМАТИЗАЦИИ ГЕОДЕЗИЧЕСКИХ РАБОТ.....	312
12.1. Общие сведения	312
12.2. Применение ГНСС при геодезических работах	313
12.2.1. Принцип работы глобальных навигационных спутниковых систем (ГНСС)	313
12.2.2. Структура и состав спутниковых систем (ГЛОНАСС, GPS). Режимы работы	319
12.2.3. Источники погрешностей измерений в глобальных навигационных системах	321
12.2.4. Автономный способ определения координат по ГЛОНАСС, GPS наблюдениям	325
12.2.5. Спутниковые приемники	327
12.2.6. Технологическая последовательность полевых работ	329
12.3. Автоматизация полевых работ, выполняемых наземной аппаратурой	335
12.3.1. Устройство электронного тахеометра	335
12.3.2. Особенности тахеометрической съемки электронным тахеометром	339
12.3.3. Новейшие достижения в области создания электронных тахеометров	340
12.4. Наземное лазерное сканирование	344
12.4.1. Общие принципы лазерного сканирования	344
12.4.2. Устройство лазерного сканера	347
12.4.3. Обработка результатов лазерного сканирования	350
12.5. Автоматизация вычислительных и графических работ	352
12.5.1. Общие сведения об использовании системы Credo_Dat 3.12 для автоматизации обработки геодезических данных	352
12.5.2. Основные этапы математической обработки результатов полевых ГЛОНАСС-GPS измерений	356

Глава 13

ТЕХНИКА БЕЗОПАСНОСТИ ПРИ ВЫПОЛНЕНИИ ТОПОГРАФО-ГЕОДЕЗИЧЕСКИХ РАБОТ	358
--	-----

13.1. Общие вопросы охраны труда, гигиены и быта на полевых и камеральных работах.....	358
13.2. Охрана природы	360
13.3. Правила сбережения геодезических приборов и инструментов.....	361

ПРИЛОЖЕНИЯ

Приложение 1. Пример уравнивания системы теодолитных ходов с применением программного продукта Credo_Dat 3.12.....	363
Приложение 2. Обработка GPS измерений с применением программы Trimble Geomatics Office (TGO-1.60)	382

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ.....	399
------------------------	-----

ПРЕДМЕТНЫЙ УКАЗАТЕЛЬ	400
----------------------------	-----

Юнусов Альберт Гамзатович
Беликов Александр Борисович
Баранов Владимир Николаевич
Каширкин Юрий Юрьевич

«Геодезия»

(учебное издание)

Группа допечатной подготовки изданий:

Злаина М.В.,
Исакова Т.В.,
Коновалова Т.Ю.,
Крылов К.А.,
Силонова Е.В.,
Тюрин Е.Л.

Подписано в печать 25.12.2014. Формат 60 × 90/16.

Бумага офсетная. Печать офсетная.

Усл. печ. л. 26,00. Тираж 500 экз. Заказ №

Издательство «Академический проект»
(общество с ограниченной ответственностью),
адрес: 111399, г. Москва, ул. Мартеновская, 3;
сертификат соответствия
№ РОСС RU. AE51. Н 16070 от 13.03.2012;
орган по сертификации РОСС RU.0001.11AE51
ООО «Профи-сертификат».

ООО «Трикта»,
адрес: 111399, г. Москва, ул. Мартеновская, 3.

Отпечатано в областной типографии «Печатный двор»
(открытое акционерное общество),
адрес: 432049, г. Ульяновск, ул. Пушкарева, 27.

По вопросам приобретения книги
просим обращаться в издательство:

телефоны: + 7495 305 3702, + 7495 305 6092,
факс: + 7495 305 6088,
e-mail: info@aproject.ru, zakaz@aproject.ru,
интернет-магазин: www.academ-pro.ru.

**ИЗДАТЕЛЬСКО-КНИГОТОРГОВАЯ ФИРМА
«ТРИКСТА»**

предлагает купить через интернет-магазин книги
следующей тематики:

- ▶ психология
- ▶ философия
- ▶ история
- ▶ социология
- ▶ культурология
- ▶ учебная и справочная литература
по гуманитарным дисциплинам
для вузов, лицеев и колледжей

Наш интернет-магазин:
www.aproject.ru

Наш адрес:
*111399, Москва, ул. Мартеновская, 3,
ООО «Трикта»*

Заказать книги можно также по
тел.: (495) 305-37-02, факсу: 305-60-88

по электронной почте:
*e-mail: info@aproject.ru,
orders@aproject.ru*

Просим Вас быть внимательными и указывать полный
почтовый адрес и телефон/факс для связи.
С каждым выполненным заказом Вы будете получать
информацию о новых поступлениях книг.

ЖДЕМ ВАШИХ ЗАКАЗОВ!

Издательство
«АКАДЕМИЧЕСКИЙ ПРОЕКТ»
предлагает:

Поклад Г.Г., Гриднев С.П.

ГЕОДЕЗИЯ

Учеб. пособие для вузов

3-е изд., перераб. и доп., 2011. — 538 с.

Настоящее учебное пособие — первое такого рода издание по геодезии, в котором не только подробно рассмотрены вопросы теории, но и весьма полно описаны геодезические методы и приборы (включая самые современные), применяемые как при землеустройстве и ведении земельного и городского кадастров, так и при производстве самого широкого спектра геодезических работ в различных народно-хозяйственных отраслях. Изложены теория и методика выполнения геодезических измерений, вопросы создания съемочного обоснования и производства топографических съемок с использованием традиционных и автоматизированных методов. Представлены сведения из теории погрешностей геодезических измерений. Дан обзор основных координат геодезии и методов преобразования координатных систем. Приведены характеристики геодезических опорных сетей и способы определения положения дополнительных опорных пунктов.

Книга предназначена для студентов всех специальностей, изучающих геодезию, но может быть полезна и для работников геодезического производства.

Издательство
«АКАДЕМИЧЕСКИЙ ПРОЕКТ»
предлагает:

Под ред. Г.Г. Поклада

ПРАКТИКУМ ПО ГЕОДЕЗИИ

Учебное пособие для вузов

2011. — 470 с.

Приведен комплекс лабораторных, расчетных и расчетно-графических работ по основным разделам геодезии. Рассмотрены вопросы устройства, исследований, проверок и юстировок геодезических приборов, методы производства измерений при создании съемочных сетей, сетей сгущения и выполнения топографических съемок, обработки результатов измерений с оценкой их точности, построения планов и профилей и их использования для решения инженерных задач. Особое внимание уделено изучению новых электронных геодезических приборов и методов их использования для автоматизации геодезических измерений и съемок. Подробно рассмотрены вопросы определения дополнительных опорных пунктов, вычислительной обработки и уравнивания геодезических сетей сгущения и съемочных сетей. Предусмотрено повариантное выполнение заданий.

Для студентов очного и заочного отделений землеустроительных и кадастровых вузов, а также других специальностей, изучающих геодезию; она может быть также полезна для работников геодезического производства.

Издательство
«АКАДЕМИЧЕСКИЙ ПРОЕКТ»
предлагает:

ЯМБАЕВ Х.К.

ГЕОДЕЗИЧЕСКОЕ ИНСТРУМЕНТОВЕДЕНИЕ

Учебник для вузов

2011. — 583 с.

В учебнике подробно изложены основы и принципы действия современных электронных и цифровых геодезических инструментов: цифровых нивелиров, электронных тахеометров, лазерных сканеров и аппаратуры глобальной навигационной спутниковой системы. Особое внимание уделено описанию конструктивных особенностей новейших геодезических инструментов, выпускаемых ведущими специализированными фирмами мира, включая источники ошибок измерений.

Учебник адресуется студентам и аспирантам вузов геодезических специальностей, а также специалистам в области геодезии и фотограмметрии.

Издательство
«АКАДЕМИЧЕСКИЙ ПРОЕКТ»
предлагает:

Золотова Е.В., Скогорева Р.Н.

ГЕОДЕЗИЯ С ОСНОВАМИ КАДАСТРА

Учебник для вузов

2011. — 413 с.

В учебнике изложены общие вопросы геодезии и фотограмметрии с элементами теории ошибок. Описаны прогрессивные технологии съемок местности и объектов недвижимости с использованием лазерного сканирования, электронной тахеометрии, спутниковых систем позиционирования ГЛОНАСС/GPS. Изложены методы архитектурных обмеров в зависимости от целей и необходимой точности решения архитектурных задач.

Дано подробное описание видов кадастров, методов составления кадастровой и адресной документации, а также экономической оценки земель в градостроительстве.

Учебник предназначен для студентов вузов архитектурных и строительных специальностей и может быть использован специалистами в области реставрации и кадастра.