

МИНИСТЕРСТВО ОБРАЗОВАНИЯ И НАУКИ
КЫРГЫЗСКОЙ РЕСПУБЛИКИ
ГОСУДАРСТВЕННОЕ ОБРАЗОВАТЕЛЬНОЕ УЧРЕЖДЕНИЕ
ВЫСШЕГО ПРОФЕССИОНАЛЬНОГО ОБРАЗОВАНИЯ
КЫРГЫЗСКО-РОССИЙСКИЙ СЛАВЯНСКИЙ УНИВЕРСИТЕТ

А.Р. Абдиев

ГЕОДЕЗИЯ

Учебное пособие

Допущено Министерством образования и науки
Кыргызской Республики в качестве учебного пособия
для студентов высших учебных заведений

Бишкек 2017

УДК 528/622.1

ББК 26.12

А 13

Рецензенты:

Ш.А. Мамбетов, д-р техн. наук, профессор,

И.К. Чунуев, канд. техн. наук, профессор,

Ш.А. Абдибаитов, канд. техн. наук,

старший научный сотрудник

Рекомендовано к изданию

Ученым советом ГОУВПО КРСУ

Абдиев А.Р.

А 13 ГЕОДЕЗИЯ: учебное пособие. Бишкек: Изд-во КРСУ, 2017.
232 с.

ISBN 978-9967-19-251-5

В учебном пособии рассмотрены основные вопросы геодезии как науки, а также вопросы, связанные с построением картографических изображений и решением задач по топографической карте и плану. Приведены основные элементы теории погрешностей измерений, а также методы уравнивания геодезических построений. Основные разделы посвящены геодезическим приборам и работам, проводимым при сгущении геодезических сетей, создании планового и высотного обоснования при разбивке и строительстве инженерных сооружений различного назначения, в том числе и горных выработок, при выполнении геологических поисков, разведки и разработки месторождений полезных ископаемых, а также проведении комплекса нивелирных работ и др.

A1802020000-15

УДК 528/622.1

ББК 26.12

ISBN 978-9967-19-251-5

© ГОУВПО КРСУ, 2017

КРАТКИЕ СВЕДЕНИЯ ИЗ ИСТОРИИ РАЗВИТИЯ ГЕОДЕЗИИ

Геодезия возникла в древние времена, когда возникла необходимость межевать земельные владения и вычислять их площади, выполнять измерения, необходимые при строительстве различных сооружений и придания им определенных геометрических форм и размеров, задавать уклоны искусственных водотоков, составлять чертежи участков земной поверхности и сооружений и др. Сохранился папирус с картой Персии, составленной 4,5 тыс. лет назад, на нем приведены расчеты площади изображенной территории. В Китае в XI–XIII вв. до н.э. были проведены большие работы по картографированию «всей Земли». В древнем Египте, в античной Греции в III–II веках до н.э. для измерений на местности и в строительстве использовались различные технические средства: меры длины, отвесы, угольники, водяные уровни, угломерные устройства – диоптры. На такой практической основе сформировалась наука *геометрия* (землеизмерение).

Термин *геодезия* (землемерение) впервые встречается в трудах Аристотеля (384–322 г. до н.э.) для обозначения выделенной из геометрии того времени науки о межевании земель, включающей расчеты их площадей и описание средств измерений на местности. Научные основы геодезии того времени отражены в трудах Герона Александрийского «О диоптрах», «Измерение площадей». Эратосфен (276–194 г. до н.э.) наблюдениями с горы определил на горизонте место видимого совпадения сферической поверхности моря с практически прямой береговой линией и, измерив длину береговой дуги между точкой совпадения и точкой берега у горы, рассчитал близкий к действительному радиус Земли (≈ 6 тыс. км).

В исторически длительном процессе постепенного усложнения методов геодезических измерений по изучению и картографированию земной поверхности в 1616 г. голландский ученый Снеллиус предложил определять большие расстояния методом триангуляции, т. е. при помощи цепочки треугольных фигур, в которых измерены все горизонтальные углы и не менее двух базисных сторон.

Для проверки открытого И. Ньютоном закона всемирного тяготения и определения размеров и формы Земли ученые французской академии наук в 1792–1797 гг. методом триангуляции измерили длину отрезка дуги «парижского меридиана» вблизи экватора (Перуанские градусные измерения) и длину отрезка его дуги в северных широтах (около $60-66^{\circ}$ с. ш. – Лапландские градусные измерения). Они впервые достаточно точно для того времени определили геометрические параметры Земли и предсказанное сжатие планеты. Затем по их предложению была установлена единица длины *метр*, равная $1:10000000$ четверти длины дуги «парижского меридиана» (протяженностью от экватора до северного полюса).

Первые научно обоснованные геодезические работы на территории Кыргызстана были начаты в 1856 г., когда Русским географическим обществом была организована первая экспедиция на оз. Иссык-Куль. В годы существования СССР территория республики была обеспечена геодезическими опорными сетями (в виде составной части геодезической сети СССР), на их основе были созданы необходимые для народного хозяйства и обороны страны топографические карты ее территории масштаба $1:10000$ и $1:25000$, крупномасштабные планы городов, промышленных и горных предприятий, сельскохозяйственных и лесных земель.

После 1960-х годов оптико-механические и механические геодезические приборы и относительно простые вычислительные устройства стали вытесняться автоматизированными средствами измерения и компьютерной обработки.

Спутниковые методы измерений получили эффективное развитие с 1990-х годов и обеспечили высокую точность геодезических работ, снижение их стоимости, совершенствование технологий наземных и воздушных съемок и др.

Г Л А В А 1

ОСНОВНЫЕ ПОНЯТИЯ ГЕОДЕЗИИ

1.1. Предмет геодезии

В процессе развития геодезии в ней выделился ряд связанных между собой научных дисциплин:

- *космическая (спутниковая) геодезия*, развивающая методы решения геодезических задач посредством спутниковых приборов местоопределения (спутниковые измерения применяют практически во всех дисциплинах геодезии);
- *высшая геодезия*, изучающая размеры и форму планеты Земля, деформации земной коры и методы определения координат ее точек в единой системе (в настоящее время основной метод – спутниковый);
- *топография*, рассматривающая методы съемок участков земной поверхности и составления топографических карт и планов;
- *аэрофотосъемка*, которая применяется для картографирования обширных территорий и исследований природных ресурсов с помощью аппаратуры, установленной на борту летательного аппарата (преимущественно самолета): аэрофото-съемочной или специальной инфракрасной, сканерной и др.;
- *картография*, изучающая методы создания карт и планов земной поверхности, природных объектов, картографического отображения разнообразных показателей человеческой деятельности;
- *инженерная геодезия*, развивающая методы геодезических измерений в инженерных и прикладных исследовательских и народнохозяйственных задачах, например при строительстве всех видов сооружений, монтаже и наладке сложных машин, технологических линий, изысканиях для строительства, при разведке, разработке и охране природных ресурсов, землеустройстве, лесоустройстве и др.

Традиционные методы геодезических работ основаны на измерениях углов, расстояний и превышений. В таких работах при-

меняются угломерные приборы (теодолиты), стальные рулетки, светодальномеры, нивелиры, электронные тахеометры (автоматизированные угломерно-дальномерные приборы). Вычислительная обработка данных измерений производится при помощи компьютеров. Конечные результаты съемок (пространственные координаты точек, планы и профили подземных выработок, объемы добытых и подлежащих извлечению полезных ископаемых и др.) выдаются в цифровой и графической формах. На участках земной поверхности, на которых и под которыми извлекают полезные ископаемые, и сопредельных площадях происходят изменения режима подземных и поверхностных вод и другие, часто чрезвычайные, нарушения сложившегося химико-биологического состояния природной среды. К причинам экологических нарушений относятся также оседание земной поверхности и, например, размывание остатков соли из отвалов горных пород. Экологический мониторинг последствий извлечения полезных ископаемых, строительства инженерных сооружений и эффективности мероприятий по восстановлению среды обитания человека, животного и растительного мира включает различного вида маркшейдерско-геодезические исследования, среди них: геодезические измерения осадки и деформаций земной поверхности, смещений сооружений. Производятся маркшейдерско-геодезические съемки для проектирования и осуществления мер по рекультивации нарушенных земель и др.

1.2. Фигуры земли, их размеры и метод ортогональной проекции

Фигуры Земли. Размеры и форму реальной физической поверхности планеты Земля относят к той или иной ее геометрически правильной модели, поверхность которой используется в качестве основы для установления систем глобальных, или региональных координат или же частных координат для выполнения геодезических работ и картографирования. Реальная поверхность земной коры представляет собой сочетания неровностей различной величины и формы. Но воды Мирового океана покрывают 71 % твердой поверхности Земли, поэтому поверхность его по-

служила основой геометрического тела, представляющего фигуру нашей планеты в определенном приближении. Фигура Земли, образованная поверхностью Мирового океана в состоянии полного покоя и равновесия, мысленно продолженная под сушей, называется *геоидом*. Поверхность геоида в каждой своей точке перпендикулярна направлению силы тяжести (отвесной линии), т. е. повсюду горизонтальна и представляет одну и множества уровенных поверхностей – *основную уровенную поверхность*. Вследствие неравномерного распределения плотности масс в земной коре поверхность геоида не является правильной сферической: имеют место нерегулярные плавные «понижения» и «повышения» этой повсюду выпуклой фигуры. Нерегулярная поверхность геоида чрезмерно сложна для решения на ней точных задач спутниковой и высшей геодезии. Поэтому поверхность геоида заменяют поверхностью геометрически правильной фигуры – поверхностью *общего земного эллипсоида*, полученного вращением эллипса вокруг его малой оси b (рисунок 1.1, a).

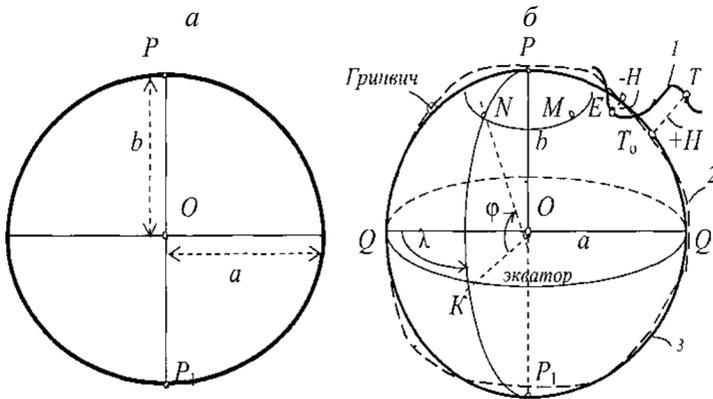


Рисунок 1.1 – Земной эллипсоид: a – эллипсоид вращения; b – географические координаты; (изучаемые поверхности: 1 – Земли; 2 – геоида; 3 – земного эллипсоида)

В прошлом, после первого достаточно достоверного определения размеров и формы Земли (при проверке закона всемирного тяготения Ньютона), параметры земного эллипсоида уточнялись

учеными многих стран. В 1940 г. советские геодезисты на основе триангуляции, развитой на территории СССР и в ряде других стран, определили под научным руководством профессора Ф.Н. Красовского наиболее точные для того времени параметры общего земного эллипсоида: размеры его большой полуоси $a = 6\,378\,245$ м, малой полуоси b и относительное сжатие вдоль полярной оси $\alpha = (a - b)/a = 1/298,3$. Данный эллипсоид был ориентирован относительно геоида на территории СССР под условием максимального сближения их поверхностей, ему присвоено наименование «референц-эллипсоид Ф.Н. Красовского». На его математически выражаемую поверхность проецируют соответствующими расчетными методами геодезические пункты в *системе координат СК-42* (система координат 1942 г.). Современные параметры общего земного эллипсоида, приведенные в таблице 1.1, были определены высокоточными спутниковыми методами (см. разд. 1.2 и 1.3). Высотная координата H точки T земной поверхности в маркшейдерско-геодезических работах определяется вдоль отвесной линии TT_0 относительно поверхности геоида (см. рисунок 1.1, б). Во многих практических маркшейдерско-геодезических расчетах общий земной эллипсоид и референц-эллипсоид заменяются их более простой моделью – земным шаром радиуса $R = 6371$ км (объем земного шара равен объему земного эллипсоида). Длина экватора на эллипсоиде Ф.Н. Красовского равна $L = 2\pi a = 40075$ км, на земном шаре $L = 2\pi R = 40030$ км или приблизительно 40000 км.

Учет кривизны земной поверхности в геодезических работах. Фактор кривизны Земли учитывается при картографировании ее поверхности и в ряде геодезических задач, например при измерении высот точек, и расчете размеров участков на сфере, которые на практике можно принимать плоскими. При рассмотрении фактора кривизны используем шаровую модель Земли.

Учет кривизны Земли при измерении высот. Пусть точки T_0 и C_0 – вертикальные проекции точек T и C поверхности Земли на сферу по радиусам $R = TO$ и $R = CO$ (рисунок 1.2, а). В точке T_0 проведем горизонтальную линию T_0C_1 – касательную к сфере. Точка C_1 представляет вертикальную проекцию точки C на каса-

тельную T_0C_1 , а вертикальное расстояние $C_0C_1 = \Delta h$ выражает влияние фактора кривизны на измерения высот точек, определяемых относительно горизонтальных линий:

$$\Delta h = C_1O - C_0O = \sqrt{R^2 + d^2} - R$$

или

$$\Delta h = \frac{d^2}{2R}. \quad (1.1)$$

Для различных расстояний d при $R = 6371$ км по формуле (1.1) вычислим значения Δh и получим следующие результаты:

D ,	км,	0,1	0,2	0,3	1	2	10,
Δh ,	мм,	0,78	3,1	7	78	314	7800.

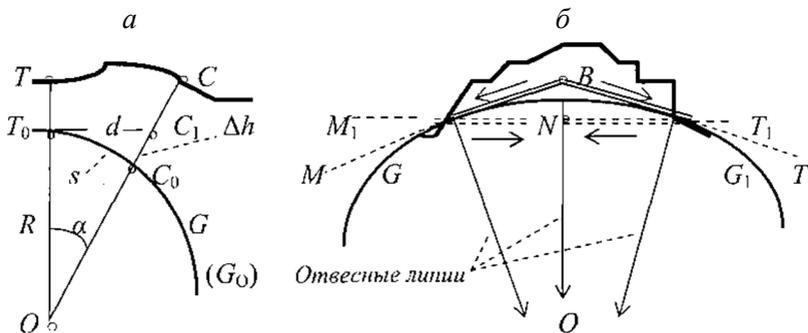


Рисунок 1.2 – К учету кривизны урovenной поверхности:
 а – при измерении расстояний и превышений; б – при строительстве тоннеля; ($\rightarrow N \leftarrow$ – направления вод внутрь прямолинейного тоннеля M_1T_1 ;
 $\leftarrow B \rightarrow$ – стоки из возвышенной средней части тоннеля MBT)

Величина Δh учитывается как поправка при расчете высоты точки C_1 относительно поверхности G сферы или практически относительно основной урovenной поверхности G_0 . Несовпадение между урovenной поверхностью G_0 и горизонтальной плоскостью T_0C_1 необходимо учитывать при выполнении многих маркшейдерско-геодезических измерений и строительстве ряда сооружений, например тоннелей (рисунок 1.2, б). Если тоннель проектировать в вертикальном разрезе прямолинейным по оси M_1T_1 , то после его строительства подземные и дождевые воды

будут стекать относительно уровенной поверхности GG_1 (и отвесных линий) к средней его зоне N . Во избежание затопления тоннели строят с подъемом их средней части, например, по профилю MBT .

Учет фактора кривизны Земли при измерении расстояний. Согласно рисунку 1.2, a расстояния d и s между проекциями точек T и C на плоскость (точки T_0 и C_1) и на сферу (точки T_0 и C_0) различаются за счет фактора кривизны Земли на абсолютную величину $\Delta d = d - s = R \cdot \text{tga} - s$, где угол $\alpha = s / R$ выражен в радианах. Значения Δd вычисляется и по приближенной формуле

$$\Delta d = d^3 / 3R^2. \quad (1.2)$$

Относительная величина $\Delta d / d$ разности длин d и s получается из формулы (1.2):

$$\Delta d / d = d^2 / 3R^2. \quad (1.3)$$

Определим на сферической поверхности размеры участка, в пределах которого можно не учитывать влияние фактора кривизны при условии, что допускается относительная величина искажения длины $\Delta d / d = 1 / 1000000$ (1 мм / 1 км). Решив уравнение (1.3) получаем $d = 11$ км – радиус участка, который отвечает поставленному условию. Если принять иную величину допуска, например $\Delta d / d = 1 / 200000$ (5 мм / 1 км), то плоским можно считать участок на сферической и уровенной поверхности радиусом 25 км.

Метод ортогональной проекции применяется при выполнении геодезических работ для отображения их данных на горизонтальной плоскости в виде числовых величин и картографических чертежей. Точки контура $ABCM$ земной поверхности (рисунок 1.3, a) проецируют на уровенную поверхность P_y отвесными линиями. На уровенной поверхности точки a', b', c', m' ; линии $m'a', m'c', a'b' \dots$, а также контур $a'b'c'm'$ представляют *отвесные проекции* соответствующих элементов контура $ABCM$. Для ограниченной территории на горизонтальной плоскости P_r ортогональная проекция осуществляется практически параллельными вертикальными лучами: получают точки a, b, c, m ; линии $ma, mc, ab \dots$, а также контур $abcm$. В инженерной практике горизонтальную плоскость P_r приближают к уровенной поверхности на территории города, горного предприятия.

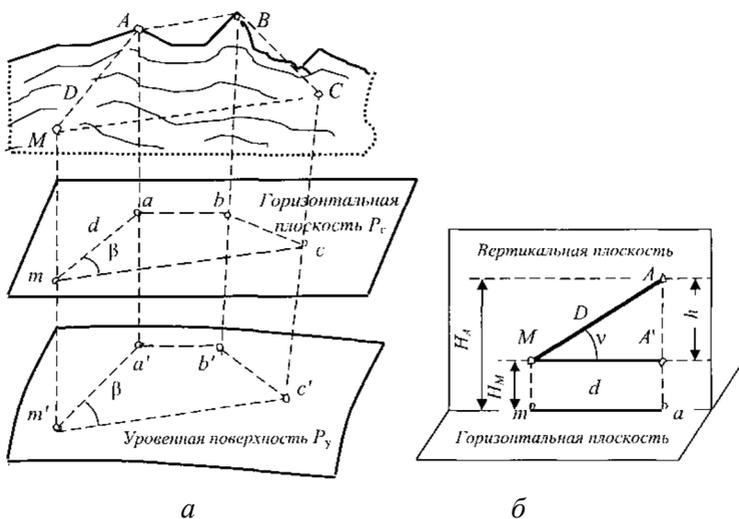


Рисунок 1.3 – Ортогональные проекции: *a* – на горизонтальную плоскость и уровенную поверхность; *б* – горизонтальное проложение

Отрезок прямой линии MA длиной D (см. рисунок 1.3, *a*) принадлежит вертикальной плоскости $m'MAa'$. Угол наклона прямого отрезка MA измеряется относительно горизонтальной плоскости или параллельной ей прямой линии MA' (рисунок 1.3, *б*). Длина d проекции ma отрезка MA на горизонтальную плоскость называется *горизонтальным проложением* наклонной прямой линии и вычисляется по формуле

$$d = D \cos \nu. \quad (1.4)$$

Горизонтальные углы. В соответствии с методом ортогональной проекции в геодезии измеряют горизонтальный угол между направлениями MA и MC (см. рисунок 1.3, *a*), который определяется как двугранный угол β между вертикальными плоскостями $AMm'a'$ и $CMm'c'$, проходящими через общую отвесную линию Mm' и заданные точки местности A и C . Поскольку горизонтальная плоскость P_γ и уровенная поверхность P_ν в точках m и m' перпендикулярны отвесной линии Mmm' , то горизонтальный угол β будет одинаков на малых площадках уровенной поверхности и горизонтальной плоскости.

Площади. Основываясь на формуле (1.4) можно рассчитать, на какую величину преуменьшена площадь наклонного участка земной поверхности в проекции на горизонтальную поверхность.

1.3. Основные системы геодезических координат

Глобальные координаты. В зависимости от содержания геодезических задач и применяемой измерительной техники используются несколько различающиеся системы глобальных координат: географические, геодезические, астрономические, геоцентрические и другие. Географические координаты используются, когда в практике маркшейдерско-геодезических работ нет необходимости учитывать различия между названными системами координат.

Географические координаты. Положение точек земной поверхности в проекции на поверхность земного эллипсоида определяется угловыми величинами географических координат, которые отсчитываются относительно исходных (начальных) плоскостей – плоскости экватора и плоскости Гринвичского меридиана. Плоскость меридиана совпадает с осью вращения PP_1 земного эллипсоида и данной точкой N на его поверхности (рисунок 1.1, б). *Меридиан* точки N – это линия PNP_1 , лежащая в пересечении поверхности сферы плоскостью меридиана и имеющая вид эллипса. Плоскость экватора проходит через центр O эллипсоида перпендикулярно его оси вращения PP_1 . *Экватор* представляет окружность – линию пересечения поверхности эллипсоида плоскостью экватора.

Географическая параллель является окружностью (MN на рисунке 1.1, б), которая образуется при пересечении эллипсоида плоскостью, параллельной плоскости экватора.

Географическая широта φ – это угол между нормалью к поверхности эллипсоида (или между отвесной линией – перпендикуляром к поверхности геоида) и плоскостью экватора. Широты, которые отсчитываются от экватора к северному полюсу, учитываются со знаком “плюс”, а к югу – со знаком “минус”. Широта экватора равна 0° , широта северного полюса равна $+90^\circ$.

Географическая долгота λ представляет собой двугранный угол между плоскостью географического меридиана точки N

и плоскостью начального географического меридиана. Долготу отсчитывают от Гринвичского меридиана на восток от 0 до 360°, или же на восток от 0 до 180° с указанием “восточная долгота”, или на запад от 0 до 180° с указанием “западная долгота”.

Астрономические широту φ_A и долготу λ_A (на рисунке 1.1, б не показаны) определяют при помощи астрономических приборов с использованием радиосигналов точного времени. Астрономические угломерные приборы устанавливают на земной поверхности и горизонтируют относительно отвесной линии. Поэтому измеренные величины φ_A и λ_A относятся к поверхности геоида.

Геодезические координаты: геодезическая широта B , геодезическая долгота L относят к поверхности референц-эллипсоида, они близки к географическим координатам φ и λ (на рисунке 1.1, б не показаны). Значения геодезических координат B и L вычисляют по астрономическим координатам с учетом поправок на уклонения отвесных линий.

Всемирная геоцентрическая система координат WGS-84 (World Geodetic System, 1984 г.), рекомендованная к практическому применению Международным Союзом геодезии и геофизики, представляет одну из глобальных координатных систем, используемых в спутниковых технологиях определения координат неподвижных объектов (статическое позиционирование или местоопределение) и находящихся в движении (кинематическое местоопределение) на земной поверхности и в пространстве.

Пространственные прямоугольные координаты x, y, z точки N определяют относительно центра масс Земли M и координатных осей X, Y, Z (рисунок 1.4).

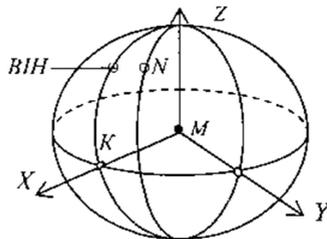


Рисунок 1.4 – Схема прямоугольной геоцентрической системы координат WGS-84

Ось Z совмещена со средним положением оси вращения Земли, положительное направление оси – северное. Ось X направлена от центра масс к точке K пересечения плоскости экватора с плоскостью нулевого меридиана $ВН$, положение которого определено Международным бюро времени (Bureau International de l'Heure – ВИ) в пункте закрепления Гринвичского меридиана. Ось Y расположена в плоскости экватора под углом 90° к востоку от оси X , этим установлена правосторонняя ориентация геоцентрической системы координат.

Российская геоцентрическая система ПЗ-90 (Параметры Земли – 90) создана по схеме, показанной на рисунке 1.4, но ориентирована с максимальным приближением к геоиду на территории бывшего СССР. Параметры земного эллипсоида в основных современных системах координат приведены в таблице 1.1.

Система СК-42 (см. разд. 1.1) не потеряла своего значения, поскольку на практике используется большой объем соответствующих ей картографогеодезических материалов и в этой системе могут выполняться отдельные геодезические съемки.

Таблица 1.1 – Параметры основных земных эллипсоидов

Референц-эллипсоид	Экваториальная полуось a , м	Погрешность Δa , м	Сжатие, α
WGS-84	6 378 137	+ (0,6–0,9)	1/298,2572
ПЗ-90	6 378 136	– (0,1 0,4)	1/298,2578
Красовского (СК-42)	6 378 245	+ 109	1/298,3

Высотные координаты, превышения. В маркшейдерско-геодезических работах высотные координаты (высоты) точек определяют над исходной уровенной поверхностью. Высота H точки равна ее расстоянию по отвесной линии до уровенной поверхности, принятой за основную. На рисунке 1.1, b высота $+H$ точки T положительна, высота $-H$ точки E отрицательна. На территории бывшего СССР основная уровенная поверхность совпадает со средним уровнем Балтийского моря в Финском заливе и систему высот называют *Балтийской*, а высоты точек – *абсолютными*. Численные значения высот в инженерной геодезии именуется также *отметками* и выражают в метрах, например высота

(отметка) точки T равна $H_T = +186,765$ м над уровнем Балтийского моря.

Разность высот двух точек называется *превышением* h (рисунок 1.3, б), которое представляет расстояние между уровенными поверхностями, проходящими через две данные точки A и M с отметками H_A и H_M . В примере на рисунке 1.3, б превышение между точками M и A равно $+h = H_A - H_M$. Нередко в инженерно-геодезических работах пользуются условными высотными координатами, если они определяются относительно уровенной поверхности, проходящей через произвольно выбранную точку.

Зональная система плоских прямоугольных координат.

Плоские прямоугольные координаты обеспечивают максимальную простоту выполнения полевых геодезических работ и математической обработки результатов измерений. Но при проецировании контуров со сферической поверхности эллипсоида на плоскость неизбежны искажения их формы и размеров. Для ограничения искажений проекции до допустимых величин прямоугольные координаты на большие территории применяют по частям. Для территории бывшего СССР государственная зональная система прямоугольных координат была создана с применением картографической проекции Гаусса–Крюгера (немецкие ученые – Ф. Гаусс разработал данную проекцию, Л. Крюгер вывел рабочие формулы для 6-градусных зон) по следующей схеме. Границы зон очерчены меридианами на поверхности земного эллипсоида от Северного до Южного полюсов (рисунок 1.5, а). Зоны пронумерованы с 1-й по 60-ю от Гринвичского меридиана на восток. Каждая сферическая зона математически проецируется на плоскость (рисунок 1.5, б, в). На рисунке 15, г показана схема проекции на плоскость северной части отдельной 6-градусной зоны.

В формулы проекции Гаусса–Крюгера заложено условие конформности, согласно которому на бесконечно малых плоских площадках проекции изображения меридианов и параллелей пересекаются под прямым углом (как и на поверхности эллипсоида), а осевой меридиан каждой зоны изображается на плоскости прямой линией с постоянным масштабом $1 : m_0 = 1$ и принимается за ось абсцисс X с началом в точке O пересечения с осью ординат Y , ко-

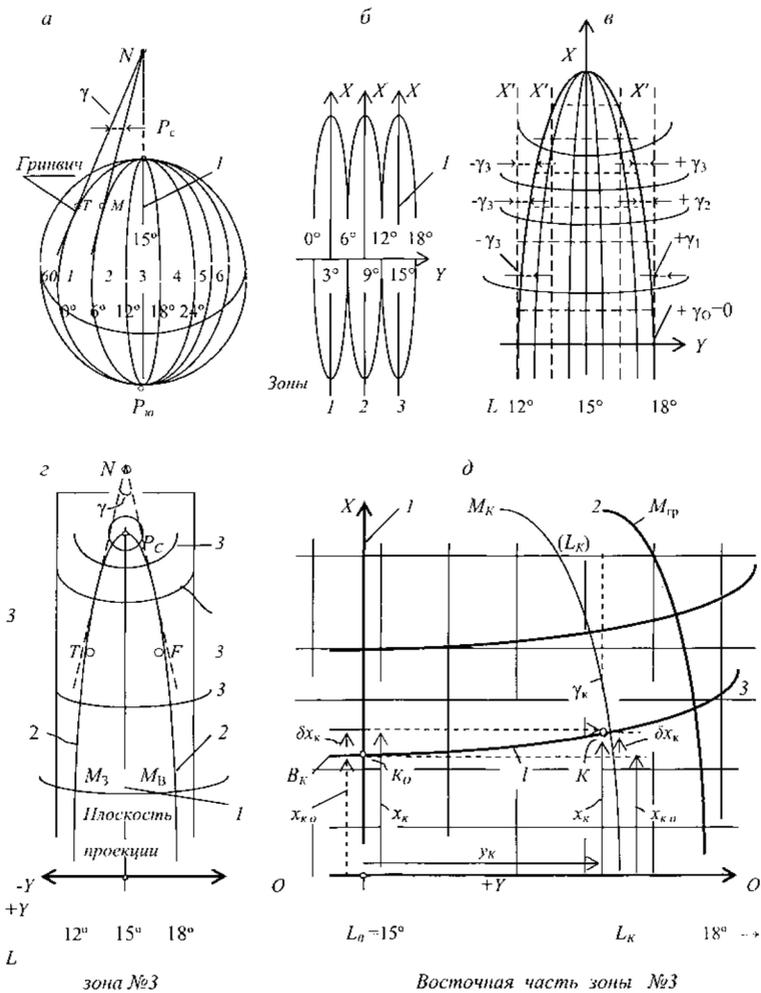


Рисунок 1.5 – Зональные плоские прямоугольные координаты: а – 6-градусные зоны на референс-эллипсоиде; б – в проекции на плоскость; в – северная часть зоны №3; г – изображение 6-градусной зоны эллипсоида на плоскости; д – геодезические координаты точки K и элементы ее прямоугольных координат в проекции Гаусса-Крюгера (l – осевой меридиан (ось X) с долготой $L_0 = 15^\circ$; M_{zp} – граничный меридиан зоны; 2 – изображения граничных меридианов зоны; 3 – изображения параллелей)

торая представляет изображение отрезка экватора (рисунок 1.5, б). При этом масштаб проекции вдоль оси Y получается переменным – увеличивается при удалении от оси X . Положительное направление оси X – северное, в северном полушарии все абсциссы положительны. Изображения восточной и западной частей зоны симметричны относительно осевого меридиана (рисунок 1.5, г). В восточной части зоны ординаты положительны, в западной – отрицательны. Плоские прямоугольные координаты x и y точек проекции вычисляются по их сферическим координатам – геодезическим широте B и долготе L согласно формулам проекции.

В примере на рисунке 1.5, д на плоскости в проекции Гаусса–Крюгера точка K находится на пересечении изображений параллели широтой BK и меридиана долготой LK .

Абсцисса и ординаты точки K вычисляются по ее геодезическим (сферическим) координатам BK и LK , выраженным в угловой мере, по формулам (1.5)

$$x_k = x_{K,O} + \delta x_k; \quad y_k = y_{K,O} + \delta y_k, \quad (1.5)$$

где $x_{K,O}$ – абсцисса параллели в точке K_O пересечения с осевым меридианом; δx_k – приращение абсциссы на кривизну изображения меридиана на его отрезке $l = (L - L_0) \sin B_K$ (здесь L_K и L_0 – геодезические долготы точки K и осевого меридиана); $y_{K,O}$ и $(-\delta y_k)$ – линейная и нелинейная составляющие расчетной ординаты.

Сокращенные формулы проекции Гаусса–Крюгера для справки:

В системе координат СК-42:

$$\begin{aligned} x_{K,O} &= 111134,861 B_K - 16036,4803 \sin 2B_K + 16,8281 \sin 4B_K; \\ \delta x_k &= (l/\rho)^2 / 2 (N \sin B_K \cos B_K) [1 + (l/\rho \cdot \cos B_K)^2 / 12 \times (5 - \operatorname{tg}^2 B_K)]; \\ y_k &= y_{K,O} + \delta y_k = (IN/\rho) \cos B_K [1 + (l^2 \cos^2 B_K / 6\rho^2)(1 - \operatorname{tg}^2 B_K)]. \end{aligned}$$

Здесь учитывают: радиус экватора $a = 6378245$ м; средний радиус M меридиана на широте B ; средний радиус N поперечного сечения эллипсоида к меридиану на широте B (первого вертикала); $\rho = 57,2957795^\circ$ – число градусов в радиане.

Масштаб проекции вдоль оси Y и линий, ей параллельных, переменный и зависит от ординаты y . Сокращенная формула масштаба:

$$m_y = 1 + y^2 / 2R^2, \quad (1.6)$$

где R – средний радиус кривизны эллипсоида на данной геодезической широте.

На средней широте Беларуси ($B \approx 53^\circ$) ширина 6-градусной зоны равна $|2y| \approx 2 \times 200$ км. Для оценочного расчета искажений примем $R = 6371$ км, тогда при $y = 200$ км максимальное искажение масштаба проекции на краю зоны $m_y = 1 + 0,0004927 = 1 + 1/2030$, а искажение линии (или поправка на проекцию в длину горизонтального проложения) $\delta_d = +d \times 0,0004927 = +d(1/2030)$. Такие искажения (поправки в длину линий) не учитывают при составлении топографических карт масштабов 1:10000 и мельче, но при крупномасштабных съемках поправки δ_d величиной $d(1/2000)$ необходимо учитывать.

Расчеты координат точек в проекции Гаусса–Крюгера для симметричной западной части зоны аналогичны, но здесь ординаты точек отрицательны. Для удобства практического применения зональных координат применяют только положительные *преобразованные ординаты*, для чего все значения y увеличивают на 500 км, но это не значит, что начало ординат переносят к западу. Перед преобразованной ординатой указывают номер зоны. Например, запись $y_E = 3415270$ м означает, что точка E расположена в 3-й зоне к западу от ее осевого меридиана, поскольку действительная зональная ордината $(y_E)_д = 415270 - 500000 = -84730$ м.

На краях 6-градусной зоны искажения линий величиной $1/2000$ могут быть чрезмерными для точных геодезическо-маркшейдерских работ и геодезических работ в строительстве. В таких случаях применяют 3-градусные координатные зоны, а при необходимости уменьшить рассматриваемые искажения до пренебрежимых значений проекцию Гаусса–Крюгера используют с частным осевым меридианом, проходящим вблизи центра территории горного предприятия, или же используют местную систему плоских прямоугольных координат без применения картографической проекции.

В местной системе плоских прямоугольных координат (рисунок 1.6, а) ось абсцисс совмещают с меридианом некоторой точки, расположенной юго-западнее участка, либо ориентируют параллельно осям инженерных сооружений. Положительное направление оси X – северное, оси Y – восточное. Координатные

четверти нумеруют по часовой стрелке и обозначают по сторонам света: СВ, ЮВ, ЮЗ и СЗ.

На горизонтальной плоскости *полярные координаты* точек E и C представлены расстояниями $OE = d_E$ и $OC = d_C$ и горизонтальными углами β_E и β_C , отсчитанными по ходу часовой стрелки от полярной оси OK с полюсом в точке O (рисунок 1.6, б).

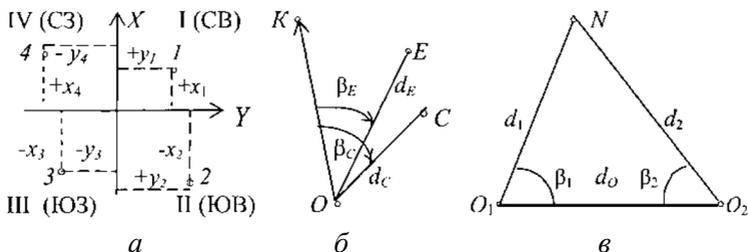


Рисунок 1.6 – Местные плоские горизонтальные координаты:
 а – прямоугольные; б – полярные; в – биполярные координаты

Биполярные координаты отдельной точки N на плоскости (рисунок 1.6, в) определяются двумя расстояниями $O_1N = d_1$ и $O_2N = d_2$ и двумя горизонтальными углами β_1 и β_2 , отсчитанными относительно полярной оси длиной d_0 с двумя полюсами O_1 и O_2 .

Полярные и биполярные координаты применяют как вспомогательные, а полярную ось, как правило, совмещают с линиями и точками, определенными в прямоугольных координатах.

1.4. Ориентирование

Ориентировать прямую линию – значит определить ее направление относительно выбранного начального направления. Начальным принимают северное направление географического меридиана, либо оси абсцисс или же магнитной стрелки. Положение географического меридиана определяют астрономическими наблюдениями или вычислениями. Направление оси абсцисс или линии ей параллельной в δ -градусной задано северным направлением осевого меридиана, а в местной системе координат – северным направлением линии, принятой за ось абсцисс.

Склонение магнитной стрелки. Свободно подвешенная магнитная стрелка устанавливается по направлению силовых линий геомагнитного поля в данной точке. Вертикальная плоскость, проходящая через концы магнитной стрелки, определяет направление условного магнитного меридиана Mm в данной точке (рисунок 1.7). Условные магнитные меридианы находятся под углом к меридианам географическим вследствие несовпадения геомагнитных полюсов с географическими полюсами и местных искривлений силовых линий от воздействий общих и локальных источников магнитных аномалий.

Горизонтальный угол δ между плоскостями условного магнитного и географического меридианов в данной точке называется *склонением магнитной стрелки*. Склонение северного конца магнитной стрелки к западу называется западным и учитывается со знаком минус $-\delta$ (рисунок 1.7, а), к востоку – восточным и положительным $+\delta$ (рисунок 1.7, б).

Сближение меридианов. Согласно определению, данному в разд. 1.3, географические (геодезические) меридианы на поверхности земного эллипсоида (земного шара) представлены плоскими кривыми, пересекающимися в полюсах (рисунок 1.5, а). Через точки T и M , расположенные на одной параллели, проведем касательные в плоскостях их меридианов.

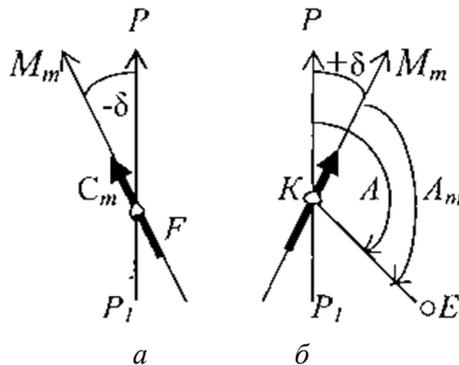


Рисунок 1.7 – Склонение магнитной стрелки: а – западное склонение; б – восточное склонение; PP_1 – географический меридиан; Mm – магнитный меридиан

Касательные пересекаются в точке N под углом γ сближения меридианов. На экваторе $\gamma = 0$ (меридианы взаимно параллельны), в полюсе угол $\gamma = L_M - L_T$, т. е. разности долгот точек M и T .

В проекции на плоскость 6-градусной координатной зоны меридианы изображаются плоскими кривыми (см. рисунок 1.5, в), а зональный угол γ сближения меридианов в данной точке берется по отношению к изображению осевого меридиана (оси X) или линии ему параллельной, например углы $+\gamma_0, +\gamma_1, +\gamma_2$ и $+\gamma_3$. Значения γ отрицательны в западной и положительны в восточной части зоны. Их величина, например для точки K (рисунок 1.5, з), вычисляется по формуле

$$\gamma = (L_K - L_O)\sin B_K, \quad (1.7)$$

где L_K и L_O – долготы точки K и осевого меридиана; B_K – широта точки K .

Углы ориентирования. Для ориентирования прямых линий в геодезии применяют азимуты, дирекционные углы и румбы.

Азимутом называют горизонтальный угол, отсчитанный по ходу часовой стрелки от северного направления меридиана данной точки до направления ориентируемой линии в пределах $0-360^\circ$. От условного магнитного меридиана (северного направления магнитной стрелки) отсчитывают *магнитные азимуты* (рисунок 1.7, б – азимут A_m линии KE), от географического меридиана – *географический азимут* (рисунок 1.7, б – азимут A), его устаревшее название – истинный азимут.

Согласно рисунку 1.7, б данные азимуты связаны зависимостью

$$A = A_m + \delta, \quad (1.8)$$

в которой склонение δ учитывается со своим знаком.

Вследствие взаимной непараллельности на плоскости меридианов X, MK и ME (рисунок 1.8, а) географический азимут протяженной прямой CE принимает различные значения A_C, A_K и A_E в точках C, K и E (в них различны углы сближения меридианов γ_K и γ_E). Например в точке E : $A_E = A_C + \gamma_E$. В средних широтах ($45-60^\circ$) географический азимут изменяется на $1'$ через каждые $1-2$ км вдоль параллели. Это осложняет ориентирование по азимутам.

Наиболее просто ориентирование линий осуществляется в системах плоских прямоугольных координат посредством дирекционным угла.

Дирекционным называют горизонтальный угол, отсчитанный в данной точке от северного направления линии, параллельной оси абсцисс, по ходу часовой стрелки до направления ориентируемой линии в пределах $0-360^\circ$. Например на плоскости в проекции Гаусса–Крюгера дирекционный угол α линии CE (рисунок 1.8, *a*) отсчитывается в точке C относительно северного направления осевого меридиана зоны, а в точках H, K и E – относительно линий x' , параллельных оси X . В местной системе координат (рисунок 1.9, *a*) дирекционный угол отсчитывается относительно северного направления частной оси абсцисс или линий ей параллельных. Дирекционный угол сохраняет одно и то же значение в любой точке прямолинейного отрезка CE (см. рисунок 1.8, *a*).

Согласно рисунку 1.8, *a* в точке C на осевом меридиане зоны в проекции Гаусса–Крюгера географический азимут равен дирекционному углу, т. е. $AC = \alpha$; в других точках прямой CE азимут изменяется на величину сближения соответствующих меридианов

$$A = \alpha + \gamma, \quad (1.9)$$

где значение γ учитывается со знаком, принятым для восточной или западной части зоны.

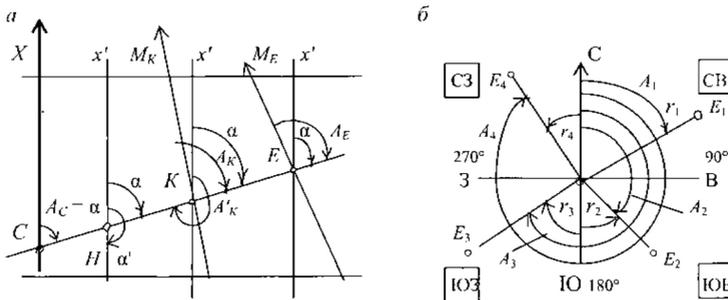


Рисунок 1.8 – Углы ориентирования:
a – азимуты и дирекционный угол; *б* – румбы

Приравняв правые части формул (1.7) и (1.8), найдем

$$\alpha = A_m + \delta - \gamma, \quad (1.10)$$

но результат вычислений по этой формуле получается приближенным вследствие непостоянства (суточных, годовых, вековых изменений, кратковременных возмущений) магнитного поля Земли.

Различают *прямые* и *обратные азимуты* и *дирекционные углы*. Принимая прямым направление $СК$ (см. рисунок 1.8, а), его прямой географический азимут A_C отсчитывают в начальной точке C , обратный A'_K – в точке K . На рисунке видно, что обратный географический азимут рассчитывают с учетом сближения меридианов

$$A'_K = A_C + 180^\circ + \gamma_K, \quad (1.11)$$

но обратный дирекционный угол α' отличается от прямого угла α на 180° и вычисляется по простым формулам

$$\alpha' = \alpha + 180^\circ, \quad (1.11, a)$$

или

$$\alpha' = \alpha \pm 180^\circ. \quad (1.11, б)$$

Румбы. *Горизонтальный острый угол, отсчитанный от ближайшего (северного или южного) направления меридиана до ориентируемого направления, называют румбом* (рисунок 1.8, б). Румб вычисляют в пределах от 0 до 90° и дополняют обозначением его четверти по сторонам света, например $r = ЮВ : 54^\circ 25'$.

В зависимости от исходного направления (магнитного, географического меридиана или оси абсцисс) различают магнитные, географические или дирекционные румбы. Соотношения между соответствующими румбами и азимутами (дирекционными углами) приведены в таблице 1.2.

Обратный румб r' *дирекционного направления* отличается от прямого румба r только наименованием четверти, например, если прямой румб $r = СВ : 41^\circ 34'$, то обратный румб $r' = ЮЗ : 41^\circ 34'$. При вычислении обратных румбов для *азимутальных направлений* следует учитывать сближение меридианов γ .

Таблица 1.2 – Соотношения между азимутами (дирекционными углами) и румбами

Четверть	Вычисление		Численное значение	
	румба	азимута	румба	азимута
I – СВ	$r_1 = СВ: A_1$	$A_1 = r_1$	СВ : $41^\circ 34'$	$41^\circ 34'$
II – ЮВ	$r_2 = ЮВ: (180^\circ - A_2)$	$A_2 = 180^\circ - r_2$	ЮВ : $42^\circ 58'$	$137^\circ 02'$
III – ЮЗ	$r_3 = ЮЗ: (A_3 - 180^\circ)$	$A_3 = 180^\circ + r_3$	ЮЗ : $60^\circ 12'$	$240^\circ 12'$
IV – СЗ	$r_4 = СЗ: (360^\circ - A_4)$	$A_4 = 360^\circ - r_4$	СЗ : $56^\circ 03'$	$303^\circ 57'$

1.5. Прямая и обратная геодезические задачи

В системах плоских прямоугольных координат многие маркшейдерско-геодезические расчеты основаны на формулах решения прямой и обратной геодезических задач.

В прямой геодезической задаче известны горизонтальное проложение d прямого отрезка $1-2$ (рисунок 1.9, а), его дирекционный угол α , координаты x_1 и y_1 начальной точки 1 . Требуется вычислить координаты x_2 и y_2 точки 2 .

Сначала вычисляют приращения координат решением прямоугольного треугольника $1-E-2$

$$\Delta x = d \cos \alpha = d \cos r; \Delta y = d \sin \alpha = d \sin r, \quad (1.12)$$

затем искомые координаты

$$x_2 = x_1 + \Delta x; y_2 = y_1 + \Delta y. \quad (1.13)$$

Знак приращений координат Δx и Δy зависит от направления отрезка $1-2$ (рисунок 1.9, б) и соответствует знаку $\cos \alpha$ и $\sin \alpha$.

При вычислениях с использованием румба r (положительно-го числа) соответствующие значения Δx и Δy необходимо записывать со знаком “плюс” или “минус” в соответствии с рисунком 1.9, б.

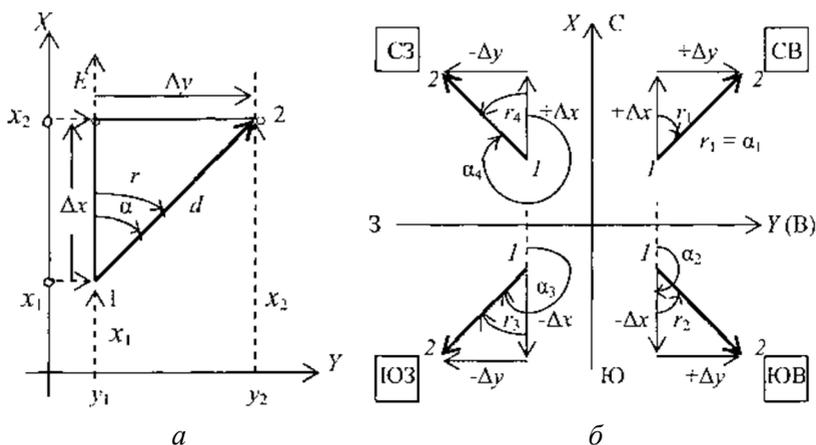


Рисунок 1.9 – Прямая и обратная геодезические задачи:
а – прямая и обратная задачи; б – знаки приращений координат,
дирекционные углы и румбы при различных направлениях $1-2$

Пример 1. Вычислить координаты x_2, y_2 точки 2, если длина линии $l-2$ $d_{1-2} = 100,00$ м, ее дирекционный угол $\alpha_{1-2} = 125^\circ 20'$; координаты точки 1: $x_1 = 500,00$ м; $y_1 = 1000,00$ м.

Решение. Для вычислений следует использовать дирекционный угол. Если применить румб, то его значение $r_{1-2} = \text{ЮВ} : (180^\circ - \alpha_{1-2}) = \text{ЮВ} : 54^\circ 40'$. Затем находим Δx и Δy :

$$\Delta x = 100,00 \cdot \cos 54^\circ 40' = 57,83 \text{ м};$$

$$\Delta y = 100 \cdot \sin 54^\circ 40' = 81,58 \text{ м}.$$

Определив знаки $-\Delta x$ и $+\Delta y$ для направления ЮВ (см. рисунок 1.9, в) вычисляем x_2 и y_2 :

$$x_2 = 500,00 - 57,83 = 442,17 \text{ м};$$

$$y_2 = 1000,00 + 81,58 = 1081,58 \text{ м}.$$

В обратной геодезической задаче по известным координатам x_1 и y_1, x_2 и y_2 конечных точек отрезка прямой $l-2$ (рисунок 1.9, а) вычисляют горизонтальное проложение d , румб r_{1-2} и дирекционный угол α_{1-2} .

Вначале вычисляют тангенс румба (рисунок 1.9, а):

$$\text{tg } r_{1-2} = \Delta y / \Delta x = (y_2 - y_1) / (x_2 - x_1), \quad (1.14)$$

а затем численное значение румба:

$$r = \arctg (\Delta y / \Delta x).$$

По знакам разностей $(y_2 - y_1)$ и $(x_2 - x_1)$ определяют название четверти румба (см. рисунок 1.9, б) и вычисляют дирекционный угол (таблица 1.2). Длину отрезка $l-2$ находят по двум из следующих формул:

$$d = \Delta y / \cos \alpha; d = \Delta y / \sin \alpha; d = \sqrt{\Delta x^2 + \Delta y^2}. \quad (1.15)$$

Пример 2. Вычислить длину d_{1-2} и дирекционный угол α_{1-2} линии $l-2$, если известны координаты точек 1 и 2: $x_1 = 200,00$ м; $y_1 = 400,00$ м; $x_2 = 286,34$ м; $y_2 = 349,54$ м.

Решение. По формуле (1.14) рассчитаем $\text{tg } r_{1-2} = (349,54 - 400,00) / (286,34 - 200,00) = -50,46 / +86,34 = -0,58443$, а также $\arctg (\Delta y / \Delta x) = -30,299^\circ = -30^\circ 17,9'$. По знакам $+\Delta x$ (к северу) и $-\Delta y$ (к западу) найдем $r_{1-2} = \text{СЗ} : 30^\circ 17,9'$, затем дирекционный угол $\alpha_{1-2} = 360^\circ - 30^\circ 17,9' = 329^\circ 42,1'$. По формулам (1.15) вычислим длину отрезка $l-2$: $d_{1-2} = 86,34 / \cos 329^\circ 42,1' = 86,34 / \cos 329,702^\circ = 86,34 / 0,86341 = 100,00$ м; $d_{1-2} = 86,342 + 50,462 = 100,00$ м.

1.6. Понятие о государственной геодезической сети и съёмочных сетях

Государственная геодезическая сеть создается для распространения на всю территорию страны единой системы плановых координат и высот. Эта сеть представлена геодезическими пунктами, закрепленными на местности (рисунок 1.10, а). *Носителем координат* геодезического пункта служит метка в металлической пластине верхнего центра 4, которая заложена в пилоне – подземном центре пункта. Верхний центр дублируют нижним центром 1, который заложен на дне котлована под плитой 2. Глубина заложения нижнего центра – не менее 2-х м.

После закладки центр окапывают и устанавливают опознавательный столбик. Над центром строят металлическую пирамиду (рисунок 1.10, б) или высокий сигнал (рисунок 1.10, в), если они необходимы для открытия взаимной оптической видимости между удаленными пунктами при измерениях углов и расстояний.

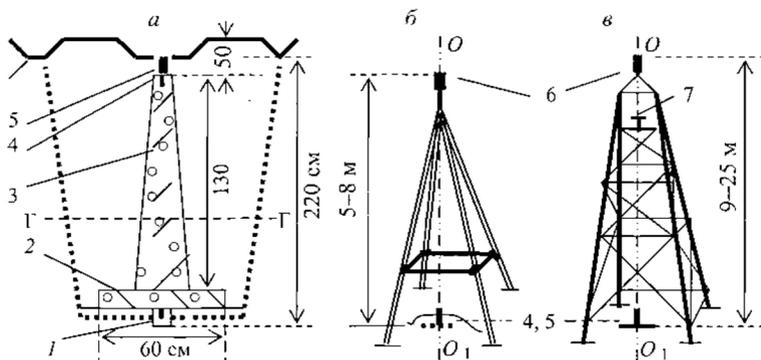


Рисунок 1.10 – Геодезические пункты: а – подземный центр; б – пирамида; в – сигнал; 1 – нижний центр; 2 – плита; 3 – пилон верхнего центра; 4 – верхний центр; 5 – опознавательный столбик; 6 – визирный цилиндр; 7 – столик; ГГ – глубина промерзания грунта; OO_1 – вертикальная ось

Плановые координаты пунктов государственных геодезических сетей в прошлом определялись методами триангуляции

и полигонометрии, в некоторых случаях – методом трилатерации. В настоящее время координаты существующих геодезических пунктов уточняются, а новых пунктов определяются при помощи спутниковых геодезических приборов. Применяются также методы триангуляции и полигонометрии.

Понятие о геометрических методах создания государственных геодезических сетей. Метод *триангуляции* состоит в том, что в вершинах всех треугольных фигур, образованных пунктами сети, измеряют горизонтальные углы, а длины сторон, называемых *базисными*, измеряют только в нескольких треугольниках (базисы b_1 и b_2 на рисунке 1.11, а). Длины остальных сторон вычисляют по тригонометрическим формулам, находят дирекционные углы сторон и определяют координаты пунктов.

Трилатерация – метод построения геодезических сетей в виде треугольных фигур, в которых измеряются только их стороны (расстояния между центрами геодезических пунктов), а углы между сторонами вычисляют. Находит ограниченное применение.

Метод *полигонометрии* основан на построении геодезической сети, состоящей из ломаных линий, называемых ходами, вершины которых закреплены геодезическими пунктами (рисунок 1.11, а). Измеряются длины d сторон хода и горизонтальные углы β между ними. Полигонометрические ходы опираются на пункты триангуляции, относительно которых вычисляются плановые координаты пунктов хода, а их высотные координаты определяются нивелированием.

Государственные геодезические сети 1-го и 2-го классов в прошлом были наиболее точными, расстояние между их пунктами составляет 7–25 км. Увеличение количества опорных геодезических пунктов внутри сетей 1-го и 2-го классов выполнялось развитием сетей триангуляции 3-го класса (длина сторон 5–8 км) и 4-го класса (длина сторон 2–5 км). Погрешности расстояний между соседними пунктами составили 5–15 см (в относительной мере от 1 : 300000 до 1 : 25000).

Точность измерения углов триангуляции 1, 2, 3 и 4-го классов характеризуется средними квадратическими погрешностями 0,7"; 1"; 1,5" и 2", а средние квадратические относительные погрешности определения длины сторон в слабом месте (вдали от

базисов) – относительными погрешностями 1/200 000; 1/150 000; 1/120 000; 1/25 000.

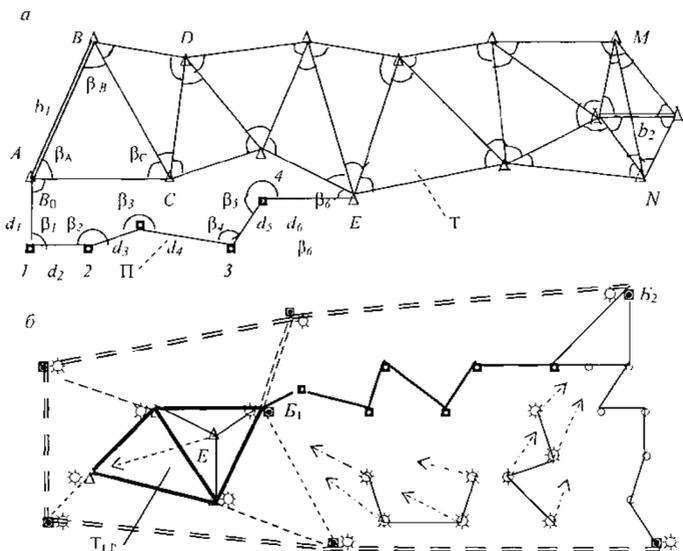


Рисунок 1.11 – Схемы плановых геодезических сетей: *a* – триангуляция (Т) и полигонометрия (П); *б* – спутниковые сети; Δ – пункты триангуляции; \square – пункты полигонометрии; \circ – пункты теодолитных ходов; $\square \odot$ – опорные пункты спутниковых геодезических сетей; B_1, B_2 – базовые пункты спутникового позиционирования; \odot – определяемые спутниковые пункты

В государственных полигонометрических сетях 1, 2, 3 и 4-го классов горизонтальные углы измерялись со средними квадратическими погрешностями 0,4"; 1"; 1,5" и 2", длина сторон с относительными средними квадратическими погрешностями 1/300 000; 1/250 000; 1/150 000 и 1/25 000.

Государственные нивелирные сети I, II, III и IV классов на местности закреплены постоянными знаками – *реперами* (рисунок 1.12), которые закладывают или в грунт (грунтовые реперы), или в стены капитальных зданий и сооружений (стенные реперы). Высотная координата (отметка) репера в прошлом определялась только наземными способами нивелирования (измерения превы-

шений), которые по точности подразделяются на нивелирование I, II, III и IV классов. Погрешности нивелирования в прямом и обратном направлениях, т.е. нивелирования двойным ходом, соответственно характеризуются величинами 0,5; 2; 4 и 8 мм на 1 км нивелирной линии, допустимые невязки превышений определяются соответственно классу нивелирования величинами:

$3\sqrt{L}$, $5\sqrt{L}$, $10\sqrt{L}$, $20\sqrt{L}$, мм, где L – длина хода, км.

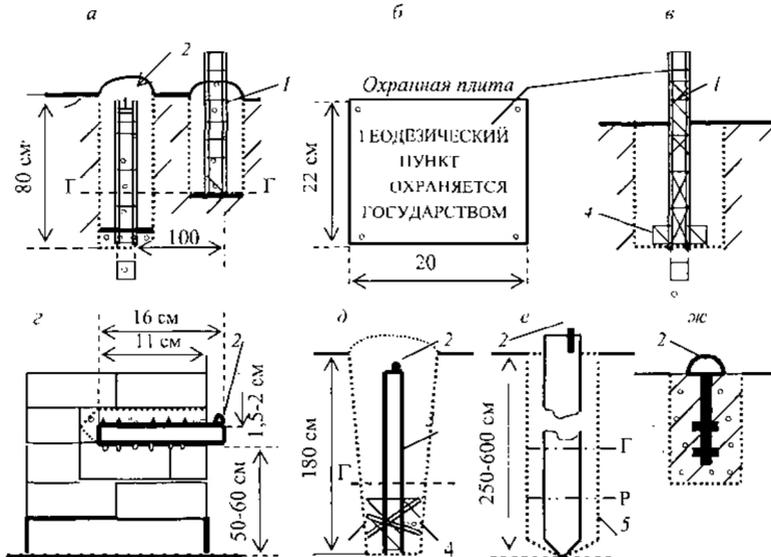


Рисунок 1.12 – Схемы реперов и знаков: *а, д* – репер грунтовой для зоны сезонного промерзания; *б, в* – охранная плита и опознавательный столб; *з* – стенной репер; *е* – репер свайный для закладки в скважине ниже зоны рыхлых грунтов; *жз* – репер плитный (цокольный) для заложения в конструкциях сооружений (1 – опознавательный столб; 2 – носитель высотной координаты (выступ для постановки нивелирной рейки); 3 – труба диаметром 30–50 мм или отрезок рельса; 4 – якорь бетонный; 5 – скважина;

Г – граница глубины промерзания грунтов;

Р – основание слоя рыхлого грунта)

Плановые сети сгущения и съемочные сети. Сети сгущения необходимы для увеличения количества опорных пунктов на территории строительства или горного предприятия при геодези-

ческом обеспечении съёмочных, строительных или горных работ. Сети сгущения создаются относительно пунктов более высокого класса точности методами триангуляции или полигонометрии (рисунок 1.11, б). Дополнительные пункты сетей сгущения (например, пункт *E* на рисунке 1.11, б) определяются различными способами: триангуляционным, прямой или обратной угловыми засечками и др. Сети триангуляции 1-го и 2-го разрядов опираются на геодезические пункты более высокого класса точности и характеризуются средними квадратическими погрешностями измерения углов 5" и 10", относительной погрешностью сторон в слабом месте не грубее 1/20000 и 1/10000.

Полигонометрия 1-го и 2-го разрядов прокладывается отдельными ходами или системой ходов относительно пунктов более высоких классов точности. Требования к полигонометрии маркшейдерского назначения приведены в таблице 1.3.

Съёмочное геодезическое обоснование предназначено для координатной привязки в плане и по высоте материалов топографических съёмок, изыскательских, инженерно-геодезических и маркшейдерских работ. Съёмочное обоснование развивается внутри сетей сгущения. Пункты съёмочного обоснования выбирают с учетом технологии предстоящих съёмочных и изыскательских работ, и закрепляют постоянными знаками или временными знаками (деревянными кольями).

Координаты пунктов съёмочного обоснования определяют теодолитными ходами (рисунок 1.11, б), микротриангуляцией и различными засечками, причем углы в треугольных фигурах не должны быть меньше 30° и не больше 150°, а длина их сторон не больше 150–250 м. *Теодолитный ход* – это полигонометрический ход технической точности: углы измеряются со средней погрешностью 0,5', стороны длиной от 20 до 350 м – с допустимой относительной погрешностью 1/1000 – 1/3000.

Каталоги координат и высот геодезических пунктов. Плановые и высотные координаты пунктов геодезической сети приводятся в отдельных каталогах координат или высот пунктов, которые хранятся в организациях, ведущих геодезические работы, и в районных, областных и республиканских органах геоде-

зического надзора по земельным ресурсам, землеустройству, геодезии и картографии.

Таблица 1.3 – Параметры полигонометрических ходов

Разряд полигонометрии	Предельная длина хода, км			Длина сторон, м		Число сторон, max	СКП изм. угла, m_{β}	Допустимая угловая невязка хода	Допустимая относительная невязка хода
	отдельного	между опорной и узловой точками	между опорными точками	min	max				
1 разряд	5	3	2	0,12	0,8	15	5"	$10''\sqrt{n}$	1/10 000
2 разряд		2	1	0,12	0,35	15	10"	$20''\sqrt{n}$	1/5000

1.7. Понятие о спутниковых системах местоопределения и современных геодезических опорных сетях

Общие характеристики спутниковых систем местоопределения. К концу 80-х годов XX столетия в результате практической реализации большого объема сложных научных и технических разработок в США была создана спутниковая глобальная система позиционирования (определения координат или местоопределения) GPS (джи-пи-эс) – сокращение полного названия NAVSTAR GPS: NAVigation System with Time And Ranging Global Positioning System Global Positioning System (навигационная система определения расстояний и времени, глобальная система позиционирования). Геометрическая схема размещения спутников GPS приведена на рисунке 1.13.

В России создана аналогичная система ГЛОНАСС (Глобальная Навигационная Спутниковая Система) из 24 спутников, из них 3 резервных, все вращаются на средней высоте 19100 км над геоидом. После завершения в 2013 г. создания европейской спутниковой навигационной системы «Galileo» (27 спутников рабочих, 3 резервных) общая космическая группировка навигационных спутников достигнет 80 единиц, соответственно возрастет точность определений координат с помощью средств, способных принимать и обрабатывать сигналы всех трех спутниковых си-

стем. Каждая навигационная спутниковая система включает три составляющих: космический сегмент (созвездие спутников), сегмент контроля и управления (наземные станции слежения), сегмент пользователей (аппаратура пользователей).

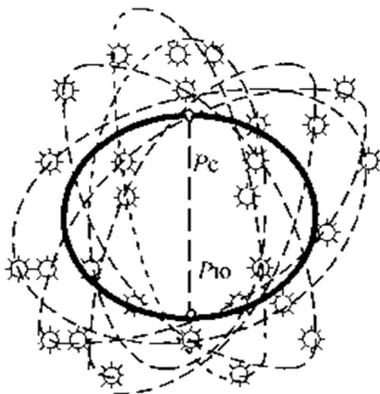


Рисунок 1.13 – Схема космического сегмента спутниковой навигационной системы GPS

Спутники системы GPS вращаются над геоидом в среднем на высоте 20180 км и на расстоянии около 26600 км от центра масс Земли. Они равномерно распределены в шести орбитальных плоскостях, наклон орбит к плоскости экватора равен 55° . Период обращения спутников составляет 12 часов 58 минут.

Пространственное положение спутников в геоцентрической системе координат известно в каждый момент времени. Аппаратура спутников генерирует сложные числовые коды, которые повторяются каждую миллисекунду. Коды составлены так, чтобы обеспечивать компьютерное распознавание спутников, сравнение кодовых данных и устранение неоднозначностей при определении дальностей от приемников до спутников. Данные о конкретных параметрах орбиты каждого спутника вводятся в память компьютерного блока GPS-приемников в виде так называемого «альманаха», который используется для выяснения того периода времени, когда снижается точность позиционирования вследствие неблагоприятного геометрического расположения созвездия

для наблюдаемых спутников. Данные о самых незначительных отклонениях спутников от их расчетных орбит выявляются наземными станциями слежения и передаются через спутники потребителям в виде «информационных сообщений».

Электроэнергию спутник получает от 2-х солнечных батарей площадью $7,2 \text{ м}^2$ и от двух аккумуляторов при пролете в тени Земли. Бортовые стандарты частоты поддерживают стабильность часов спутника в пределах $1 \cdot 10^{-12} \div 1 \cdot 10^{-13}$ с и управляют постоянством основной частоты $10,23 \text{ МГц}$. Из основной частоты формируются две рабочих частоты всех спутников GPS:

$L_1 = 1275,42 \text{ МГц}$ (длина волны $\lambda_1 = 19,05 \text{ см}$);

$L_2 = 1227,60 \text{ МГц}$ (длина волны $\lambda_2 = 24,45 \text{ см}$).

Планируется введение сигнала с частотой L_5 ($\lambda_5 = 25,5 \text{ см}$).

Сигналы L_1 и L_1 зашифрованы специальными кодами, которые предназначены для повышения точности определения координат GPS-приемника. Вычислительный модуль приемника осуществляет компьютерную обработку кодов, зашифрованных в сигналах L_1 и L_1 , и выдает в реальном времени геоцентрические широту φ_r и долготу λ_r антенны приемника.

В процессе обработки сигналов определяются текущие дальности между приемником и наблюдаемыми спутниками, и решается пространственная обратная геодезическая задача по определению геоцентрических координат приемника.

Аппаратура пользователей многообразна. В геодезических работах применяют *двухчастотные и одночастотные приемники*. Первые принимают сигналы на частотах L_1 и L_2 и специальные кодовые сигналы; вторые – сигналы только на одной частоте L_1 или L_2 и кодовый сигнал.

Сущность и точность спутниковых измерений дальностей. Измерения дальностей между приемником и спутниками, а также наземные дальности между приемниками основаны на использовании кодовых и фазовых сигналов, излучаемых спутниками.

Кодовые измерения дальностей выполняются со значительными погрешностями (до нескольких метров) и получаемые величины называют псевдодальностями. Аппаратура спутника и приемника синхронно генерирует однотипные кодовые сигналы. Кодо-

вые сигналы от спутника поступают к приемнику с запозданием на время τ , равное времени распространения радиоволны, и расстояние между спутником и приемником (псевдодальность) будет

$$S_{\Pi} = c\tau + c\delta\tau, \quad (1.16)$$

где c – скорость распространения радиоволн; $c\delta\tau$ – искажение псевдодальности (или поправка), вызванное несинхронностью работы спутника и приемника.

Фазовые измерения дальностей основаны на определении целого числа N радиоволн длиной λ между спутником и приемником, и измерении дробной части волны $\Delta\lambda$, которую находят по разности фаз $\Delta\varphi$ излученной и принятой несущей частоты, исходя из соотношения $\Delta\lambda / \lambda = \Delta\varphi^\circ / 360^\circ$, т. е. $\Delta\lambda = \lambda (\Delta\varphi^\circ / 360^\circ)$. При этом искомое расстояние

$$A'_{K} = A_C + 180^\circ + \gamma_K, \quad (1.17)$$

где δ_R – суммарная поправка, учитывающая влияние тропосферы, ионосферы, погрешностей мгновенных координат спутника, несовпадения хода часов спутника и приемника, инструментальных погрешностей, релятивистских эффектов и др.

При приеме сигнала L_1 или L_2 только от одного спутника в уравнении (1.17) невозможно определить целое число радиоволн N , поэтому для решения задачи сигналы принимаются от нескольких спутников. По данным *одночастотных приемников* в процессе компьютерной постобработки записанных фазовых и кодовых сигналов определяются расстояния D_i до спутников, и решается обратная пространственная задача по определению координат антенны приемника.

При использовании *двухчастотных приемников* принимают сигналы на частотах L_1 и L_2 и по результатам совместной автоматической обработки фазовых и кодовых сигналов в реальном времени определяются геоцентрические координаты приемника. В процессе компьютерной постобработки вычисляют прямоугольные координаты точек позиционирования, например в проекции Гаусса–Крюгера.

Геометрический фактор созвездия спутников. Для достаточно точного определения координат приемника количество наблюдаемых спутников должно быть не менее четырех, а для более точного позиционирования – не менее пяти или шести, при

этом положение спутников должно отвечать благоприятному *геометрическому фактору* (ГФ). Хороший геометрический фактор соответствует наибольшему рассредоточению спутников в южном секторе небосвода, с запада на восток, при возвышении над горизонтом не менее 15° . При удовлетворительном ГФ точность позиционирования понижается, при плохом ГФ точные работы прерываются. Сведения о предстоящих изменениях ГФ передаются в навигационных сообщениях для планирования работ.

Точность непосредственного (абсолютного) позиционирования. Непосредственное позиционирование – это определение геоцентрических координат автономного наземного приемника относительно спутников. Точность результата ограничена до 5–60 м рядом факторов, среди них:

1) влияние на радиосигналы ионосферы Земли (слой электрически заряженных частиц на высотах 130–200 км над поверхностью Земли), в этой среде несколько снижается скорость радиосигналов и возникает эффект многолучевого распространения электромагнитных колебаний за счет неодинакового их преломления, соответствующая погрешность координат $m_1 \approx 1,5$ м;

2) малые неточности хода бортовых часов вызывают погрешность координат $m_2 \approx 0,7$ м;

3) погрешности позиции спутника по альманаху иногда снижают точность местоопределения до значений $m_3 \approx 20\text{--}50$ м;

4) погрешности от воздействия ионосферы и атмосферы на траекторию радиолуча составляют $m_4 \approx 0,7$ м;

5) погрешности дальностей за счет многолучевости возникают от тех частей электромагнитных волн, которые отражаются от земной поверхности или элементов ближайших высоких сооружений, проходят более длинный путь и вызывают искажения фазы основного сигнала, причем соответствующие погрешности дальностей достигают 5–6 см и больше, а при кодовых измерениях – нескольких метров.

Относительное позиционирование (метод базовой станции), его точность. Относительное позиционирование состоит в том, что один из наземных приемников (базовый приемник) устанавливают на пункте геодезической сети с известными координатами (базовом пункте).

Мобильные приемники устанавливают над пунктами, координаты которых требуется определить. Все приемники одновременно принимают сигналы с видимых спутников. При ограниченных расстояниях между базовым и мобильными приемниками все основные погрешности непосредственного позиционирования, включая погрешности (1)–(4), оказываются практически равными на территории приема сигналов, и незначительно влияют на разность спутниковых координат базового и мобильных приемников. В результате такой схемы приема сигналов искомые координаты определяются относительно базового пункта с высокой точностью.

На базовой станции в процессе непрерывного приема сигналов для прилегающей территории определяются также дифференциальные поправки к измеренным фазовым дальностям или к координатам пунктов для перехода от геоцентрических координат системы WGS-84 или ПЗ-90 к координатам в нужной проекции, например Гаусса–Крюгера.

По методу базовой станции при дальностях D в км наиболее точные GPS-приемники дают возможность определить:

- расстояния с погрешностью $\Delta D = (3 \div 10) \text{ мм} + D (1 \div 2) \text{ мм}$;
- превышения в 2 раза менее точно, т. е.
- $\Delta H = (6 \div 20) \text{ мм} + D (2 \div 4) \text{ мм}$;
- азимуты линий с погрешностью $\Delta A = (3 \div 10) \rho / L + (1 \div 2)''$, где $\rho \approx 206000$ – число секунд в радиане.

Например, при $D = 1$ км получаем абсолютную погрешность дальности $\Delta D = (4 \div 12) \text{ мм}$, или относительную $\Delta D / D = 1 / 250\,000 \div 1 / 83\,000$; для расстояний $D = 10$ км соответственно находим $\Delta D = (13 \div 30) \text{ мм}$; $\Delta D / D = 1 / 770\,000 \div 1 / 330\,000$. При местных работах максимальное удаление мобильных приемников от базового может достигать 25–40 км. Следует отметить, что в современной практике спутниковых геодезических работ разность фаз измеряется с погрешностью около 1 %, следовательно, теоретически достижимая точность определения дальностей фазовым методом на ограниченных расстояниях в несколько км равна $\Delta \lambda \approx \lambda / 100$ и в настоящее время характеризуется пределом 2–2,5 мм. В таблице 1.4 приведены показатели фактической точности место-

определения по методу базовой станции при различных режимах перемещений и установок мобильного приемника (ровера).

Режим статика является наиболее точным, но длительным до нескольких часов, и используется при выполнении высокоточных геодезических работ. Конечная точность позиционирования зависит от количества спутников и продолжительности приема сигналов.

Таблица 1.4 – Достижимая точность определения координат точек спутниковыми методами относительно базовой станции

Режим позиционирования	Характеристики режима позиционирования мобильным приемником (ровером) относительно базовой станции	Достижимая точность плановых координат ровера, мм
Статика	Наблюдения 5–6 спутников в течение от 40 мин до нескольких часов, базисные линии – до 30 км	$\pm(3\div 5 + 1 \times 10^{-6}D)$
Быстрая статика	Малое время наблюдения 5–6 спутников (от 5 до 30 мин), короткие базисные линии (менее 10 км)	$\pm(10\div 30 + 2 \times 10^{-6}D)$
Стой-иди	Остановки на 1–2 мин на определяемых пунктах	$\pm(10\div 30 + 2 \times 10^{-6}D)$
Кинематика	Определение положения точек при работе ровера в движении или с короткими остановками	$\pm(10\div 30 + 2 \times 10^{-6}D)$
RTK	Постоянная связь с базовой станцией по радиомодему и определение координат в реальном масштабе времени	$\pm(10\div 20 + 2 \times 10^{-6}D)$
OTF (в полете)	Определение 2-частотным приемником координат центров фотографирования при аэрофотосъемке в полете	100–200

Режим быстрой статика – это разновидность статического режима, при которой продолжительность измерений ограничивают до нескольких минут при благоприятном геометрическом факторе созвездия спутников.

Режим стой–иди (Stop and Go) осуществляют с кратковременными остановками ровера над съёмочными точками, координаты которых определяют при постобработке.

Режим кинематики используют при выполнении съёмочных работ (в том числе аэрофотосъёмки) с одночастотными или двухчастотными приемниками, когда мобильный приемник останавливают на определяемых пунктах на короткое время, после чего перемещают (без выключения) на другие определяемые точки.

Режим RTK (кинематика в реальном времени – Real Time Kinematics) предполагает оснащение приемников радиомодемами и определение координат точек установки ровера в течение нескольких секунд с учетом поправок, полученных по радиомодему с базовой станции.

Режим OTF (On The Fly – в полете) используется для определения координат центров фотографирования при аэрофотосъёмке с самолета, когда обеспечивается непрерывный прием сигналов с необходимого числа спутников.

Одновременный прием сигналов со спутников двух систем ГЛОНАСС и GPS (или трех систем, включая «Galileo») позволяет при сокращении времени позиционирования обеспечить высокую точность определения искомым координат.

Спутниковые геодезические приемники. В Кыргызстане используют геодезические приемники фирм США, Германии, России, а также швейцарской фирмы Leica.

GPS приемник LEICA Sistem 1230 (рисунок 1.14) характеризуется временем инициализации 8 с (вхождения электроники в рабочий режим). Действует на удалении от базовой станции до 30 км и больше при хороших условиях приема сигналов. Масса: процессора 1,20 кг; контроллера 0,48 кг; антенного модуля 0,44 кг; батареи 0,19 кг – 2 шт., время непрерывной работы – до 15 часов.

Показатели точности определения дальностей приемником LEICA GPS 1200:

по методу базовой станции:

1) режим измерений «статика» $\Delta D = 5 \text{ мм} + 10^{-6}D$;

2) в режиме измерений «кинематика» $\Delta D = 10 \text{ мм} + 10^{-6}D$;

3) при камеральной обработке (постобработке) на компьютере данных режима «статика» $\Delta D = 3 \text{ мм} + 10^{-6} D$;

4) погрешность превышения ΔH в два раза больше погрешности дальности ΔD .

Программное обеспечение приборов LEICA Sistem 1200 включает полный набор программ по определению систем координат и трансформированию из одной системы в другую, в частности, геоцентрических координат WGS-84 и ПЗ-90 в проекцию Гаусса–Крюгера или в местную систему координат.

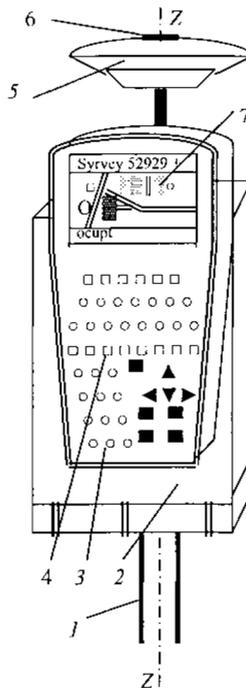


Рисунок 1.14 – Полевые модули приемников LEICA GPS 1200:
1 – штанга (штатив); 2 – процессор; 3 – контроллер; 4 – клавиатура;
5 – антенный модуль; 6 – антенна; 7 – дисплей;
ZZ – вертикальная ось антенны

Спутниковая государственная геодезическая сеть. Для модернизации прежней государственной сети СССР, созданной

методами триангуляции и полигонометрии, ее пункты были заново определены спутниковыми методами в системе ПЗ-90. Погрешности расстояний в 10–15 км между соседними пунктами уменьшились с 15–15 см до 2–4 см.

Спутниковые технологии заложены в основу работ по дальнейшему повышению точности государственных и местных геодезических сетей. На территории России создается фундаментальная астрономо-геодезическая сеть (ФАГС), расстояния между ее пунктами приняты в 800–1000 км, а погрешности расстояний между ними составляют 1 мм на 100 км (1:100000000). Внутри ФАГС размещаются пункты высокоточной геодезической сети ВГС при расстояниях между ними 150–500 км, определяемых с погрешностью 1 мм на 10 км (10000000). По результатам наблюдений за изменениями глобальных координат пунктов ФАГС и ВГС определяются элементы общих деформаций земной коры. Внутри ФАГС и ВГС определяются координаты пунктов спутниковой геодезической сети 1-го класса СГС-1 при расстояниях между ее пунктами 20–40 км и погрешностями, близкими к 1 мм на 1 км (1:1000000). Пункты СГС-1 предназначены для обеспечения исходными координатами других видов менее точных спутниковых и неспутниковых геодезических работ по развитию опорных и съемочных сетей, проведению топографических съемок, различных изысканий и др.

Спутниковая геодезическая сеть СГС-1 служит для сгущения пунктов ВГС. Расстояния между пунктами СГС-1 должно составлять 15–25 км. Погрешность взаимного положения пунктов допускается: в плане $m_D = \pm 3 \text{ мм} + 1 \times 10^{-7} \times D$; по высоте $m_H = \pm 5 \text{ мм} + 2 \times 10^{-7} \times D$.

Ранее созданные плановые сети триангуляции 1–4 классов модернизируются на основе спутниковых технологий, точность определения их координат не должна быть грубее $\pm 10 \text{ см}$.

Опорные плановые геодезические сети для съемочных работ. Для топографо-геодезических изысканий на территориях городов, промышленных предприятий, мест добычи полезных ископаемых, вдоль автотранспортных, ж/д и газопроводных магистралей, линий электропередач необходимо создавать местные плановые опорные геодезические сети всеми доступными совре-

менными методами с необходимой точностью. Спутниковые методы обеспечивают снижение затрат времени, трудоемкость работ и стоимость геодезических пунктов. При расчетах координат пунктов местной геодезической сети поверхность относимости следует совмещать со средним уровнем территории объекта – этим устраняется необходимость введения ряда поправок за проецирование геодезических точек на поверхность геоида.

Количество опорных пунктов для съемок территорий горных предприятий обосновывается задачами маркшейдерских работ с учетом данных таблиц 1.3 и 1.5. Опорные пункты и пункты съемочного обоснования на освоенных территориях рекомендуется закреплять постоянными знаками, которые предназначены для многократного использования длительное время.

Таблица 1.5 – Рекомендуемая плотность опорных плановых пунктов на территориях горнодобывающих предприятий

Масштаб съемки	Количество пунктов государственной сети и сетей сгущения на территориях (примерное)	
	неосвоенной	производственных, заселенных
1:5000	1 пункт на 5 км ²	4 пункта на 1 км ²
1:2000 и крупнее	1 пункт на 2 км ²	5 пунктов на 1 км ²

Таблица 1.6 – Допустимая длина теодолитных съемочных ходов

Масштаб маркшейдерско-топографической съемки	Открытая и застроенная местность				Заросшая местность		
	1/Т	1/Т	1/Т	Висячий ход	1/Т	1/Т	Висячий ход
	1:1000	1:2000	1:3000		1:2000	1:1000	
	Допустимая длина теодолитного хода, км						
1:5000	6,0	4,0	2,0	0,35	6,0	3,0	0,5
1:2000	3,0	2,0	1,0	0,2	3,6	1,5	0,3
1:1000	1,8	1,2	0,6	0,15	1,5	1,5	0,2
1:500	0,9	0,6	0,3	0,1	—	—	—

Количество и местоположение опорных геодезических пунктов должны быть обоснованы в проекте съемочного обоснования, в котором основное место отводится теодолитным (полигономет-

рическим) ходам и при необходимости предусматриваются геодезические засечки. При топографических съемках общего назначения допустимая длина хода съемочного обоснования (таблица 1.6) рассчитывается по формуле

$$(\sum d)_{\text{доп}} = 2\Delta p \cdot M \cdot T / 106, \quad (1.18)$$

где $\Delta p = 0,2$ мм – допустимая погрешность положения на плане открытой местности масштаба 1 : М пункта сети, наиболее удаленного от опорных пунктов (в слабом месте теодолитного хода); Т – знаменатель относительной погрешности полигонометрического (теодолитного) хода; $\Delta p = 0,3$ мм для местности, заросшей кустарником и лесной растительностью.

Возможности модернизации традиционных методов создания опорных и съемочных маркшейдерских сетей основаны на внедрении спутниковых технологий (см. разд. 1,6), а также электронных тахеометров. Спутниковыми приборами можно создавать плановое и высотное съемочное обоснование, а также выполнять съемки местности. Электронные тахеометры эффективны для угломерных и дальномерных измерений и съемочных работ, как на земной поверхности, так и в подземных выработках.

Высотные опорные сети. Для высотного обоснования съемок масштаба 1:5000 до начала работ необходимо определить отметки не менее 2-х реперов государственной нивелирной сети III или IV класса на площадь 10–15 км²; для съемок масштаба 1:2000 и крупнее – не менее 2-х реперов на 5–7 км². В процессе съемок определяются отметки каждого пункта съемочного обоснования техническим нивелированием.

Геодезические сети для горных выработок. Особое значение придается созданию системы постоянных наземных – *подходных плановых пунктов и реперов* вблизи устьев шахтных стволов. Они необходимы для ориентирования подземных горных выработок и установке в проектное положение оборудования на промплощадке поверхности. Подходные пункты закладывают на расстоянии не более 300 м от шахтного ствола в местах, удобных для прокладки к стволу висячего полигонометрического хода с числом сторон не более трех. Координаты подходных пунктов определяют полигонометрией (маркшейдерской полигонометри-

ей) не ниже 1 разряда или же спутниковыми приборами по измененной технологии.

Специальные планово-высотные маркшейдерские сети.

Для выполнения специальных маркшейдерских работ, требующих высокой геометрической точности монтажа горного оборудования и подземных сооружений, создаются специальные геодезические сети с предварительным обоснованием требуемой точности их элементов в плане и по высоте. Опорные знаки специальных сетей надежно закрепляются.

Сохранность маркшейдерско-геодезических знаков. Исходные плановые и высотные пункты государственных, местных и специальных маркшейдерско-геодезических сетей должны служить долговременной основой для последовательного выполнения маркшейдерско-геодезических работ на стадиях съемок, строительства наземных сооружений, горных работ и др. Эти пункты многократно используются и подлежат сохранению на весь период действия горнодобывающего предприятия. Знаки ограждаются. Но на практике наземные и подземные пункты в зонах непосредственной разработки полезных ископаемых часто повреждаются или уничтожаются по мере разработки полезного ископаемого. Возможность утраты таких пунктов необходимо заранее предусмотреть в проекте геодезической сети. Дополнительные опорные долговременные знаки закладывают в безопасных местах с расчетом на использование при восстановлении утраченных пунктов или при переносе их на новое место.

Г Л А В А 2

ТОПОГРАФИЧЕСКИЕ КАРТЫ, ПЛАНЫ И ЧЕРТЕЖИ

2.1. Понятие о картах и планах. Масштабы

Обширные территории изображают на картах в уменьшенном виде. Теоретически контуры земной поверхности отвесно проецируют на уровенную поверхность (см. разд. 1.2), а сферическое изображение территории переносят на плоскость с определенными искажениями за счет картографической проекции и за счет обобщения контуров при уменьшении их мелких геометрических подробностей.

Топографические карты составляют в масштабах 1:1000000 (одна миллионная) и более крупных. Указанный для карты масштаб точно соблюдается лишь на отдельных ее участках и изменяется на других вследствие особенностей проекции.

Для ограниченного по размерам участка земной поверхности, когда его проекцию на сферу можно считать проекцией на плоскость (см. разд. 1.2), составляют топографический план. *Топографический план представляет собой уменьшенное и подобное изображение контуров и рельефа участка местности в ортогональной проекции на горизонтальную плоскость.*

Картографирование застроенных территорий, предприятий по разработке полезных ископаемых и других объектов необходимо для осуществления их деятельности. При проектировании горных предприятий и в маркшейдерско-геодезических работах используют топографические планы, а также специальные маркшейдерские чертежи, которые составляют в масштабах 1:200; 1:500; 1:1000; 1:2000; 1:5000. На них показывают существующие объекты и проектируют новые поверхностные и подземные сооружения. На исполнительных чертежах отображают все построенные наземные и подземные линейные сооружения (дороги, трубопроводы, кабели, шахты, тоннели, штреки и др.).

К картографическим материалам относят также и профили – вертикальные разрезы местности, наземных и подземных соору-

жений, залежей ископаемых. *Профилем называется уменьшенное изображение вертикального разреза земной поверхности или подземного образования вдоль выбранного направления.*

При составлении профиля земной поверхности и сооружений линейного вида для большей выразительности чертежа обычно масштаб вертикальных расстояний $1 : M_v$ берут в 10 раз крупнее масштаба горизонтального $1 : M_g$. На профилях проектируют надземные и подземные линейные объекты (дороги, трубопроводы, каналы, тоннели и т.д.) и отображают вертикальные разрезы построенных сооружений.

Масштабы топографических и маркшейдерских чертежей, профилей представляют в численном виде и в графической форме.

Численный масштаб $1 : M$ – это отношение длины отрезка d_p на плане к горизонтальному проложению d_m соответствующего отрезка на местности:

$$1 : M = d_p : d_m. \quad (2.1)$$

Знаменатель M численного масштаба характеризует величину уменьшения горизонтальных проложений d при их изображении на плане:

$$M = d_m : d_p. \quad (2.2)$$

Если $d_m = 100$ м, $d_p = 10$ см, то $M = 100 \text{ м} : 10 \text{ см} = 10000 \text{ см} : 10 \text{ см} = 1000$, т. е. численный масштаб $1 : M = 1 : 1000$ (одна тысячная). Численный масштаб часто указывается в словесной форме, например “в 1 см 10 м” – для плана масштаба 1:1000. *Линейный масштаб* представляет собой отрезок прямой, на котором несколько раз отложен отрезок a , называемый основанием масштаба. На рисунке 2.1, *a* основание a равно 2 см, левый крайний отрезок разделен наименьшими делениями на 10 равных частей. Для плана масштаба 1:5000 (в 1 см 50 м) основанию, равному 2 см, соответствует расстояние на местности $d_m = 100$ м, поэтому деления a подписаны через 100 м. Каждое наименьшее деление левого крайнего отрезка a кратно 10 м, но десятые доли таких делений (сотые доли основания a) оцениваются визуально и кратны 1 м. Расстояние d_1 , снятое с плана циркулем-измерителем равно $300 + 30 + 6 = 336$ м. На рисунке 2.1, *b* основание $a = 1$ см. Для плана масштаба 1:1000 (в 1 см 10 м) отрезок $d_2 = 50 + 3 + 0,1 = 53,1$ м.

Поперечный масштаб (рисунок 2.2) предназначен для более точных измерений по плану. Его гравировают на металлических масштабных линейках.

Для графического построения поперечного масштаба на бумаге прочерчивают 11 параллельных прямых отрезков через 2,5 или 3 мм. Перпендикулярно им прочерчивают отрезки AC , BD , ..., KL через равные промежутки $a = CD$ выбранного основания масштаба. Левые отрезки CD и AB разделяют десятью метками через $0,1a$ долю основания. Метки B и E соединяют наклонным прямым отрезком, параллельно BE прочерчивают остальные наклонные отрезки. В треугольнике BED длина $ED = 0,1a$. Горизонтальные отрезки $0,01a$; $0,02a$... $0,09a$; $0,10a$, ограниченные его сторонами, представляют сотые доли основания. При основании $a = 2$ см (см. рисунок 2.2) для плана масштаба 1:2000 (в 1 см 20 м) находим цену основания $aц = 40$ м и отрезок d_3 в делениях поперечного масштаба $d'_3 = 2aц + 4(0,1aц) + 3,5(0,01aц) = 2,435aц$ или $d_3 = 2,435 \cdot 40 = 97,4$ м. Или же непосредственно по масштабу отсчитываем $d_3 = 80 + 16 + 1,4 = 97,4$ м.

Точность масштаба. Понятие точности масштаба соответствует способности человека с расстояния 25–30 см различать невооруженным глазом на плане точку диаметром около 0,1 мм. *Точностью масштаба t* называют горизонтальный отрезок Δd на местности, соответствующий отрезку длиной 0,1 мм на плане масштаба

$$1 / M: t = 0,0001M. \quad (2.3)$$

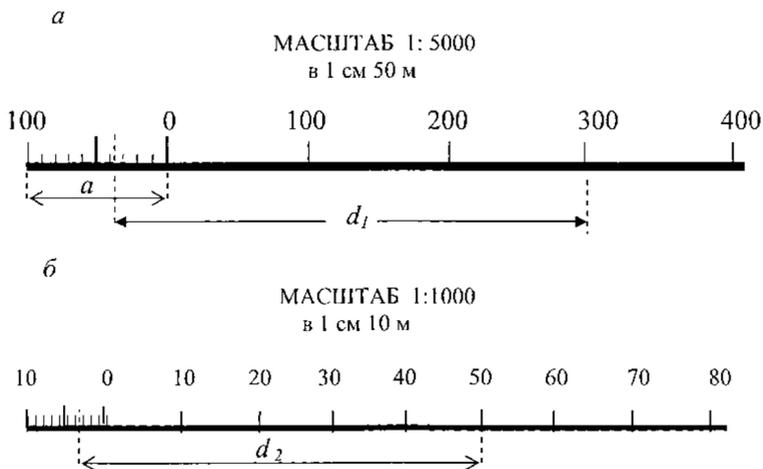
Например, точность масштаба 1:500 (в 1 см 5 м) будет равна $t = 0,0001 \cdot 500 = 0,05$ м.

Погрешности расстояний, измеренных по плану (карте).

По ряду причин (погрешности съёмочных работ, составления планов, печатания копий топографического чертежа, деформаций бумажной основы) изображения объектов местности на карте или на рабочем плане находятся каждое не на своем месте, а со средним отклонением от него $(\delta_{xy})_п \approx 0,2–0,4$ мм (в отдельных случаях отклонения достигают 0,7–1 мм). Расстояние $d_п$, измеряемое между такими точками по плану масштаба 1:M, получается со средней вероятной погрешностью $\delta_{dп} = (\delta_{xy})\sqrt{2} \approx 0,4–0,6$ мм.

Средняя погрешность расстояния, измеренного по карте, оценивается по формуле

$$\Delta d = \delta_{дп} \cdot M = 0,0005 M. \quad (2.4)$$



а) с основанием 2 см; б) с основанием 1 см

Рисунок 2.1 – Линейные масштабы

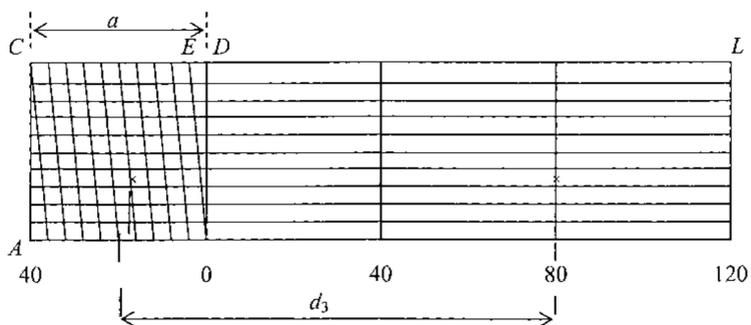


Рисунок 2.2 – Поперечный масштаб

Например, по плану масштаба 1:1000 расстояния определяются со средней погрешностью $\Delta d = 0,0005 \cdot 1000 = 0,5$ м. Если по такому плану с помощью поперечного масштаба определен отрезок

зок $d_{п} = 155,3$ мм, то на местности $d = d_{п} \cdot M = 0,1553 \cdot 500 = 77,65$ м, и оценка средней погрешности результата составляет $\Delta d = \delta_{dп} \cdot M = 0,0005 \cdot 500 = 0,25$ м. Окончательная запись данного результата: $d = 77,65 \pm 0,25$ м. Следовательно, с учетом неизбежных допустимых графических погрешностей плана, измеряемые по нему расстояния, при необходимости указания его точности, следует характеризовать выражением

$$d = d_{п} M + \delta_{dп} M = d_{п} M + 0,0005M. \quad (2.5)$$

2.2. Номенклатура топографических карт и планов

Рамками каждой топографической карты на бумажном носителе или в электронном виде служат изображения отрезков меридианов и параллелей, которые на поверхности референц-эллипсоида пересекаются под прямыми углами. В проекции на плоскость рамки топографических карт образуют трапеции, размеры которых зависят от масштаба карты. Географические координаты и масштаб каждой топографической карты обозначены ее шифром в единой системе, называемой номенклатурой топографических карт.

Номенклатура обзорной карты масштаба 1:1 000 000.

Рамки листов такой карты представлены изображениями меридианов, проведенных через 6° , и параллелей – через 4° согласно схеме, показанной на рисунке 2.3. От экватора к северному и южному полюсам листы карт образуют 6-градусные по долготе колонны. Колонны пронумерованы от 1 до 60 на восток, начиная от меридиана с долготой 180° (колонна 31 расположена между меридианами 0 и 6°). Вдоль параллелей листы карт объединены в 4-градусные по широте пояса, обозначенные заглавными латинскими буквами от *A* до *V* от экватора к северу и симметрично от экватора к югу.

По схеме, показанной на рисунке 2.3, находим, что г. Москва изображается на листе *N-37* обзорной карты масштаба 1:1000000 (одна миллионная). Западной и восточной сторонами рамки этой карты служат отрезки изображения меридианов с долготой 36 и 42° , южной и северной сторонами – отрезки изображения па-

раллелей с широтой 52 и 56°. Отметим, что карта (трапеция) N-37 относится к 6-градусной координатной зоне №5 (рисунок 1.5).

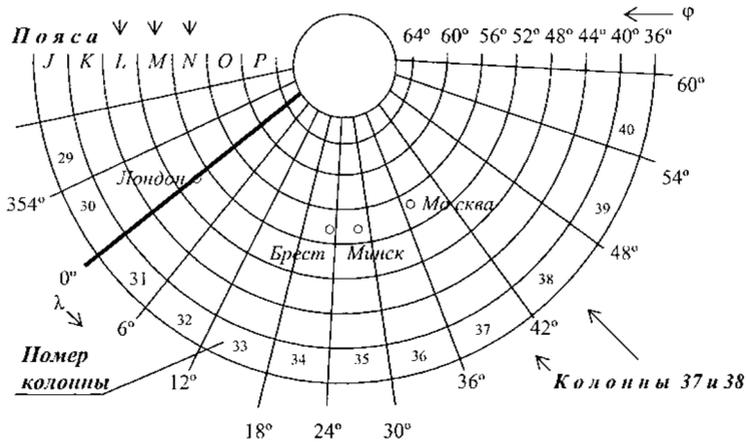
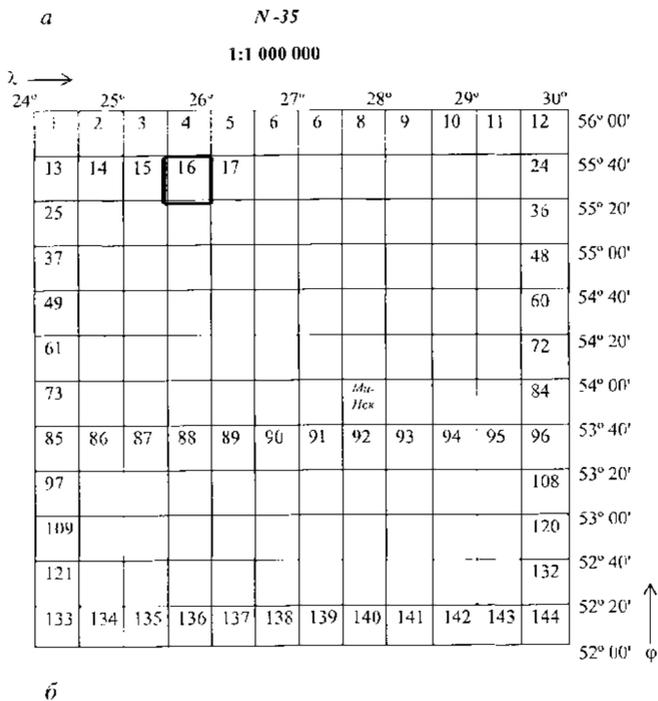


Рисунок 2.3 – Разграфка и номенклатура листов карты масштаба 1:1000000 (фрагмент)

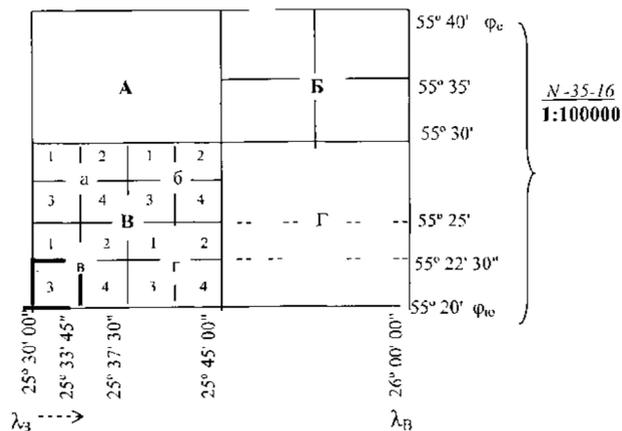
Номенклатура топографических карт. Для получения рамок топографических карт масштаба 1:100000 (одна сотысячная) трапецию карты масштаба 1:1000000 разграфляют на $12 \times 12 = 144$ части, которые нумеруют по порядку (рисунок 2.4, а). Номенклатура листов имеет вид N-37-1, N-37-2 и т. д. В градусной мере каждая трапеция равна по широте $4^\circ : 12 = 240' : 12 = 20'$ (рисунок 2.4, а), а по долготе (вдоль параллелей) – $6^\circ : 12 = 360' : 12 = 30'$.

На рисунке 2.4, б трапеция N-35-16 изображена отдельно, широты и долготы ее сторон получены по рисунку 2.4, а: $\varphi_C = 55^\circ 40'$; $\varphi_{Ю} = 55^\circ 20'$; $\lambda_3 = 25^\circ 30'$; $\lambda_B = 26^\circ 00'$.

Рамки карт масштаба 1:50000 (одна пятидесятитысячная) получают разграфкой листов карт масштаба 1:100000 на 4 части, которые обозначают заглавными буквами русского алфавита А, Б, В, Г (см. рисунок 2.4, б). Карта N-35-16-В ограничена параллелями с широтами $55^\circ 20'$ и $55^\circ 30'$ и меридианами с долготами $25^\circ 30'$ и $25^\circ 45'$. Рамки карт масштаба 1:25000 получают разграфкой листов карт масштаба 1 : 50000 на 4 части, которые обозначают строчными буквами русского алфавита а, б, в, г (рисунок



б



а) для карт масштаба 1 : 100 000; б) для карт масштабов 1 : 50 000, 1: 25 000, 1 : 10 000

Рисунок 2.4 – Разграфка топографических карт

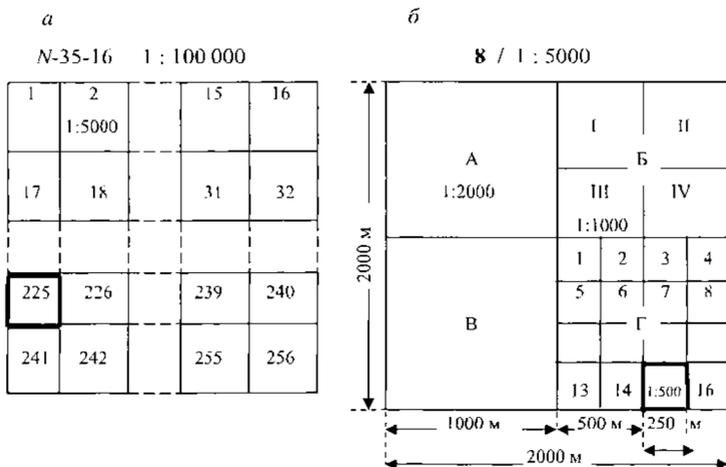


Рисунок 2.5 – Разграфка: *a* – топографических карт масштаба 1:5000; *б* – основных маркшейдерских чертежей земной поверхности для территорий площадью менее 20 км²

2.4, *б*, лист В). Карта *N-35-16-В-в* очерчена параллелями с широтами $\varphi_C = 55^\circ 25'$, $\varphi_{Ю} = 55^\circ 20'$ и меридианами с долготами $\lambda_3 = 25^\circ 30'$, $\lambda_B = 25^\circ 37' 30''$. Рамки карт масштаба 1 : 10000 образованы разграфкой листов карт масштаба 1 : 25000 на 4 части, которые обозначены арабскими цифрами от 1 до 4 (см. рисунок 2.4, *б*). Карта *N-35-16-В-в-3* ограничена параллелями с широтами $\varphi_C = 55^\circ 22' 30''$; $\varphi_{Ю} = 55^\circ 20'$, меридианами с долготами $\lambda_3 = 25^\circ 30'$; $\lambda_B = 25^\circ 33' 45''$.

Рамки топографических карт (планов) масштаба 1:5000 образуют разграфкой листов карт масштаба 1:100000 на 256 частей (рисунок 2.5, *a*), каждый планшет масштаба 1:5000 обозначают порядковым номером, заключенным в скобки, например, на рисунке выделено обозначение планшета *N-35-16* (225).

Номенклатура маркшейдерско-геодезических чертежей земной поверхности (планшетов). Маркшейдерско-геодезические чертежи земной поверхности для участков площадью менее 20 км², а также чертежи открытых и подземных горных выработок в проекции на горизонтальную плоскость составляют на планшетах квадратной формы в местной системе прямоугольных

координат. Размеры рамок плана на планшетах масштаба 1: 5000 приняты 40×40 см, на планшетах более крупных масштабов – 50×50 см.

Планшеты масштаба 1 : 5000 на участок 2000×2000 м нумеруют по порядку арабскими цифрами (например лист 8 на рисунке 2.5, б). Рамки чертежей масштабов 1:2000, 1:1000 и 1:500 (на участки в плане 1000×1000; 500×500 и 250×250 м) образованы последовательной разграфкой плана масштаба 1:5000 как показано на схеме рисунка 2.5, б. Планшеты масштаба 1:2000 обозначают заглавными буквами русского алфавита, например 8-А; планшеты масштаба 1:1000 – римскими цифрами, например 8-Б-П, планшеты масштаба 1:500 – арабскими цифрами, например 8-Г-IV-15.

2.3. Условные знаки топографических карт и планов

Различные объекты местности изображаются на топографических и маркшейдерских картах и планах соответствующими условными знаками. *Контурными (масштабными) условными знаками* изображают очертания объектов в подобной форме, по ним можно определить размеры объекта в плане и его площадь.

Четкие контуры характерны для зданий и сооружений, и они на план наносятся соответствующими сплошными линиями. Не четкие контуры местности (границы леса, пашни, луга, болота и др.), например березовой рощи на рисунке 2.6, а, обозначаются пунктиром. Площадь внутри контура на плане заполняется условными знаками леса, вырубки, луга и т. д.

Внемасштабные условные знаки применяют для изображения объектов, которые в масштабном уменьшении отображаются на плане размером в 0,3–0,1 мм и мельче. Тогда, например, колодцы, опоры линий электропередачи, столбы показывают увеличенными до 1–2 мм внемасштабными условными знаками, которые легко читаются.

Линейные условные знаки используют для нанесения на топографический чертеж дорог, канав, оград, трубопроводов, кабелей и т. п.

Изображения на плане и профиле дорог и рек, тоннелей, труб по ширине могут быть масштабными и немасштабными.

Условные знаки дополняют пояснительными надписями, например “пашня”, “огород”, “изрыто”, “просадки”, буквенными обозначениями и цифровыми данными. Например, на рисунке 2.6, *a* указаны характеристики объекта: березовая роща, 18 м – средняя высота деревьев, 0,35 м – средняя толщина ствола на высоте 1,5 м от поверхности земли, 5 м – среднее расстояние между деревьями.

Изображение рельефа местности. *Рельефом местности называют совокупность неровностей земной поверхности.* Рельеф местности отображается на топографических картах и планах и обязательно учитывается при изучении природных образований, проектировании и строительстве всех видов сооружений. Рельеф на картах и планах изображают горизонталями, т. е. линиями равных высот. На местности горизонтали соответствует, например, береговая линия спокойной водной поверхности – линия сечения земной поверхности данной урвенной поверхностью.

Схема пересечения горы несколькими урвенными поверхностями показана на рисунке 2.7. Линии пересечения CD , BE , и KT проецируют отвесно на урвенную поверхность или же на горизонтальную плоскость P , на которой они изображаются замкнутыми кривыми линиями – горизонталями. Вертикальное расстояние hc между соседними секущими урвенными поверхностями называется *высотой сечения рельефа* (рисунок 2.7). Горизонтальное расстояние a между горизонталями (в расчете на местность) именуется *заложением*. Высота H горизонтали над исходной урвенной поверхностью выражается числом, называемым *отметкой горизонтали*. На рисунке 2.7 для сечения KT отметки точек горизонтали $H_K = H_T = 40$ м; высота сечения рельефа $h_C = 10$ м. Сечения BE и CD представлены на поверхности P горизонталями be и cd с отметками 50 и 60 м. Высоту горизонтали подписывают так, чтобы основание цифр располагалось в сторону понижения местности. Горизонтالي дополняются бергштрихами, показывающими направление понижения местности. На картах и планах горизонтали прочерчивают плавными линиями

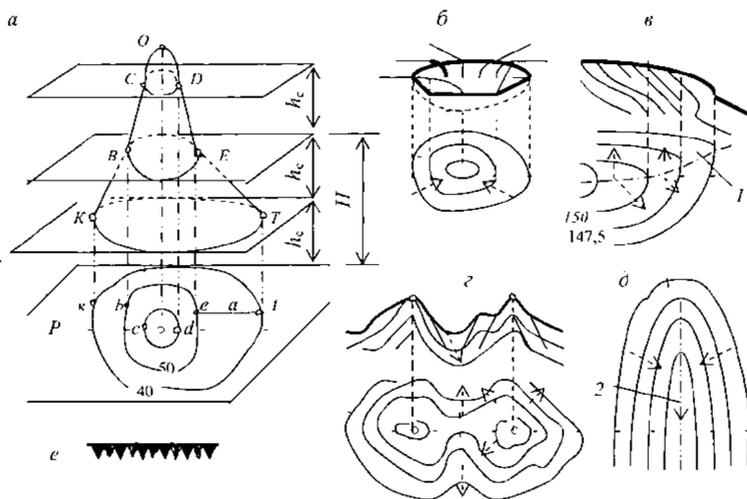


Рисунок 2.7 – Изображение основных форм рельефа горизонталями: *а* – горизонтальные сечения горы и проекция горизонталей на уровенную поверхность; *б* – котловина; *в* – хребет; *г* – седловина; *д* – лощина; *е* – обрыв; *l* – ось хребта; *2* – линия водостока (талвег); *3* – направление стока поверхностных вод

Гора – куполообразная возвышенность (см. рисунок 2.7, *а*). Вершина горы характеризуется наивысшей отметкой, боковые скаты горы заканчиваются снизу *подошвой*.

Котловина (замкнутая впадина) образована отлогими склонами от бровки до ее дна – самой низкой точки (рисунок 2.7, *б*). Изображение котловины горизонталями на карте похоже на изображение горы. Эти формы рельефа распознают по направлению бергштрихов и расположению подписей высоты горизонталей.

Хребет – вытянутая возвышенность, в которой противоположные скаты разделяются осью хребта, называемой также водораздельной линией (линия *l* на рисунке 2.7, *в*).

Седловина – понижение местности между двумя возвышенностями (рисунок 2.7, *г*).

Лощина – вытянутое, понижающееся в одном направлении углубление, плавные склоны которого сходятся вдоль линии водослива, или тальвега (линия *2* на рисунке 2.7, *д*).

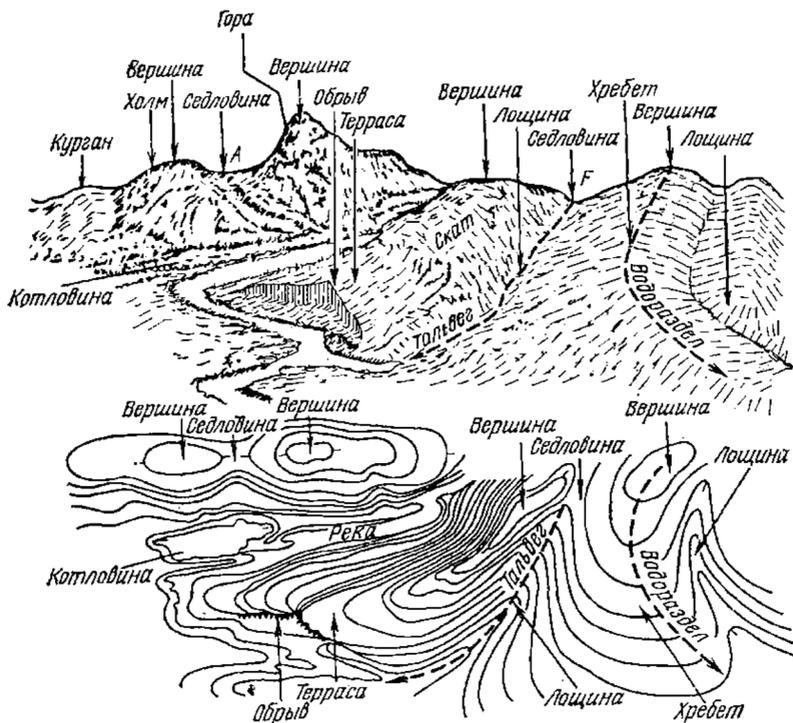


Рисунок 2.8 – Формы рельефа и их изображение горизонталями

Обрыв – крутой склон, возникший в результате обрушения грунтовых масс на дно свежей промоины или котлована; верхнюю бровку обрыва на план наносят условным знаком (рисунок 2.7, *e* (данная форма рельефа постепенно преобразуется в пологий склон под действием дождевых и талых вод)).

Овраг – свежая промоина с противоположными обрывистыми склонами (со временем преобразуется в лощину).

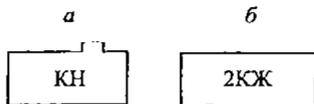
Условные знаки для топографических планов несколько отличаются от условных знаков для топографических карт. Для маркшейдерских планов применяют топографические и специальные условные знаки. В таблице 2.1 приведены примеры условных знаков для топографических планов масштабов 1:500 и 1:1000.

Таблица 2.1 Условные знаки для крупномасштабных топографических планов

Пункты государственной геодезической сети	\triangle 82,3
Пункты геодезических сетей сгущения	\square 76,5
Нивелирные реперы	\odot 91,0
Высоты точек	\circ 84,7

Строения:

- a* – одноэтажные;
б – многоэтажные



КН – каменный нежилой; 2КЖ – двухэтажный каменный жилой

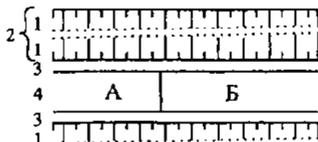
Линейные сооружения:

трамвайные пути,



дороги

- 1 – откос; 2 – ювет;
 3 – обочина;
 4 – проезжая часть;
 А – асфальт;
 Б – булыжных

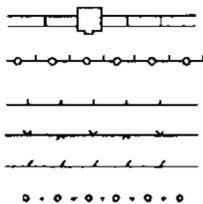


Линии телефонной и телеграфной связи



Ограждения:

- ограды каменные и железобетонные
 ограды деревянные на металлических
 и железобетонных опорах
 заборы деревянные
 ограждения из проволоочной сетки
 изгороди
 живые изгороди



Растительность:

отдельно стоящие деревья:

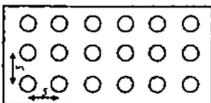
a – лиственные; *б, в* – хвойные

<i>a</i>		Тополь
<i>б</i>		Сосна
<i>в</i>		Ель

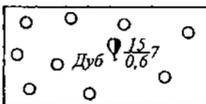
узкие полосы лесонасаждений



сады фруктовые



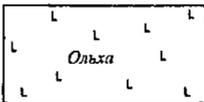
древесная растительность



горелый и сухостойный лес



вырубленный лес



сплошные заросли кустарника



2.4. Решение инженерно-геодезических задач по картам и планам

Определение географических координат. Схематический фрагмент топографической карты показан на рисунке 2.6, *a*. На западной и южной сторонах рамки фрагмента внутренние линии представляют меридиан долготой $\lambda = 24^{\circ}00'$ и параллель широтой $\varphi = 55^{\circ}20'$. Изображения меридиана и параллели размечены через 1' линиями чередующейся толщины. На рисунке 2.6, *a* подписаны значения широты южной стороны рамки $\varphi = 55^{\circ}20'$ и минутного деления меридиана $\varphi = 55^{\circ}21'$. Чтобы определить широту точки *K* следует с помощью циркуля или линейки-угольника найти ее

проекцию K' на шкалу минут меридиана. Приближенное значение широты точки K' находим на глаз: $\varphi K \approx 55^\circ 20,7 \approx 55^\circ 20' 42''$. Более точное значение широты вычисляется по формуле $\varphi K \approx 55^\circ 20' + 60''(b/a)$, где b и a – отрезки, измеренные на карте с точностью 0,1–0,2 мм (например, измерив $b = 34,2$ мм и $a = 46,6$ мм, находим $\varphi K = 55^\circ 20' 44,4''$). Аналогично отмечаем проекцию K'' точки K на шкалу долгот, находим приближенное значение долготы $\lambda K \approx 24^\circ 01,6'$ и более точное $\lambda K = 24^\circ 01' + 60''(c/e)$.

Примечание. Погрешность значений φK и λK определяется также отклонением изображения объекта K от точного положения на карте (см. формулы (2.4) и (2.5) и графических неточностей получения проекций K' и K'').

Определение прямоугольных координат точек. Горизонтальные линии километровой сетки на схеме топографической карты (рисунок 2.6, а) подписаны на западной стороне рамке значениями абсцисс $x = 6115$ км и $x = 16$ км (на карте сокращена полная запись $x = 6116$), отсчитанными от экватора. Абсцисса точки P равна $xP = x + \Delta x$, где $\Delta x = nM$ – отрезок, измеренный по плану с помощью циркуля-измерителя и масштабной линейки; n – длина отрезка на плане; $1 : M$ – масштаб плана.

Преобразованная (условная) ордината (см. разд. 1.3) точки P равна $yP = y + \Delta y$, где $y = 5312$ км – преобразованная ордината вертикальной линии километровой сетки (здесь 5 – номер зоны); $\Delta y = lM$ – отрезок, измеренный по плану. Действительная зональная ордината $yPД$ получается после вычитания 500 км из значения yP (например, если $yP = 5312,144$ км, то $yPД = 5312,144 - 500 = -187,856$ км; знак “минус” указывает, что точка P расположена к западу от осевого меридиана зоны №5. Измеренные по карте значения xP и yP содержат погрешности, которые можно оценить с учетом формул (2.4) и (2.5).

Определение углов ориентирования выполняют либо при помощи транспортира, либо решением обратной геодезической задачи. С помощью транспортира географический азимут A прямого отрезка Z_1Z_2 можно измерить, продолжив отрезок до пересечения с изображением меридиана в точке M . Дирекционные углы α_1, α_2 прямых линий Z_1Z_2 и Z_2Z_3 измеряют относительно северного направления вертикальных линий километровой сетки.

Расхождение между значениями A и a равно углу γ сближения осевого меридиана (параллельной ему линии) и географического меридиана (Г.м) данной точки N (рисунок 2.6, a). Погрешность измерения углов транспортиром составляет $0,1-0,25^\circ$.

С точностью $1-3'$ дирекционный угол линий Z_1Z_2 и Z_2Z_3 определяется решением *обратной геодезической задачи* (см. разд. 1.5). Для этого необходимо по карте определить абсциссы и ординаты точек Z_i с помощью циркуляизмерителя и масштабной линейки.

Определение высоты сечения рельефа и высоты точек.

Высота сечения рельефа hc определяется, например, по подписям высоты горизонталей (рисунок 2.6, a): между горизонталями 110 и 120 м расположены четыре ступени сечения, следовательно $hc = (120 - 110)/4 = 2,5$ м.

Высотная координата точки (отметка), лежащей на горизонтали, равна высоте этой горизонтали (на рисунке 2.6, a отметка точки G равна $H_G = 120$ м; точки R равна $H_R = 117,5$ м). Отметка точки Q , лежащей между горизонталями 117,5 и 120 м, равна $H_Q = 117,5 + \Delta h$, где $\Delta h = hc(b/a)$ – это часть полного сечения $hc = 2,5$ м, здесь b и a – отрезки, измеряемые по плану с точностью до 0,1 мм в направлении кратчайшего расстояния между горизонталями. Если $b/a = 0,6$, то $\Delta h = 1,5$ м и $H_Q = 117,5 + 1,5 = 119$ м. Погрешности отметок точек G и Q зависят от точности нанесения горизонталей на план. Для земной поверхности с углами наклона $v \leq 2^\circ$ и для поверхности с углами наклона $v > 2^\circ$ максимальную погрешность $2m_H$ определения отметок H относительно горизонталей оценивают соответственно величинами

$$2m_H \approx hc / 4 \text{ и } 2m'_H \approx hc / 3, \quad (2.6)$$

где hc – высота сечения рельефа.

Среднее значение погрешности m_H отметки H , определенной относительно горизонталей плана, оценивается соответственно величинами

$$m_H \approx hc / 8 \text{ и } m'_H \approx hc / 6. \quad (2.7)$$

В нашем примере для результата $H_Q = 119$ м при $v \leq 2^\circ$ находим погрешности $2m_H \approx 2,5/4 = 0,6$ м и $m_H \approx 2,5/8 = 0,3$ м.

Построение профиля местности. Продольный профиль (рисунок 2.9) составлен по данным карты (рисунок 2.6, a) для

вертикальной плоскости GR . Горизонтальный масштаб профиля принят равным масштабу карты. В нижней строке сетки профиля вертикальными штрихами отмечены точки пересечения линии GE с горизонталями карты и точка F с максимальной отметкой. Указаны расстояния d между этими точками, измеренные по карте с помощью линейного масштаба. В строке H , м записаны высоты названных точек. Значения H отложены по разметке на перпендикулярах к линии GR в вертикальном масштабе $1 : M_B$. Обычно вертикальный масштаб принимается в 10 раз крупнее горизонтального. Через концы перпендикуляров проведены прямые отрезки, представляющие профиль земной поверхности ломаной линией с преувеличенными неровностями для наглядности отображения.

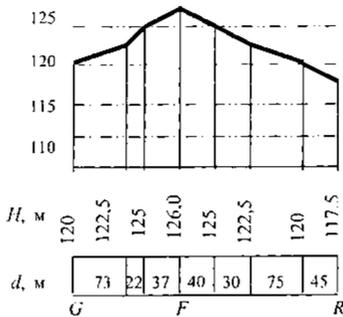


Рисунок 2.9 – Продольный профиль

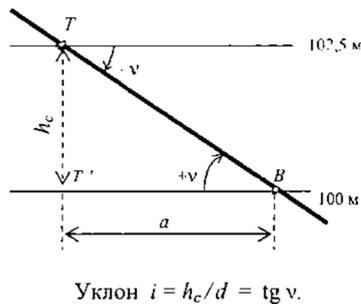


Рисунок 2.10 – Элементы ската

При определении по карте угла наклона отрезка линии произвольно ориентированного относительно горизонталей используют *заложение* – это расстояние на карте между двумя последовательными горизонталями по произвольному направлению, например заложение $a1$ по направлению WV на рисунке 2.6, a . Крутизна ската определяется по заложению ската, которое представляет кратчайшее расстояние $a = WW1$ на карте между двумя последовательными горизонталями (рисунок 2.6, a). Крутизна ската между двумя горизонталями рассматривается в вертикальной плоскости (рисунок 1.10) и характеризуется углом наклона v , т. е. углом между линией ската и горизонтальной

плоскостью. В направлении заложения ската $a = WW1$ (рисунок 2.6, *a*) крутизна линии максимальна.

Наклон отрезков прямых линий характеризуют также уклоном. В общем случае уклон – это отношение превышения к горизонтальному проложению между двумя точками или тангенс угла наклона т. е.

$$i = h/d = \operatorname{tg} v. \quad (2.8)$$

Уклон ската между двумя горизонталями (рисунок 2.10) равен

$$i = h_c/a = \operatorname{tg} v, \quad (2.9)$$

где h_c – высота сечения рельефа; $a = a_n M$ – горизонтальное расстояние, соответствующее заложению ap , измеренному на карте; M – знаменатель масштаба карты; v – угол наклона линии ската TB .

На рисунке 2.10 в направлении TB при $hc = +2,5$ м; $a = ap$ $M = 153$ м, уклон (тангенс угла наклона) $i = +0,0163$.

Уклон выражают в натуральных значениях отношения h/d , или же в процентах ($100 i$), или в промилле или “тысячных” ($1000 i$), тогда в нашем примере $i = +1,63$ %, или $i = +16,3$ ‰. Угол наклона в градусной мере вычисляют через $\operatorname{arc} \operatorname{tg} i$, например $\operatorname{arc} \operatorname{tg} 0,0163 = +0,9349^\circ = +0^\circ 56'$.

На рисунке 2.6, *a* заложение ската $WW1 = ap$ $M = 77$ м, уклон ската $i = -2,5 / 77 = -0,0325$, угол наклона ската $\operatorname{arc} \operatorname{tg} 0,0325 = -1,859^\circ = -1^\circ 52'$. В более пологом направлении WV заложение $a1 = ap$ $M = 121$ м, уклон отрезка $i = -0,0207$; угол наклона $v = -1,184^\circ = -1^\circ 11'$.

Графики заложений. Графики заложений используют для приближенного определения углов наклона или уклонов по карте с горизонталями. На горизонтальной оси графика углов наклона (рисунок 2.10, *a*) через равные отрезки подписывают углы наклона в градусах. Вычисляют заложение a_n по формуле

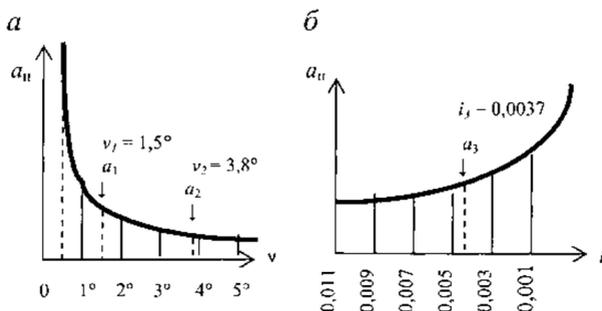
$$a_n = (hc / \operatorname{tg} v) : M.$$

Через концы построенных отрезков ap проводят плавную кривую. В раствор циркуля-измерителя берут на карте заложение $a1$, переносят его на график заложений (см. рисунок 2.11, *a*) и определяют по графику угол наклона $v1 = 1,5^\circ$. Для заложения $a2$ находим $v2 = 3,8^\circ$.

График заложений для уклонов рассчитывают по формуле (2.10)

$$a_n = (hc / i) : M. \quad (2.10)$$

Горизонтальную ось i графика (рисунок 2.11, б) размечают через выбранные интервалы уклонов. Плавную кривую заложений проводят через концы отрезков ap . Заложение, например a_3 , берут с карты в раствор циркуля-измерителя и по графику определяют искомый уклон $i_3 = 0,0037$. Погрешность результатов определения угла наклона и уклона определяется в первую очередь неточностями положения горизонталей на плане и составляет десятые доли градуса.



a – для углов наклона; b – для уклонов

Рисунок 2.11 – Графики заложений

Нанесение на карту проектной линии с уклоном, не превышающим предельно допустимой величины. На рисунке 2.6, a проектная ломаная линия проведена между точками R и T с учетом предельно допустимого уклона ее отрезков $i_{\text{доп}} = 0,034$. Масштаб схематической карты $1 : M = 1 : 10\,000$, высота сечения рельефа $hc = 2,5$ м. По формуле (2.10) вычислено допустимое минимальное заложение между двумя последовательными горизонталями $ap_{\text{min}} = (2,5 / 0,034) : 10\,000 = 0,0073$ м = 7,3 мм. Данный отрезок взят в раствор циркуля-измерителя по линейному масштабу на рисунке 2.6, b , затем из точки R (см. рисунок 2.6, a) циркулем сделана засечка соседней горизонтали в точках I и I' . Для продолжения от точки I сделаны последовательные засечки

горизонталей в точках 2, 3, ..., 5. На точку T вышли по прямой, имея в виду, что на участке $5-T$ заложения $a5$ и $a6$ больше минимально допустимого ap_{min} , следовательно, здесь уклоны отрезков проектной линии меньше предельно допустимых и поставленное условие выполнено. Второй вариант проектной линии $R - I' - 2' \dots - T$ рассматривается как конкурентный.

По картам и планам решаются и другие инженерные задачи, среди них: определение площади участка, границ водосборной территории, объем водохранилища, объем отвалов горных пород и др.

Измерение площадей. Площадь территории горного предприятия, населенного пункта или участка местности можно определить по топографической карте или плану способами: геометрическими, аналитическим и механическим, рассмотренными в разд. 7.6.

2.5. Ориентирование карты на местности

Когда топографические карты и специальные маркшейдерские планы используются специалистами горного дела и геологами на местности, то может возникнуть необходимость решения следующих задач:

- ориентирование карты (чертежа) на местности;
- определение на карте места стояния наблюдателя;
- определение положения на местности объекта, показанного на карте.

Инструментальное ориентирование карт и планов производится при помощи приборов с магнитной стрелкой – горного компаса или буссоли, ситуационное ориентирование выполняется относительно четких контуров местности, изображенных на карте.

Устройство буссоли для ориентирования карт показано на рисунке 2.12. Основанием прибора служит деревянная или пластиковая линейка 2, скошенный край DN которой служит визирным устройством. На линейке укреплено устройство в виде круглой коробки, именуемое собственно буссолью, которое используется практически во всех геодезических и маркшейдерско-геодезических приборах, предназначенных для ориентирования относительно силовых линий геомагнитного поля Земли. Маг-

нитная стрелка 4 опирается на острие иглы, укрепленной в центре коробки. Круговая шкала градусных делений 3 служит для отсчитывания магнитных азимутов. В нерабочем положении магнитная стрелка должна быть прижата к защитному стеклу коробки при помощи арретира, состоящего из плоской пружины 5 и направляющей головки 6. Во избежание повреждения опоры магнитной стрелки и острия иглы, отшлифованных на минимальные силы трения между ними, магнитная стрелка опускается на кончик иглы только на время измерений.

Выполняются следующие сокращенные полевые поверки буссоли при ее горизонтальном положении на устойчивой опоре, не содержащей стальных деталей и других магнитных материалов:

1. *Магнитная стрелка должна свободно вращаться.* Магнитную стрелку в рабочем положении отклоняют, воздействуя стальным предметом. Каждый раз после устранения предмета магнитная стрелка должна устанавливаться на один и тот же отсчет по градусному кольцу с погрешностью в пределах $0,1-0,2^\circ$.

2. *Магнитная стрелка не должна иметь эксцентриситета относительно кольца градусных делений.* При проверке берут пары отсчетов по круговой градусной шкале относительно северного и южного концов магнитной стрелки каждый раз после поворота буссоли на очередные $30-40^\circ$. В исправной буссоли пары отсчетов различаются на $180^\circ \pm 0,1^\circ$. В случае значительного эксцентриситета последние цифры пар отсчетов могут различаться свыше $\pm 0,3^\circ$. При работе такой буссолью отсчеты следует брать по северному и южному концам магнитной стрелки и окончательный отсчет принимать для северного конца стрелки как среднее по последним цифрам отсчета, например при отсчетах $a_c = 46,3$; $a_{ю} = 226,8^\circ$ окончательный отсчет $a_c = 46,5^\circ$.

3. *Нулевой диаметр СЮ градусного кольца должен быть параллелен скошенному краю UW линейки, а скошенные края UW и U1W1 должны быть взаимно параллельны.* Для проверки измеряют расстояния штрихов 0° и 180° градусного кольца от края UW с точностью $0,1-0,2$ мм и расстояния между краями линейки UW и U1W1 с точностью $0,1$ мм.

4. *Магнитная стрелка должна быть уравновешена.* Если при горизонтальном положении буссоли магнитная стрелка негори-

зонтальна, то ее уравнивают при помощи муфточки, изготовленной из алюминиевой фольги.

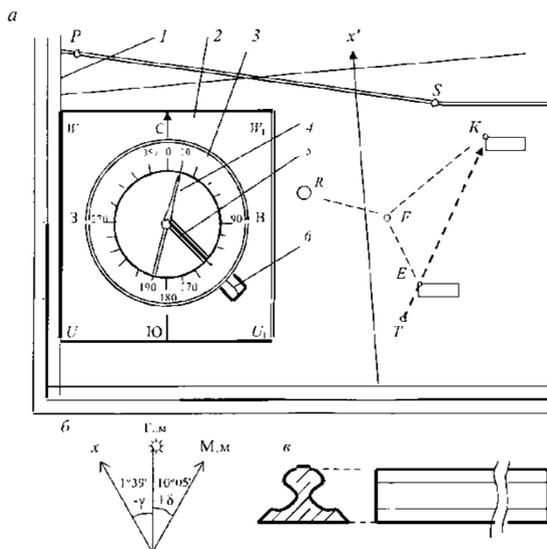


Рисунок 2.12 – Ориентирование карты при помощи буссоли и визирной линейки: *a* – положение скошенного края основания буссоли относительно меридианальной стороны рамки карты; *б* – схема углов сближения меридианов и склонения магнитной стрелки; *в* – визирная линейка; *x* – линия, параллельная оси абсцисс 6-градусной зоны; Г.м – линия географического меридиана; М.м – линия магнитного меридиана; γ – угол сближения меридианов; δ – склонение магнитной стрелки; (1 – линия меридиана на западной стороне рамки карты; 2 – линейка в основании буссоли; 3 – градусное кольцо буссоли; 4 – магнитная стрелка; 5 – прижимная пластинка и ее головка б)

Ориентирование карты (чертежа) на местности при помощи буссоли

1. *Ориентирование буссолью по географическому меридиану карты.* Для ориентирования карты с точностью $0,2-0,5^\circ$ ее помещают на плоский лист фанеры или пластика (планшет), горизонтально установленный на устойчивой опоре (на штативе). Один из краев линейки, например *UW*, прикладывают к западной

или восточной стороне рамки карты (рисунок 2.12, *а*), затем планшет вращают, пока северный конец магнитной стрелки не установится на отсчет, соответствующий величине склонения магнитной стрелки, указанной на карте (на рисунке 2.12, *б* склонение восточное $\delta = +10^{\circ} 05'$, а на рисунке 2.12, *а* отсчет по северному концу стрелки приближенно равен $ac \approx 10,0^{\circ}$, по южному $аю \approx 189,8^{\circ}$, погрешность за счет эксцентриситета величиной $\approx 0,2^{\circ}$ допустима).

2. *Ориентирование при помощи вертикальной линии километровой сетки.* При этом один из краев линейки UW или $U1W1$ прикладывают к линии x' , показанной на рис. 2.12, *а*, планшет вращают до получения по северному концу магнитной стрелки отсчета $ac = \delta - \gamma$. Согласно рисунку 2.12, *б* имеем $\delta = +10^{\circ}05'$; $\gamma = -1^{\circ}39'$ и находим $ac = \delta - \gamma = +10^{\circ} 05' - (-1^{\circ}39') = 11^{\circ}44' \approx 11,7^{\circ}$.

3. *Ориентирование при помощи визирной линейки относительно местных предметов, показанных на карте.* Для ориентирования относительно прямолинейного участка шоссе на дороге наблюдатель в точке P (рисунок 2.12, *а*) приводит планшет с картой в горизонтальное положение и совмещает скошенный край визирной линейки (рисунок 2.12, *в*) с линией PS карты. Планшет поворачивают в положение, при котором направление визирной линейки совпадает с направлением шоссе на местности. При ориентировании относительно других постоянных объектов, например зданий, планшет устанавливают в произвольной точке T створа EK (рисунок 2.12, *а*) и совмещают скошенный край линейки на планшете с опознанными точками E и K , затем планшет ориентируют, визируя вдоль скошенного края линейки на точки створа.

Определение места стояния наблюдателя может быть выполнено различными способами в зависимости от ситуации на местности. Например, положение точки стояния T в створе KE определяется после измерения длины отрезка ET . По этим данным точку наносят на карту (план). В случае отсутствия вблизи определяемой точки F четких объектов местности, эту точку можно нанести на план графическим способом Болотова. Над точкой F на местности (рисунок 2.12, *а*) укрепляют планшет

с листом восковки или прозрачного пластика. В середине планшета на восковку наносят точку f и, прикладывая к ней скошенный край визирной линейки, направляют линейку на точки местности R , K и T , показанные на карте, прочерчивают на восковке соответствующие направления fR , fK и fT . Затем восковку накладывают на план, добиваясь, чтобы все начерченные направления проходили через соответствующие точки карты. Точка f переносится с кальки на карту как точка F стояния наблюдателя.

Определение положения на местности объекта Z , показанного на карте. Планшет с картой устанавливают над опознанной точкой G местности и ориентируют либо при помощи буссоли, либо визирной линейки по другим опознанным точкам. Для отыскания в натуре места объекта Z ребро линейки на карте совмещают с изображениями точек G и Z и получают направление, вблизи которого находится объект Z . При необходимости дополнительно по карте определяют расстояние GZ и измеряют его на местности от точки G до расчетного места точки Z .

Г Л А В А 3

ЭЛЕМЕНТЫ ТЕОРИИ ПОГРЕШНОСТЕЙ И КОНТРОЛЯ ТОЧНОСТИ РЕЗУЛЬТАТОВ ИЗМЕРЕНИЙ

3.1. Геодезические измерения и оценка их точности

Измерением называют *процесс сравнения какой-либо физической величины с другой, однородной ей величиной, принятой за единицу меры* (меры длины, угла, массы, времени и др.). Результат измерения выражается числом, показывающим во сколько раз измеренная величина больше или меньше принятой единицы меры.

В геодезических работах используется метрическая система мер.

Метр в настоящее время определяется как расстояние, проходимое светом в вакууме за $1/299\,792\,458$ долю секунды.

Единицами плоских углов служат градус, град и гон.

Градус – единица плоского угла, соответствующая $1/360$ части дуги окружности. Прямой угол равен 90° . Одна угловая минута равна $1/60$ части градуса. Одна угловая секунда равна $1/60$ части угловой минуты или $1/3600$ части градуса ($1^\circ = 60' = 3600''$).

Град – единица плоского угла, соответствующая $1/400$ части дуги окружности. Прямой угол равен $100g$. 1 град делится на 100 десятичных минут ($1 g = 100c$). Одна десятичная минута делится на 100 десятичных секунд ($1 c = 100cc$).

Гон – дополнительная единица плоского угла, которую используют взамен града. Один гон равен одному граду. Дольная часть гона – 1 миллигон = $1/1000$ гона, 1 сантигон = $1/100$ гона.

В геодезических работах измеряют в основном линейные и угловые величины.

Линейные величины (расстояния и превышения) измеряют либо непосредственно с помощью стальных лент (рулеток), либо косвенно – измерением других величин, связанных с искомыми функционально (например в прямоугольном треугольнике по результатам измерения угла между катетом и гипотенузой вычисляется второй катет).

Горизонтальные и вертикальные углы непосредственно измеряют угломерными приборами (теодолитами, тахеометрами, эклиметрами), но определяют и косвенно через другие измеренные величины. *Нивелирование* (измерение превышений) выполняют чаще косвенно с помощью таких приборов, как нивелиры, теодолиты, тахеометры, гидростатические устройства, спутниковые приборы, радиовысотомеры, барометры и др.

Все измерения при геодезическо-маркшейдерских работах производят по определенным правилам, с тем или иным контролем (в целях повышения точности результатов и устранения грубых погрешностей). Например, углы и превышения измеряют как минимум дважды по соответствующей методике. Линии измеряют в прямом и обратном направлении. В геометрических фигурах необходимо измерять кроме минимально необходимых еще и избыточные величины, например в треугольнике измеряют все три внутренних угла и по отклонению их суммы от 180° оценивают точность выполненных измерений. Если один из углов треугольника измерить невозможно, то измеряют два других угла и одну или две стороны треугольника, а искомый угол находят как 180° минус сумма двух измеренных углов и контролируют его вычислением по формулам тригонометрии.

Погрешности измерений. В процессе измерений взаимодействуют наблюдатель (субъект измерений), средство измерения, метод измерений, объект измерений и внешняя среда, образующие факторы, определяющие неизбежные погрешности в результатах измерений. Анализируя погрешности, оценивают правильность процесса измерений, вычислительной обработки данных и точность конечного результата. Погрешности геодезических измерений зависят от метрологических показателей средства измерений (его точности и правильности настройки), стабильности внешней среды (устойчивости прибора, условий погоды, силы ветра, уровня вибрационных помех от механизмов и т. д.). Личные свойства наблюдателя также влияют на точность измерений.

В зависимости от изменчивости воздействий названных основных факторов на средство измерений погрешности результатов измерений будут переменными по величине и по знаку, но

могут содержать и переменные погрешности одного знака. Выполняемые измерения и их результаты разделяют на равноточные и неравноточные.

Равноточными считаются измерения и результаты измерений однородных величин (например, углов) при помощи приборов одного класса точности, одним и тем же способом, в сходных условиях среды, выполненные специалистами равной квалификации.

К *неравноточным* относят измерения и результаты измерений однородных величин, выполненных с нарушением хотя бы одного условия равноточности (например, прибор подвергался заметным вибрациям, или его штатив несколько оседал в рыхлой земле или на нагретом асфальтовом покрытии). Заведомо неравноточными будут измерения приборами различного класса точности и полученные результаты.

Истинная абсолютная погрешность (ошибка) Δ вычисляется как разность результата измерения l и точного (истинного) значения X измеряемой величины, т. е.

$$\Delta = l - X. \quad (3.1)$$

Относительная погрешность выражается дробью с единицей в числителе:

$$1 / T = \Delta / l = 1 / (l : \Delta), \quad (3.2)$$

где $T = l : \Delta$ – знаменатель относительной погрешности.

Если, например, действительное (истинное) значение длины отрезка $L = 100,10$ м, то результаты измерений $l_1 = 100,15$ м и $l_2 = 100,08$ м характеризуются абсолютными истинными погрешностями $\Delta_1 = +0,05$ м и $\Delta_2 = -0,02$ м и относительными погрешностями $1/T = 1 / (100,10 : 0,05) \approx 1 / 2000$ и $1 / (100,10 : 0,02) \approx 1 / 5000$.

Классификация погрешностей измерений. В результатах измерений различают погрешности, которые относят к случайным, систематическим и грубым.

Случайная погрешность – это та часть погрешности измерения, которая возникает в виде ее случайной составляющей в каждом отдельном результате, но множество случайных погрешностей в результатах многократных измерений однородных величин подчиняется определенным статистическим закономерностям.

Систематическая погрешность – это та часть погрешностей измерений однородных величин, которая характеризуется средним постоянным значением или изменяется по некоторому математическому закону. Источником систематической погрешности может служить неучтенное отклонение длины мерной ленты от номинала, недостаточная выверка нивелира или теодолита, постоянная личная ошибка наблюдателя. Такие погрешности выявляют и вносят в виде поправок в результаты измерений, но полностью исключить систематические погрешности невозможно, их оставшуюся часть обычно относят к случайным элементарным погрешностям.

Грубая погрешность (грубая ошибка или промах) возникает вследствие просчетов при измерениях, неисправности прибора, его неустойчивости и др. Такие ошибки выявляют по соответствующим признакам и ликвидируют повторными измерениями после устранения причин ошибки.

На практике принимают, что после устранения систематических и грубых погрешностей в результатах измерений присутствуют лишь случайные погрешности, которые и учитывают при оценках качества измерений и точности конечных маркшейдерско-геодезических данных.

Статистические свойства случайных погрешностей равноточных измерений. Каждая отдельная случайная погрешность большого ряда равноточных измерений одной и той же величины (или сходных величин) в статистическом отношении принадлежит множеству случайных погрешностей, которые в совокупности описываются определенными математическими законами. Множество однородных случайных погрешностей, как правило, подчиняется закону нормального распределения, графически отображенному на рисунке 3.1, и соответственно характеризуется следующими свойствами.

1. *Свойство ограниченности* выражается в том, что в данных условиях измерений случайные погрешности Δ не могут превзойти по модулю некоторую предельную погрешность, например 3σ .

2. *Свойство унимодальности*: малые по модулю погрешности появляются чаще, чем большие.

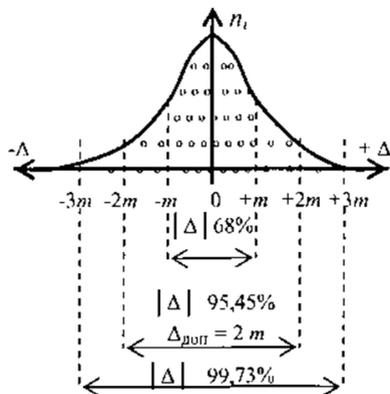


Рисунок 3.1 – График нормального распределения случайных погрешностей $\pm\Delta$: n_i – число случайных погрешностей величиной Δ_i

3. *Свойство симметричности и компенсации*: равные по модулю отрицательные и положительные погрешности возникают одинаково часто, поэтому при неограниченном числе n измерений одной и той же величины среднее арифметическое из случайных погрешностей стремится к нулю, т. е.

$$\lim_{n \rightarrow \infty} (\Delta_1 + \Delta_2 + \dots + \Delta_n)/n = \lim_{n \rightarrow \infty} (1/n) \sum_{i=1}^n \Delta_i = 0, \quad i = 1, 2, \dots, n. \quad (3.3)$$

4. *Свойство предела рассеивания*: для неограниченного числа измерений среднее арифметическое из квадратов случайных погрешностей стремится к пределу:

$$\lim_{n \rightarrow \infty} (\Delta_1^2 + \Delta_2^2 + \dots + \Delta_n^2)/n = \lim_{n \rightarrow \infty} (1/n) \sum_{i=1}^n \Delta_i^2 = m^2, \quad i = 1, 2, \dots, n. \quad (3.4)$$

Предел m^2 называется *дисперсией* и представляет собой одну из важнейших характеристик разброса случайных погрешностей Δ_i , как и другая характеристика разброса – *стандарт m* или стандартная средняя квадратическая погрешность, равная

$$m = \sqrt{m^2}. \quad (3.5)$$

Значения m используют как один из статистических показателей погрешностей результатов множества однородных измерений и каждого отдельного из них.

5. *Свойство независимости.* Если произведены два ряда однородных измерений и получены два ряда независимых случайных погрешностей: $\Delta'_1, \Delta'_2, \dots, \Delta'_n$; и $\Delta''_1, \Delta''_2, \dots, \Delta''_n$, то попарные произведения их величин $\Delta'_i \Delta''_i$ тоже обладают всеми свойствами случайных погрешностей и в соответствии со свойством 3 сумма таких произведений стремится к нулю

$$\lim_{n \rightarrow \infty} (1/n) \sum_1^n (\Delta'_i \Delta''_i) = 0, \quad i = 1, 2, \dots, n. \quad (3.6)$$

3.2. Статистические характеристики погрешностей результатов равноточных измерений

Вероятнейшее значение измеряемой величины. Предположим, что некоторая величина измерялась n раз, получены результаты l_1, l_2, \dots, l_n , которые считаются равноточными. Для них случайные погрешности находим по формуле (3.1):

$$\Delta_1 = l_1 - X;$$

$$\Delta_2 = l_2 - X;$$

.....

$$\Delta_n = l_n - X.$$

Сложив почленно эти равенства, получим:

$$\sum_1^n \Delta_i = \sum_1^n l_i - nX, \quad i = 1, 2, \dots, n.$$

Откуда

$$X = (1/n) \sum_1^n l_i - (1/n) \sum_1^n \Delta_i, \quad i = 1, 2, \dots, n.$$

Приняв во внимание свойство (3.3) случайных погрешностей приходим к среднему арифметическому

$$X = L = (1/n) \sum_1^n l_i, \quad i = 1, 2, \dots, n, \quad (3.7)$$

т. е. при $n \rightarrow \infty$ среднее арифметическое L из результатов равно- точных измерений стремится к истинному значению X измеряе- мой величины. Но при ограниченном числе измерений значение L не совпадает с истинной величиной X . Поэтому среднее арифме- тическое L называется *вероятнейшим значением измеряемой ве- личины или арифметической серединой*.

Средняя квадратическая погрешность. Каждая конкретная случайная погрешность может быть по величине малой или близ- кой к предельной, положительной или отрицательной в пределах поля рассеивания, характер которого показан на рисунке 3.1. Множество случайных погрешностей (при $n \rightarrow \infty$) обобщается статистической величиной *стандарта m* , вычисляемого по фор- муле Гаусса (3.5), т. е.

$$m = \sqrt{\frac{\sum_1^n \Delta^2 i}{n}}, \quad i = 1, 2, \dots, n, \quad (3.8)$$

но на практике при ограниченном числе измерений ($n \leq 25-30$) взамен стандарта пользуются *средней квадратической погрешно- стью m* , которая вычисляется по формуле Бесселя:

$$m = \sqrt{\frac{\sum_1^n \delta^2 i}{n-1}}, \quad i = 1, 2, \dots, n, \quad (3.9)$$

где δi – отклонение отдельных результатов li от среднего арифме- тического, т.е. $\delta i = li - L$. Здесь L вычисляется по формуле (3.7). Правильность значений δi проверяют на условие

$$\sum_1^n \delta i = 0, \quad i = 1, 2, \dots, n. \quad (3.10)$$

Однако значение m получается приближенным, и поэтому вычисляют его погрешность m_m , т. е. среднюю квадратическую погрешность самой средней квадратической погрешности m

$$m_m = m / \sqrt{2(n-1)}. \quad (3.11)$$

Пример 1. Получены следующие 6 результатов равно- точных измерений li : 1002,0; 999,0; 998,5; 1000,4; 1000,0; 999,8 мм. Опре- делить среднее арифметическое L и дать статистическую оценку точности отдельных величин li .

Решение. Находим среднее арифметическое $L = 999,95$ мм, вычисляем отклонения $\delta i = +2,05; -0,95; -1,45; +0,45; +0,05; -0,15$, проверяем их сумму $\Sigma \delta i = 0$, вычисляем $\Sigma \delta^2 i = 7,345$; $(n - 1) = 5$; $m = 1,22$ мм; $m_m = 0,39$ мм. Наиболее надежное (вероятнейшее) значение длины отрезка $L = 999,95$ мм. Здесь средняя квадратическая погрешность отдельного измеренного значения li характеризуется величиной $m \approx \pm 1,22$ мм, при этом погрешность величины m составляет $mm \approx \pm 0,39$ мм.

Интервальные характеристики точности результатов измерений. Стандарт m , а с некоторым приближением и средняя квадратическая погрешность m позволяют дать общую вероятностную оценку погрешностей данного ряда измерений и погрешности окончательного результата L . Как показано на графике рисунка 3.1, в интервале от $-m$ до $+m$ концентрируются случайные погрешности (Δi) , не превышающие по модулю значения $|m|$, т.е. $(\Delta i) \leq |m|$, а число таких величин составляет 68 % от всего множества Δi при $n \rightarrow \infty$. В интервале от $-2m$ до $+2m$ распределяется 95,45 % общего числа случайных погрешностей, а в интервал от $-3m$ до $+3m$ попадают 99,73 % всех значений Δi .

Предельная погрешность. В качестве допустимых погрешностей для ряда равноточных измерений часто принимают удвоенное $2m$ или утроенное $3m$ значение стандарта. В геодезическо-маркшейдерских работах предельную (допустимую) погрешность $\Delta_{\text{пред}}$ обычно устанавливают из условия

$$\Delta_{\text{пред}} = 2m, \quad (3.12)$$

а превосходящие этот допуск погрешности считают грубыми. Относительная предельная погрешность обычно применяется для характеристики точности измерения длины l линий:

$$\Delta_{\text{пред}} / l = 1 / (l : \Delta_{\text{пред}}) = 1 / T, \quad (3.13)$$

например для расстояний, измеряемых лентой на земной поверхности, допустимыми считаются относительные погрешности $1/T$ величиной 1:1000; 1:2000; 1:3000 в зависимости от условий местности – неблагоприятных, средних, благоприятных (см. разд. 5.1).

3.3. Средняя квадратическая погрешность функции измеренных величин

Рассмотрим несколько функций измеренных величин.

1. Определяемая величина Z представляет сумму двух независимо измеренных величин X и Y , т. е. функцию вида

$$Z = X + Y, \quad (3.14)$$

в ней слагаемые получены со случайными погрешностями ΔX и ΔY . Если значения X и Y измерены n раз, то в результате измерения с номером i погрешность величины Z_i равна

$$\Delta Z_i = \Delta X_i + \Delta Y_i \quad (i = 1, 2, \dots, n). \quad (3.15)$$

Каждое равенство i в формуле (3.15) возведем в квадрат, полученные выражения сложим почленно, разделим на n и напишем

$$\sum_1^n \Delta Z_i^2 / n = \sum_1^n \Delta X_i^2 / n + \sum_1^n \Delta Y_i^2 / n + 2 \sum_1^n \Delta X_i \cdot \Delta Y_i / n. \quad (3.16)$$

В выражении (3.16) произведения $\Delta X_i \cdot \Delta Y_i$ представляют случайные величины и последнее слагаемое равно нулю согласно свойству (3.6). Поэтому с учетом формулы (3.4) из выражения (3.16) получим дисперсию функции (3.15)

$$m_Z^2 = m_X^2 + m_Y^2, \quad (3.17)$$

и среднюю квадратическую погрешность величины Z

$$m_Z = \sqrt{m_X^2 + m_Y^2}. \quad (3.18)$$

Пример 2. В плоской фигуре, состоящей из двух углов с общей вершиной и общей стороной, измерены значения углов $\beta_1 = 30^\circ 10'$ и $\beta_2 = 60^\circ 01'$ со средними квадратическими погрешностями $m_1 = m_2 = 0,5'$. Вычислить суммарный угол β_3 и его среднюю квадратическую погрешность m_3 .

Решение. Искомый угол $\beta_3 = \beta_1 + \beta_2 = 90^\circ 11'$, его средняя квадратическая погрешность $m_3 = \sqrt{0,52 + 0,52} = 0,7'$.

2. Определяемая величина представляет разность измеренных величин, т. е. функцию

$$Z = X - Y. \quad (3.19)$$

Здесь уравнение погрешностей имеет вид

$$\Delta Z_i = \Delta X_i - \Delta Y_i, \quad (3.20)$$

и, применив к нему действия по выводу формулы (3.16), в ней последнее слагаемое получим со знаком “минус” и равным нулю, значит, дисперсия и средняя квадратическая погрешность функции вида $Z = X - Y$ вычисляются по формулам (3.17) и (3.18).

Пример 3. В плоской фигуре примера 2 измерен угол $\beta_3 = 80^\circ 20'$ и его часть $\beta_2 = 50^\circ 01'$. Вычислить вторую часть угла – угол β_1 и его среднюю квадратическую погрешность m_1 , если $m_3 = m_2 = 0,5'$.

Решение. Величина $\beta_1 = \beta_3 - \beta_2 = 30^\circ 19'$, ее средняя квадратическая погрешность, вычисленная по формуле (3.18), $m_1 = 0,7'$.

3. Если суммируются несколько однородных слагаемых, то для функции вида

$$Z = \pm X \pm Y \pm \dots \pm t \quad (3.21)$$

дисперсия определяется по формуле

$$m_Z^2 = m_X^2 + m_Y^2 + \dots + m_t^2, \quad (3.22)$$

а средняя квадратическая погрешность суммарной величины Z

$$m_Z = \sqrt{m_X^2 + m_Y^2 + \dots + m_t^2}. \quad (3.23)$$

4. Для функции $Z = KX$, где K – постоянная величина, имеем:

$$m_Z^2 = K^2 m_X^2 \text{ и } m_Z = K m_X. \quad (3.24)$$

5. Для функции вида

$$Z = K_1 X \pm K_2 Y \pm \dots \pm K_n t, \quad (3.25)$$

где K_i – постоянные величины (могут быть выражениями), средняя квадратическая погрешность

$$m_Z = \sqrt{K_1^2 m_X^2 + K_2^2 m_Y^2 + \dots + K_n^2 m_t^2}. \quad (3.26)$$

6. Формулы вычисления дисперсии и средних квадратических погрешностей (3.17), (3.18), (3.22), (3.23), (3.24), (3.26) представляют собой частные случаи определения дисперсии для функции общего вида

$$z = f(y, \dots, t) + C, \quad (3.27)$$

где C – постоянная величина.

В соответствии с теорией погрешностей геодезических измерений

$$m_Z^2 = (\partial f / \partial x)^2 m_x^2 + (\partial f / \partial y)^2 m_y^2 + \dots + (\partial f / \partial t)^2 m_t^2, \quad (3.28)$$

где $\partial f / \partial x$, $\partial f / \partial y$, ..., $\partial f / \partial t$ – частные производные данной функции по каждому аргументу. Частные производные являются постоянными числами и в формулах (3.25), (3.26) обозначены коэффициентами K_i . В выражениях (3.15)–(3.24) $K_i = 1$.

Пример 4. В формуле прямой геодезической задачи определяется координата $x_2 = x_1 + d \cos \alpha$, где величины d и α являются результатами измерений с погрешностями m_d и m_α , координата x_1 известна с погрешностью m_{x_1} . Определить среднюю квадратическую погрешность m_{x_2} координаты x_2 .

Решение. Найдем частные производные формулы x_2 :

$$\partial f / \partial x_1 = 1; \partial f / \partial d = \cos \alpha; \partial f / \partial \alpha = -d \sin \alpha,$$

т. е. по формуле (3.28) получим:

$$m_{x_2} = m_{x_1} + \cos^2 \alpha m^2 d + d^2 \sin^2 \alpha m^2 \alpha, \quad (3.29)$$

где средняя квадратическая погрешность $m\alpha$ выражена в радианах. Если m_α известна в градусной мере, то в формуле (3.29) ее следует принять в радианах:

$$m_\alpha = m^\circ_\alpha / \rho^\circ; m'_\alpha = m'_\alpha / \rho'; m''_\alpha = m''_\alpha / \rho'', \quad (3.30)$$

где $\rho^\circ = 57,3^\circ$ – число градусов в радиане (в минутах $\rho' = 3438'$, в секундах $\rho'' = 206265''$).

Пусть $m_{x_1} = m_d = 0,1$ м; $d = 200,00$ м; $\alpha = 30^\circ$; $m_\alpha = 0,5'$ (соответственно $\rho' = 3438'$), тогда

$$m_{x_2} = \sqrt{0,1^2 + 0,87^2 \cdot 0,1^2 + 200^2 \cdot 0,5^2 (0,5 / 3438)^2} = 0,14 \text{ м.}$$

Средняя квадратическая погрешность среднего арифметического

Представим формулу (3.7) в следующем виде:

$$L = (1/n) \sum l_i = (1/n) l_1 + (1/n) l_2 + \dots + (1/n) l_n,$$

где $1/n = K$ – постоянное число.

В соответствии с формулой (3.26) напишем:

$$m^2_L = (1/n^2) m^2_1 + (1/n^2) m^2_2 + \dots + (1/n^2) m^2_n.$$

При равнооточных измерениях принимаем $m_1 + m_2 = m_n = m_i$. Обозначим $m^2_L = M^2$, получим дисперсию среднего арифметического

$$M^2 = [(1/n^2) m^2_i] n = m^2_i / n, \text{ откуда} \\ M = m_i / \sqrt{n}, \quad (3.31)$$

т. е. средняя квадратическая погрешность M среднего арифметического из равнооточных результатов измерений в \sqrt{n} раз меньше средней квадратической погрешности m_i отдельного результата измерения.

Пример 5. Для результатов измерений, приведенных в примере 1, вычислить среднее арифметическое L и его среднюю квадратическую погрешность M .

Решение. В примере 1 определены $L = 999,95$ мм; $m_l = 1,22$ мм. Вычисляем $M = 1,22 / \sqrt{6} = 0,50$ мм.

Допустимая погрешность суммы равноточно измеренных величин. Пусть в формуле (3.21) слагаемые $\pm X, \pm Y, \dots, \pm t$ определены со случайными погрешностями $\Delta_X, \Delta_Y, \dots, \Delta_t$ в условиях равноточности измерений (см. разд. 3.1), а сумма погрешностей равна

$$\Delta_{\Sigma\Delta} = \Delta_X + \Delta_Y + \dots + \Delta_t. \quad (3.32)$$

Обозначим через m_i среднее квадратическое значение каждой случайной погрешности Δ_i , тогда средняя квадратическая погрешность $m_{\Sigma\Delta}$ суммы значений Δ_i выразится в соответствии с формулой (3.22) как

$$m_{\Sigma\Delta}^2 = m^2\Delta_X + m^2\Delta_Y + \dots + m^2\Delta_t. \quad (3.33)$$

При равноточности измерений принимают, что средние квадратические значения погрешностей Δ_i одинаковы, т. е. $m_{\Delta_X} = m_{\Delta_Y} = \dots = m_{\Delta_t} = m_{\Delta}$, тогда выражение (3.33) принимает вид $m_{\Sigma\Delta}^2 = n m_{\Delta}^2$, откуда

$$m_{\Sigma\Delta} = m_{\Delta} \sqrt{n}, \quad (3.34)$$

где m_{Δ} – средняя квадратическая погрешность отдельного результата равноточно измененных величин; n – число слагаемых.

Допустимую (предельную) погрешность для суммарной величины $m_{\Sigma\Delta}$ по (3.34) примем согласно условию (3.12) равной ее удвоенному значению $2m_{\Sigma\Delta} = \Delta_{\Sigma\Delta\text{пред}}$, тогда

$$\Delta_{\Sigma\Delta\text{пред}} = 2 m_{\Delta} \sqrt{n}. \quad (3.35)$$

Формула вида (3.35) применяется для обоснования допустимых погрешностей суммы измеренных углов в многоугольниках, суммы измеренных превышений в нивелирном ходе и др.

Оценка точности двойных измерений. В практике маркшейдерско-геодезических работ углы, расстояния, превышения часто измеряют двукратно. Такие измерения называют двойными. Получают пары равноточных результатов l_1 и l'_1, l_2 и l'_2, \dots, l_n и l'_n . Вычисляют разности $\Delta_i = l_i - l'_i$, которые рассматривают как истинные погрешности каждой пары измерений. Тогда средняя квадратическая погрешность разности двух результатов измерений в соответствии с формулой Гаусса (3.8) равна

$$m\Delta = \sqrt{\left(\sum_{i=1}^n \Delta_i^2\right) / n}, \quad i = 1, 2, \dots, n, \quad (3.36)$$

при этом для функции $\Delta_i = l_i - l'_i$ в соответствии с формулой (3.17) находим $m_{\Delta}^2 = m_1^2 + m_2^2$, где $m_1 + m_2$ – средние квадратические погрешности результатов l_i и l'_i . Когда измерения равноточны, тогда $m_1 = m_2 = m_l$ и $m_{\Delta} = \sqrt{2m_l^2}$, а также $m_l^2 = m_{\Delta}^2 / 2$. Величина m_{Δ} определяется формулой (3.36), следовательно, средняя квадратическая погрешность результата l_i отдельного измерения равна

$$m_{\Delta} = \sqrt{(\sum_1^n \Delta_i^2) / 2n}, i = 1, 2, \dots, n. \quad (3.37)$$

Для оценки точности результатов l_i по формуле (3.37) необходимо предварительно сложить все разности Δ_i и вычислить среднее

$$\Delta_0 = \sqrt{(\sum_1^n \Delta_i) / n}. \quad (3.38)$$

Если Δ_0 не равно нулю, то из разностей Δ_i необходимо исключить систематическую составляющую Δ_0 . Исправленные разности $\delta_i = \Delta_i - \Delta_0$ вводят в следующую формулу:

$$m_l = m_{\Delta} / \sqrt{2} = \sqrt{(\sum_1^n \delta_i^2) / (n-1)}. \quad (3.39)$$

Оценка точности, основанная на разностях двойных измерений, не всегда служит достаточным критерием качества измерений: если в результатах l_i и l'_i присутствуют одинаковые систематические погрешности (например, в длине землемерная ленты, рулетки), то они исключаются из разности $l_i - l'_i$, а расчеты по формулам (3.36)–(3.39) не будут соответствовать действительной точности результатов измерений на величину неисключенной систематической погрешности.

3.4. Элементы математической обработки результатов неравноточных измерений

Математический вес результатов однородных измерений.

Если одна и та же величина измерялась в условиях неравноточности (см. разд. 3.1), то совместная математическая обработка результатов измерений должна выполняться с учетом их сравни-

тельной надежности, которая характеризуется *математическим весом* данного результата. Вес p результата измерения обратно пропорционален квадрату средней квадратической погрешности m данного результата, т. е.

$$p = c / m^2, \quad (3.40)$$

где c – произвольная постоянная (коэффициент), которой можно придавать значение, упрощающее вычисления с дробными числами.

Обозначим через P вес среднего арифметического, а через p – вес одного отдельного результата равноточных измерений, тогда с учетом формулы ((3.31) $P = c / M^2 = c / (m^2 : n)$), где согласно (3.40) $c = p m^2$, откуда

$$P/p = n; P = p n, \quad (3.41)$$

следовательно, математический вес среднего арифметического в n раз больше веса отдельного результата равноточных измерений.

Среднее весовое. Пусть некоторая величина измерена неравноточно, а результатам измерений l_1, l_2, \dots, l_n соответствуют математические веса p_1, p_2, \dots, p_n , тогда среднее весовое или вероятнейшее значение осредненного результата вычисляется по формуле

$$\begin{aligned} L_0 &= (l_1 p_1 + l_2 p_2 + \dots + l_n p_n) / (p_1 + p_2 + \dots + p_n) = \\ &= (\sum^n l_i p_i) / (\sum^n p_i). \end{aligned} \quad (3.42)$$

Пример 6. Пусть $l_1 = 103,0$; $l_2 = 103,8$; $p_1 = 2$; $p_2 = 4$. Требуется вычислить среднее весовое значение L_0 .

Решение. $L_0 = 100 + (3,0 \times 2 + 3,8 \times 4) / (2 + 4) = 103,53$. Изменим веса, разделив их p_i , получим $p'_1 = 1$; $p'_2 = 2$ и убедимся, что результат $L_0 = 103,53$ не изменился.

Частный случай среднего весового. Если каждый результат l_i получен с одинаковым весом $p_i = p$, то такие результаты равноточны и формула (3.42) принимает вид формулы (3.7) среднего арифметического.

Оценка точности результатов неравноточных измерений. В формуле (3.40) примем $p = 1$, тогда $c = m^2_i$. Значение c при безразмерном $p = 1$ называется средней квадратической погрешностью единицы веса и обозначается через μ . В соответствии с формулой (3.40) напомним соотношение

$$\mu^2 / m^2_i = p_i, \text{ откуда}$$

$$\mu = m_i \sqrt{p_i} . \quad (3.43)$$

При оценке точности результатов неравноточных измерений вычисляют их среднее весовое L_0 по формуле (3.42), отклонения отдельных результатов $\delta_i = l_i - L_0$ и среднюю квадратическую погрешность единицы веса:

$$\mu = \sqrt{(\delta_1^2 p_1 + \delta_2^2 p_2 + \dots + \delta_n^2 p_n) / (n - 1)} = \sqrt{\sum_1^n \delta_i^2 p_i} / (n-1) . \quad (3.44)$$

Средняя квадратическая погрешность величины L_0 :

$$M_0 = \mu / \sum_1^n p_i , \quad (3.45)$$

где $\sum_1^n p_i$ – вес значения L_0 .

3.5. Технические средства и правила вычислений

Вычислительная обработка результатов маркшейдерско-геодезических измерений производится как в процессе получения числовой и иной информации (в реальном времени), так и в режиме ее постобработки на стационарных ЭВМ. Компьютерная обработка результатов измерений производится по готовым программам с выдачей требуемых данных в цифровой и графической форме, и с оценкой их точности. Современные высокоточные угломерно-дальномерные приборы (электронные тахеометры), нивелиры, лазерные рулетки обладают встроенными блоками оперативной обработки измерительной информации и картами памяти для передачи информации на стационарные ЭВМ.

Значительный объем вычислений производится и непосредственно в процессе работ, в том числе для подготовки числовой информации к дальнейшей компьютерной обработке. Многие срочные относительно несложные вычисления производятся с помощью инженерных калькуляторов. Во время вузовской учебы инженерные калькуляторы применяются для дублирования расчетов, выполненных на компьютерах, с целью лучшего усвоения изучаемых задач. При подготовке задачи к решению на ком-

пьютере или на программируемом калькуляторе студенты составляют программу по возможности короткой с учетом необходимости проверки конечных результатов расчетов и оценки их точности.

При съеме информации со средств измерений и вычислениях на калькуляторах необходимо соблюдать определенные правила, которые учитываются и в компьютерных расчетах. Во-первых, нельзя снижать точность результатов измерений за счет неверного округления и уменьшения числа значащих цифр в исходных, промежуточных и окончательных данных. Во-вторых, не следует удерживать в окончательных результатах излишние значащие цифры, не соответствующие реальной точности решенной задачи, так как это придает некорректность числовой информации.

При расчетах в процессе измерений и при постобработке данных необходимо соблюдать правила округления приближенных чисел, представляющих результаты измерений с учетом их точности. Рассмотрим это требование на примере. Пусть вычисляется горизонтальное проложение $d = D \cos v$. Величина D получена по результатам двух измерений: $D_1 = 156,13$ м и $D_2 = 156,16$ м. Здесь среднее $D = 156,145$ м характеризуется вероятной погрешностью $\Delta D \approx 0,02$ м, поэтому округляем $D = 156,14$ м по правилу “до ближайшего четного”. Неправильным будет округление $D = 156,1$ м, ибо здесь погрешность возрастает до $0,04$ м и этим понижается точность результата измерений. Чтобы погрешность искомой величины d не оказалась больше погрешности среднего D , необходимо получить значение $\cos v$ с пятью верными значащими цифрами, для этого угол v требуется измерить с точностью $1-2'$. При $v = +3^\circ 36'$ находим с помощью инженерного калькулятора $d = D \cos v = 155,832$ м; округляем результат $d = 155,83$ м с погрешностью округления $0,002$ м. Окончательная погрешность результата d составляет $\Delta d \approx \Delta D \approx 0,02$ м и отвечает точности измерения величины D . Для расчетов такой точности непригодны четырехзначные таблицы тригонометрических функций.

Чтобы избежать накопления погрешностей округления в процессе последовательных вычислений на калькуляторе про-

межуточные данные не округляют, их вносят в оперативную память. Окончательный результат округляют соответственно точности исходных величин. Если в процессе вычислений необходимо записывать промежуточные данные, то в них удерживают 1–2 дополнительные значащие цифры.

Г Л А В А 4

ИЗМЕРЕНИЯ УГЛОВ

4.1. Горизонтальные и вертикальные углы и устройство теодолитов

Горизонтальные углы. Горизонтальный угол $\angle ABC$ (рисунок 4.1, *a*) между наклонными прямыми BA и BC , исходящими из вершины B , расположенной на отвесной линии BM , измеряют как двугранный угол $\beta = \angle abc$ между пересекающимися по BN вертикальными плоскостями $BbaA$ и $BbcC$. Прямые ba и bc представляют проекции линий BA и BC на горизонтальную плоскость P .

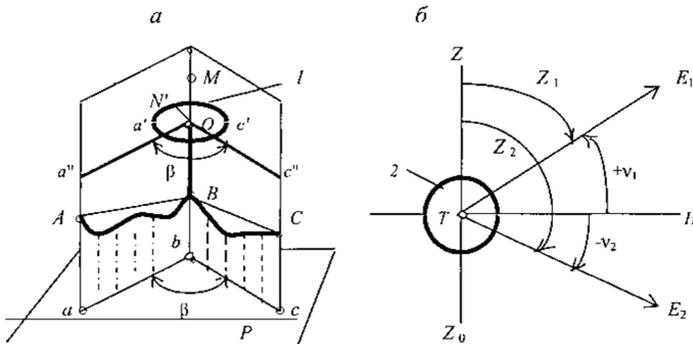


Рисунок 4.1 – Горизонтальный (*a*) и вертикальный (*б*) углы:
 P – горизонтальная плоскость; ZZ_0 – отвесная линия;
 TH – горизонтальная линия; I – горизонтальный,
 2 – вертикальный угломерные круг

Горизонтальный угол измеряют по угломерному кругу I с кольцом градусных делений, центр которого O совмещают с отвесной линией MB . Плоскость круга горизонтальна, ее пересекают отвесные плоскости по радиусам $Oa'a''$ и $Oc'c''$, образующим стороны горизонтального угла β . Если ON – радиус начального (нулевого) градусного деления, а счет делений возрастает по ходу часовой стрелки, причем c' и a' – отсчеты градусных делений по радиусам Oc' и Oa' , то угол $\beta = a' - c'$.

Вертикальные углы лежат в вертикальной плоскости, их измеряют по вертикальному угломерному кругу 2 (рисунок 4.1, б). Кольцо его градусных делений расположено в вертикальной плоскости, а центр кольца совпадает с горизонтальной осью T вращения вертикально круга. Вертикальный угол, отсчитанный от зенитного направления Z отвесной линии ZZ_0 , называется *зенитным углом* или *зенитным расстоянием* (углы Z_1 и Z_2). Вертикальный угол, отсчитанный от горизонтальной линии TH , называется углом наклона ν , который считается положительным, если направление наклона выше горизонта (+ ν) и отрицательным, если ниже (- ν).

Принципиальная схема теодолита. В теодолите горизонтальный и вертикальный угломерные круги установлены соответственно в горизонтальной и вертикальной плоскостях (рисунок 4.2, а). Горизонтальный угломерный круг 3 может вращаться вокруг вертикальной геометрической оси прибора ZZ_1 . Над горизонтальным кругом расположена алидада 9, которую можно вращать вокруг той же оси. Алидадой называют ту часть теодолита, на которой закреплены его вертикальная ось, входящая в подставку 2, и другие детали, среди них: цилиндрический уровень 8 и колонки 7. На колонки опирается горизонтальная ось с закрепленными на ней вертикальным угломерным кругом 5 и зрительной трубой 6, предназначенной для точного визирования на пункты (точки) измеряемых горизонтальных и вертикальных углов. Цилиндрический уровень 8 необходим для горизонтирования прибора, т. е. приведения его основной оси ZZ_1 в отвесное положение. Теодолиту необходимо также центрировочное приспособление для совмещения оси ZZ_1 с вершиной измеряемого угла. Для центрирования используют нитяный отвес или оптический отвес, другие приспособления.

Общее устройство теодолита. Теодолит представляет собой достаточно сложный оптико-механический прибор, его более подробная механическая основа и оптическая схема показаны на рисунке 4.2, б. Зрительная труба 6 и жестко соединенный с ней стеклянный угломерный круг 5 вращаются вокруг горизонтальной геометрической оси TT_1 , перпендикулярной к основной оси ZZ_1 . Вся верхняя часть прибора, закрепленная на алидаде 9, мо-

жет вращаться вокруг оси ZZ_1 . Для облегчения снятия отсчетов по шкалам градусных делений угломерных кругов применен отсчетный микроскоп, окулярная трубка которого 4 находится рядом с окуляром зрительной трубы. Подставка 2 служит основанием теодолита, три ее подъемные винта 1 предназначены для горизонтирования прибора. Закрепительным (становым) винтом 11 теодолит присоединяют к головке 10 штатива.

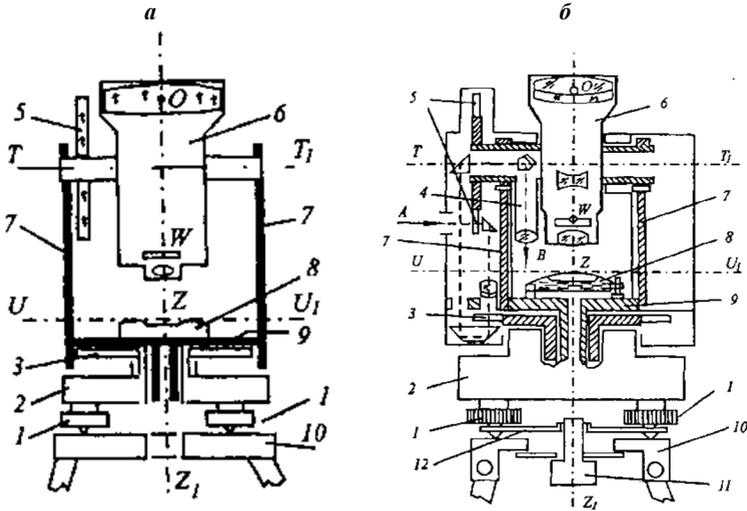


Рисунок 4.2 – Принципиальная (а) и опто-механическая схема (б) теодолита: 1 – подъемный винт; 2 – подставка; 3, 5 – стеклянные горизонтальный и вертикальный угломерные круги; 4 – окулярная трубка отчетного микроскопа; 6 – зрительная труба; 7 – колонки; 8 – цилиндрический уровень; 9 – алидада; 10 – головка штатива; 11 – закрепительный (становой) винт; 12 – трегер (А–В – ход лучей в оптической системе отчетного микроскопа)

В комплект теодолита входят штатив (для установки прибора над вершиной угла), нитяный или иной отвес (для центрирования над точкой), ориентир-буссоль (для ориентирования по магнитному азимуту), отвертка и шпилька (для юстировки прибора), капсула со специальным маслом (для периодической смазки механических осей).

Зрительная труба предназначена для высокоточного визирирования на удаленные точки (визирные цели) при измерениях углов и для обозначения вертикальной плоскости при вращении трубы вокруг горизонтальной оси TT_1 . В зрительной трубе с внутренней фокусировкой (рисунок 4.3, *а*) фокусирующая линза 3 расположена между объективом 1 и окуляром 6. Линза перемещается вдоль оси трубы при вращении головки 2 фокусирующего устройства, называемой также кремальерой. Изображение предмета рассматривают через окуляр зрительной трубы одновременно с изображением визирной сетки (сетки нитей), нанесенной на стеклянную пластинку 5 (рисунок 4.3, *б*), положение которой регулируется юстировочными винтами 4.

В зрительной трубе различают оси оптическую и визирную. *Оптическая ось зрительной трубы* – это прямая, проходящая через оптический центр окуляра O_1 и оптический центр объектива O (рисунок 4.3, *б*). *Визирная ось зрительной трубы* проходит через центр W визирной сетки (сетки нитей) и оптический центр объектива O (точка W находится в пересечении центральных нитей сетки).

Световые лучи, пересекающие штрихи n и m визирной сетки, проецируются в точках N и M на плоскость предмета P , находящегося дальше от переднего фокуса F на конечном расстоянии от него (рисунок 4.4, *а*). Оптическая система объектива и фокусирующей линзы создает изображение плоскости предмета P в фокальной плоскости AA_1 , которая должна быть совмещена с плоскостью nm визирной сетки. Это изображение является действительным и обратным. Окуляр обеспечивает получение мнимого и увеличенного изображения M_1N_1 предмета P , видимого одновременно с изображением сетки (рисунок 4.4, *б*). Для получения *прямого изображения* в оптическую систему трубы вводится специальная оборачивающая призма.

До начала работы *зрительную трубу подготавливают для наблюдений*:

1) вращая диоптрийное кольцо, окуляр устанавливают в постоянное положение, при котором получается четкое изображение визирной сетки и не наблюдается параллакс ее изображения (параллакс проявляется поперечными смещениями изображения сетки относительно изображения предмета при поперечных пе-

ремещениях глаза наблюдателя относительно окуляра трубы; параллакс устраняется небольшими вращениями окуляра);

2) в дальнейшем при визировании на иные предметы их изображение фокусируют только вращением кремальеры, расположенной сбоку от трубы (рисунок 4.4, а).

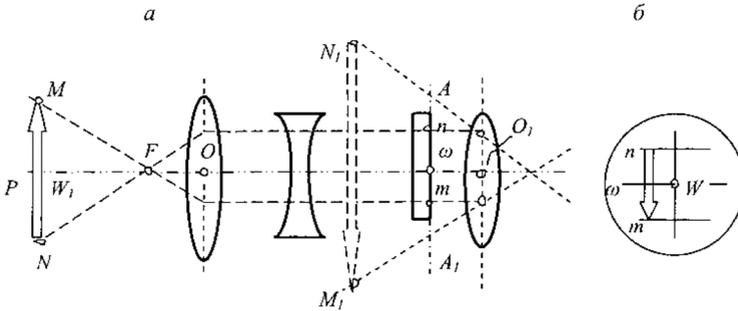


Рисунок 4.3 – Устройство зрительной трубы: а – зрительная труба; б – визирная сетка; (1 – объектив; 2 – винт фокусирующего устройства – кремальера; 3 – фокусирующая линза; 4 – юстировочный винт; 5 – стеклянная пластинка с визирнойсеткой; б – линза окуляра)

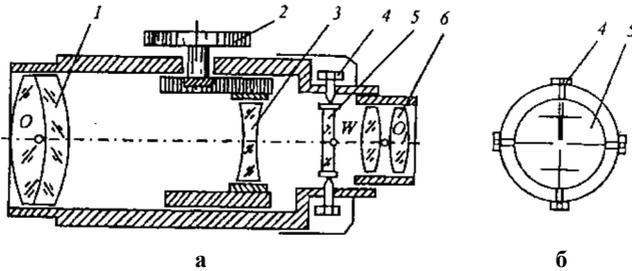


Рисунок 4.4 – Приближительная схема хода лучей в зрительной трубе обратного изображения при наблюдении предмета MN : а – ход лучей; б – изображение предмета и визирной сетки; (F – передний фокус объектива; O – оптический центр объектива; O_1 – оптический центр окуляра; W – центр визирной сетки; n и m – дальномерные штрихи визирной сетки; ω – средний горизонтальный штрих)

Оптические качества зрительной трубы характеризуются видимым увеличением, полем зрения и точностью визирования. Видимое увеличение Γ зрительной трубы равно отношению угла α , под которым предмет виден через трубу, к углу β , под которым этот же предмет виден невооруженным глазом (рисунок 4.5):

$$\Gamma = \alpha / \beta. \quad (4.1)$$

Для определения величины Γ в 5–10 м от прибора вертикально ставят рейку с сантиметровыми делениями. Наблюдатель одним глазом рассматривает деления через трубу, а одновременно другим глазом – непосредственно и подсчитывает число неувеличенных делений, уместяющихся в одном увеличенном трубой делении. Это число характеризует видимое увеличение зрительной трубы. В технических теодолитах видимое увеличение $\Gamma = 18$ или 20^{\times} .

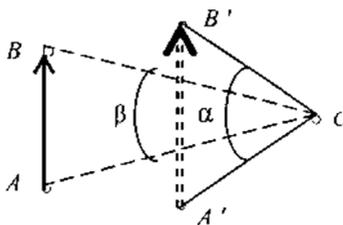


Рисунок 4.5 – Видимое увеличение зрительной трубы

Поле зрения трубы – это конусообразная часть пространства, видимая под углом β (рисунок 4.5) через неподвижно установленную трубу (угол $\beta = 0,5\text{--}2^{\circ}$, ему на расстоянии 100 м соответствует поперечный отрезок $AB = 0,9\text{--}3,5$ м).

Точность визирования зрительной трубой, подготовленной для наблюдений, характеризуется средней квадратической погрешностью

$$m_b = 60'' / \Gamma, \quad (4.2)$$

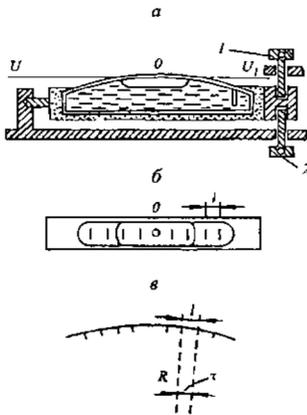
где $60''$ – средняя погрешность визирования невооруженным глазом человека. При $\Gamma = 18\text{--}20^{\times}$ находим $m_b = 3''$.

Уровни предназначены для установки геодезического прибора и его частей в рабочее положение относительно отвесной ли-

нии в данной точке. Они могут применяться и для измерения малых углов наклона. Стеклоанная ампула уровня неподвижно укрепляется в оправе. Оправа крепится к геодезическому прибору и снабжается юстировочными (исправительными) винтами.

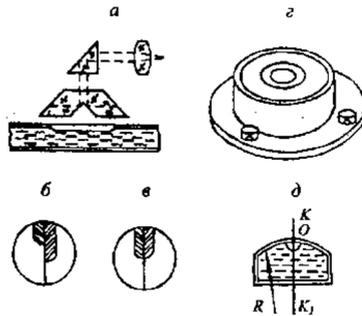
Цилиндрический уровень (рисунок 4.6, а) представляет собой стеклянную трубчатую ампулу, заполненную легкоподвижной жидкостью, не прилипающей к стеклу – серным эфиром или этиловым спиртом. Пузырек уровня, состоящий из паров наполнителя, должен занимать 0,3–0,4 длины ампулы. Для уменьшения зависимости длины пузырька от изменений температуры объем жидкости уменьшают компенсационным стеклянным стержнем, который помещают внутри ампулы. Или же для регулирования длины пузырька в ампуле устраивают перегородку (рисунок 4.6, а), за которую перемещают часть пузырька, наклоняя уровень.

Внутренняя поверхность ампулы в продольном сечении соответствует дуге радиуса R , а на ее наружную поверхность нанесена шкала – штрихи через равные расстояния $l = 2$ мм (рисунок 4.6, б). Нуль-пункт уровня – это средняя точка O его шкалы.



1, 2 – исправительные винты; а – разрез;
б – вид ампулы сверху;
в – радиус и цена деления уровня

Рисунок 4.6 – Цилиндрический уровень



а – ход лучей в оптической системе уровня;
б – несовмещенные концы;
в – совмещенные концы пузырька;
г – общий вид; д – вертикальный разрез

Рисунок 4.7 – Контактный (а, б, в) и круглый (г, д) уровни

Осью цилиндрического уровня называется прямая UU_1 , лежащая в плоскости продольного вертикального сечения ампулы и касательная к ее внутренней поверхности в нуль-пункте. Ось цилиндрического уровня будет горизонтальной, когда пузырек находится в нуль-пункте (т. е. концы пузырька расположены на равных расстояниях относительно точки O на рисунке 4.6, *а, б*).

Цена деления уровня определяется величиной угла τ , на который нужно наклонить уровень, чтобы пузырек сместился на 1 деление ампулы. Согласно рисунку 4.6, *в* угол τ можно выразить в радианах или в секундах

$$\tau = l / R \text{ или } \tau'' = (l / R) \rho'', \quad (4.3)$$

где $\rho'' = 206265''$ – число секунд в радиане.

В геодезических приборах используются цилиндрические уровни с ценой деления τ от 6 до 60". Для повышения точности установки уровня в нуль-пункт применяется призмочно-линзовое оптическое устройство (рисунок 4.7, *а*), которое называют *контактным уровнем*. В окуляре такого устройства видны два конца пузырька, разделенные оптической гранью (рисунок 4.7, *б*). Пузырек считается установленным в нуль-пункт, если его концы видны совмещенными (рисунок 4.7, *в*). Изображение двух концов пузырька передается в место, удобное для наблюдателя.

Во многих типах теодолитов и других геодезических приборах дополнительно применяются круглые уровни, предназначенные для предварительного горизонтирования прибора. Основная часть *круглого уровня* – его стеклянная ампула, верхняя внутренняя поверхность которой сферическая постоянного радиуса R (рисунок 4.7, *г, д*). Нуль-пункт уровня находится в центре кольцевых делений ампулы. Ось круглого уровня KK_1 перпендикулярна внутренней сферической поверхности ампулы в нуль-пункте. Цена деления круглого уровня обычно бывает от 5 до 20'. Помимо рассмотренных встроенных уровней применяются также накладные высокоточные цилиндрические уровни для повышения точности горизонтирования оси вращения трубы теодолита.

Угломерные круги и отсчетные устройства. Угломерные круги изготавливают из металла или оптического стекла. На поверхность круга наносят круговую шкалу градусных делений, образующих *лимб* – рабочую меру угломерного круга. На гори-

зонтальном круге деления лимба оцифровывают через 1 или 10° по ходу часовой стрелки от 0 до 360° . На вертикальном круге деления лимба оцифровывают либо от 0 до 360° , либо от 0 до $\pm 90^\circ$. Угловую величину дуги, равную одному делению, называют *ценой деления лимба*, ее величина обычно равна 5', 10', 20', 30' или 1° . Для оценки дробных долей деления лимба служат отсчетные устройства – верньеры и микрометры.

В теодолитах со стеклянными угломерными кругами применяются отсчетные микрометры различной конструкции, наиболее простые из них в снятии отсчетов: микрометр штриховой и микрометры шкаловые. В поле зрения окуляра отсчетного микрометра через систему призм и линз (рисунок 4.2, б) выведены изображения штрихов горизонтального и вертикального лимбов а также отсчетных штрихов или же отсчетных шкал.

В поле зрения *штрихового микрометра* теодолита Т30 (рисунок 4.8, а) видны штрихи делений угломерных кругов: вертикального В и горизонтального Г, а также штрих отсчетного индекса. Цена одного деления угломерных кругов равна 10', а десятые доли деления оцениваются относительно индекса на глаз с погрешностью около 0,5' (30"). На рисунке 4.8, а отсчет $V = 357^\circ 25'$, отсчет $\Gamma = 26^\circ 34'$.

В *шкаловом микрометре* теодолита 2Т30П (рисунок 4.8, в) применены шкалы с ценой деления 5', выделены 10-минутные деления, здесь отсчет $\Gamma = 164^\circ 43'$ берется по оцифрованному штриху горизонтального лимба относительно штрихов шкалы. Отсчет $V = 3^\circ 18'$.

В шкаловом микрометре теодолита Т5 (рисунок 4.8, б) шкала состоит из 60 штрихов с ценой деления 1', десятые доли деления оцениваются на глаз с погрешностью около 0,05–0,1' (3–6"). Цена одного деления угломерного круга равна 1° . В примере на рисунке 4.8, б отсчет $V = 3^\circ 06,5'$.

Верньер – это отсчетное устройство, применяемое в приборах с металлическими угломерными кругами (рисунок 4.9, а). В таком приборе угломерный круг 1 и алидада 2 могут вращаться вокруг общей оси О. На нулевом диаметре $D1D$ 2 алидады расположены два верньера (I и II). Шкала верньера нанесена на алидаду в пределах дуги АВ в виде n делений (рисунок 4,9, а), та же

дуга AB на лимбе составляет $n - 1$ деление. Цена одного деления лимба равна μ , поэтому дуга $AB = \mu (n - 1)$. Цена одного деления верньера равна λ , следовательно, $AB = \lambda n$, поэтому $\lambda n = \mu (n - 1) = \mu n - \mu$, тогда

$$\mu - \lambda = \mu / n \quad (4.4)$$

Разность $\mu - \lambda = t$, т. е. разность между ценой деления лимба и ценой деления верньера, называется *точностью верньера*. Согласно формуле (4.4) точность верньера равна цене одного деления лимба, деленной на число делений верньера или $t = \mu / n$. На рисунке 4.10, а цена деления лимба $\mu = 1^\circ = 60'$, число делений верньера $n = 6$ и его точность $t = 60/6 = 10'$.

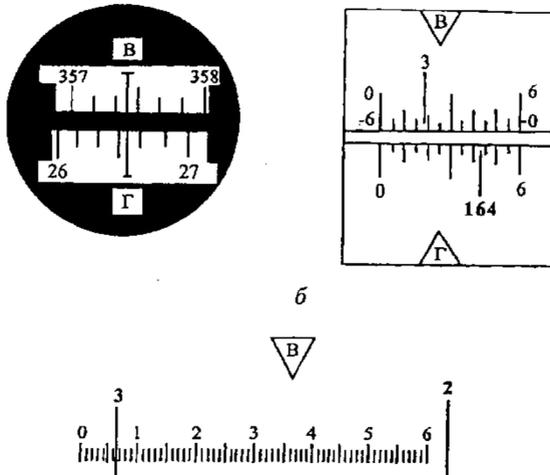


Рисунок 4.8 – Поле зрения штрихового(а) и шкаловых (б, в) микроскопов

В случае как на рисунке 4.9, а со штрихами лимба совпадают лишь начальный и конечный штрихи верньера, поэтому отсчет $A = 20^\circ 00'$. На рисунке 4.9, б совпадает штрих 3 верньера, а начальный штрих смещен относительно деления лимба 20° на дугу $3t = 3 \cdot 10' = 30'$, значит отсчет $a = A + 3t = 20^\circ 30'$.

Отсюда формула отсчетов по верньеру имеет вид

$$a = A + i_t, \quad (4.5)$$

где i_t – произведение номера совмещенного штриха верньера и его точности.

На рисунке 4.10, в показан верньер, у которого $\mu = 20'$; $n = 20$; $t = 20/20 = 1'$; $i = 12$, поэтому отсчет $a = 61^\circ 20' + 12' = 61^\circ 32'$.

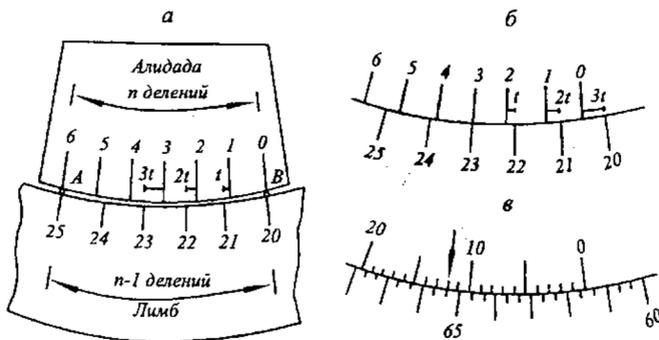


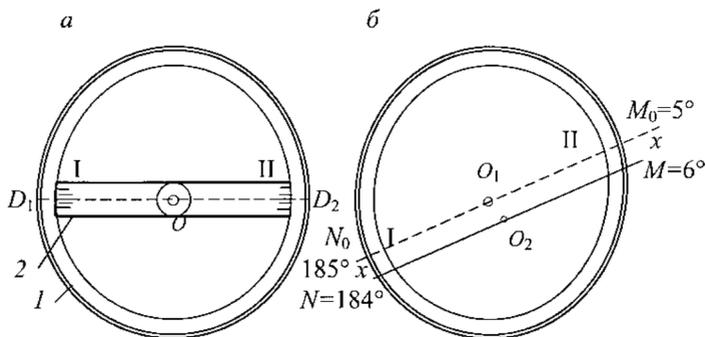
Рисунок 4.9

Эксцентриситет алидады. В угломерных геодезических приборах на алидаде могут размещаться одно отсчетное устройство или два диаметрально противоположных I и II (см. рисунок 4.10, а). В первом случае отсчетная система называется *односторонней* во втором – *двусторонней*.

Ось вращения алидады O_2 (рисунок 4.10, б) должна совпадать с центром лимба O_1 . При этом условии с помощью двусторонней отсчетной системы получают отсчеты M_0 и N_0 , различающиеся на 180° . Несовпадение оси O_2 вращения алидады с центром O_1 лимба называется *эксцентриситетом алидады*. При эксцентриситете получают отсчеты M и N , не совпадающие с отсчетами M_0 и N_0 на величину x , при этом $M = M_0 + x$, $N = N_0 - x$. Последнее из этих равенств запишем в виде $N - 180^\circ = N_0 - x - 180^\circ$. Сложим первое и третье равенства и полученную сумму разделим пополам, получим: $(M + N - 180^\circ) / 2 = (M_0 + N_0 - 180^\circ) / 2$, следовательно, среднее из отсчетов по двум диаметрально противоположным отсчетным устройствам с учетом их различия на 180° свободно от погрешности за счет эксцентриситета алидады. В примере на рисунке 4.9, б при эксцентриситете алидады отсчеты $M = 6^\circ$; $N = 184^\circ$, средний отсчет $M = (M + N - 180^\circ) / 2 = 5^\circ$ свободен от этой погрешности.

В теодолитах с односторонней отсчетной системой рассмотренный эксцентриситет должен быть незначительной величиной,

которую обеспечивает завод-изготовитель. Остаточная погрешность, обусловленная эксцентриситетом, устраняется измерениями углов теодолитом способами, рассмотренными в разд. 3.4.



a – угломерный круг и алидада; *б* – эксцентриситет алидады;
1 – угломерный круг; *2* – алидада; I – первый, II – второй верньеры

Рисунок 4.10 – Верньерное двустороннее отсчетное устройство

Установочные устройства. К установочным устройствам геодезического прибора относятся подставка, операционные винты, уровни, диоптры. Подставка 2 (рисунок 4.11, *a*) служит основанием геодезического прибора и крепится к головке штатива станковым винтом. Подставка снабжена тремя подъемными винтами, вращая которые прибор горизонтируют, добиваясь приведения пузырька установочного уровня в нуль-пункт. Для регулирования умеренной силы, с которой подставку прижимают к головке штатива, служат трегер и плоская пружина трегера (рисунок 4.11, *a*), в которую ввинчивают становой винт с умеренным усилием, при котором подъемные винты не должны получать тугое вращение.

Операционные винты (закрепительные и наводящие) служат для ручного управления прибором в процессе измерений.

Диоптры закреплены на зрительной трубе и предназначены для ее предварительного наведения на визирную цель. Простейший диоптр представляет выступ-прицел на корпусе трубы. В теодолитах Т30 применен наиболее совершенный диоптр – оптичес-

ский, он выполнен в виде трубки с линзой и диафрагмой, вертикальная и горизонтальная щели которой воспринимаются глазом как светлые крестообразные линии прицеливания. В угломерных приборах малой точности (буссоли, гониометры и др.) в качестве визирного устройства применяют щелевые диоптры, которые состоят из следующих основных частей: алидады, закрепленных на ней глазного и предметного диоптров, отсчетных устройств (двух верньеров). Алидада (в переводе с арабского линейка) – это основание вирного устройства, которое установлено соосно с угломерным кругом и может вращаться независимо от него. Глазной диоптр выполнен в виде узкой вертикальной щели, прорезанной в непрозрачной пластине, предметный диоптр имеет вид тонкой нити, натянутой в более широкой щели такой же пластины.

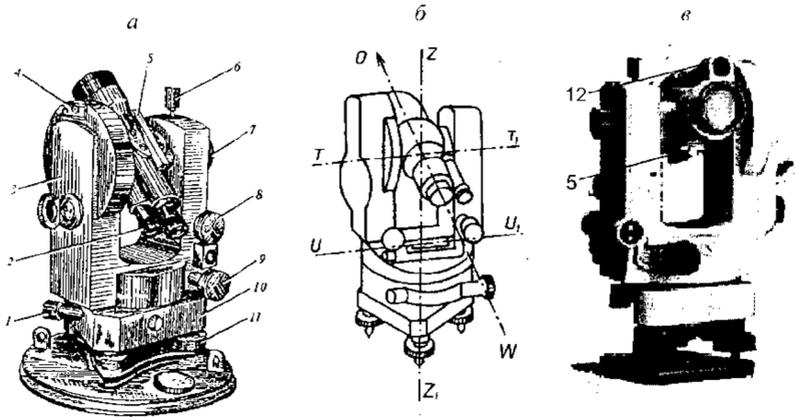


Рисунок 4.11 – Оптико-механический теодолит и его главные оси: *a* – теодолит Т30 в положении КЛ; *б* – главные оси теодолита; *в* – теодолит 4Т30П в положении КЛ. 1 – наводящий винт горизонтального круга; 2 – окуляр отсчетного микроскопа; 3 – боковая крышка; 4 – гнездо крепления ориентир-буссоли; 5 – диоптр; 6 – закрепительный винт; 7 – кремальера (фокусировочный винт зрительной трубы); 8, 9 – наводящие винты трубы и алидады; 10 – подставка; 11 – подъемный винт; 12 – цилиндрический уровень при зрительной трубе; главные оси: ZZ_1 – основная (вертикальная ось вращения верхней части прибора); UU_1 – ось цилиндрического уровня; TT_1 – горизонтальная ось вращения трубы; WO – визирная ось

Штативы. Геодезические приборы при измерениях, как правило, закрепляют на штативе, изготовленном из немагнитных материалов. Геодезический штатив – это тренога с металлической головкой и металлическими наконечниками на нижней части ножек. Штатив может быть деревянным или полностью металлическим. По конструкции штативы подразделяют на раздвижные (ШР) и нераздвижные (НР). Обозначение ШР-120 показывает, что у штатива можно регулировать длину ножек, а длина стороны треугольной головки равна 120 мм. В горных выработках применяются специальные штативы консольного и других видов, которые можно закреплять в стенках выработок и на проходческой крепи (см. разд. 8.4).

4.2. Типы теодолитов

Теодолиты можно разделить на три конструктивные группы.

1. Теодолиты с металлическими угломерными кругами (механические теодолиты) в настоящее время не выпускают.

2. Оптическими традиционно называют теодолиты со стеклянными угломерными кругами и призмочно-линзовыми отсчетными микроскопами; все измерительные действия производит наблюдатель.

3. Частично автоматизированные теодолиты, к ним относятся кодовые.

В кодовых теодолитах на угломерные круги нанесены штриховые кодовые дорожки и применена фотоэлектрическая регистрация отсчетов при измерении углов. Результаты измерений выдаются на дисплей прибора либо в числовой форме, либо в кодовой, и записываются на магнитный носитель информации для последующей компьютерной обработки.

Классификация теодолитов по точности. Оптические теодолиты российского производства по точности разделены на три класса: *высокоточные* (Т1), *точные* (Т2, Т5) и *технические* (Т15, Т30). В обозначении теодолита цифрами указана средняя квадратическая погрешность измерения угла (в секундах) одним приемом в благоприятных условиях. Основные технические характеристики оптических теодолитов, выпускаемых в России,

приведены в таблице 4.1. Эти сведения используются и при выборе теодолитов других зарубежных фирм.

Требования к точности теодолитов, применяемых в маркшейдерско-геодезических работах, определяются допусками к погрешностям конкретного вида измерений. Для съемочных работ используют технические теодолиты, специальные работы выполняют точными и высокоточными теодолитами. Освоение работы с техническими теодолитами представляет базу овладения техникой применения теодолитов иных типов в различных маркшейдерско-геодезических задачах.

Таблица 4.1 – Основные технические характеристики оптических теодолитов

Характеристика	Теодолит				
	T1	T2	T5	T30	T30M
Средняя квадратическая погрешность измерения угла одним приемом в производственных условиях, с:					
горизонтального	1,5	3	7	30	30
вертикального	3	5	12	45	45
Зрительная труба:					
увеличение, крат	30; 40	25	25	18	18
наименьшее расстояние визирования, м	5	2	2	1,2	1,2
Цена деления цилиндрического уровня на алидаде круга, с:					
горизонтального	10	15	30	60	60
вертикального	15	20	25	30	30
Масса теодолита, кг	11,0	5,5	4,5	2,5	2,5

Конструктивные особенности теодолитов. В высокоточных, точных и некоторых типах технических теодолитов на алидаде вертикального круга устанавливается контактный уровень (см. рисунок 4.7, а) для повышения точности измерения вертикальных углов. Но вместо уровня может применяться маятниковый компенсатор для автоматического устранения погрешностей, возникающих при малых наклонах прибора в процессе измерения вертикальных углов. В шифр теодолитов с компенсатором добавляется буква К, например, 2Т5К.

В шифре усовершенствованных теодолитов первой цифрой обозначают порядковый номер модификации прибора, например,

2Т2, 2Т5К, 2Т30П (теодолиты “второго поколения”). Буква П обозначает наличие зрительной трубы прямого изображения. Теодолит 4Т30П – прибор “четвертого поколения”.

Теодолиты Т30М, 2Т30М, 2Т30МЭ рудничного (маркшейдерского) исполнения предназначены для работы в подземных выработках и на земной поверхности. В них заложена возможность измерения углов, как в обычном, так и в перевернутом положении прибора, при котором его подставку закрепляют на обделке (крепи) горной выработки. В таком положении центрирование теодолита над пунктом производится с помощью нитяного отвеса относительно осевой метки на зрительной трубе. При слабой внешней освещенности отсчетная система прибора подсвечивается встроенным осветителем, который включается специальной кнопкой. Теодолит 2Т30МЭ (рисунок 4.12) оснащен дополнительной зрительной трубой, которая установлена эксцентрично относительно вертикальной оси прибора и применяется для маркшейдерских съемок в крутопадающих выработках.

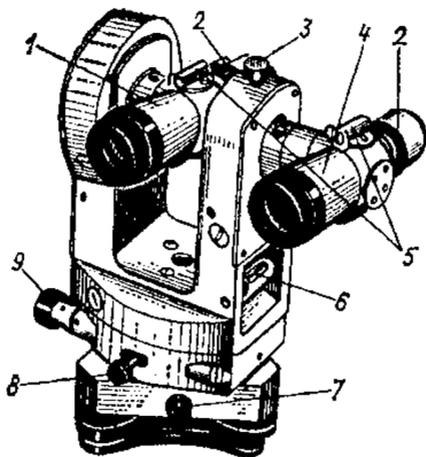


Рисунок 4.12 – Теодолит 2Т30МЭ: 1 – центральная зрительная труба; 2 – кремальера; 3 – закрепительный винт вертикального круга; 4 – эксцентричная зрительная труба; 5 – диоптры; 6 – уровень; 7 – закрепительный винт прибора в подставке; 8 – закрепительный винт горизонтального круга; 9 – наводящий винт горизонтального круга

Теодолиты, у которых горизонтальный угломерный круг и алидаду можно вращать независимо друг от друга, называют также *повторительными* (Т5), (Т30), (ТЗОМЭ), так как они позволяют измерять горизонтальные углы *способом повторений*, рассмотренным в разд. 4.4.

4.3. Поверки и юстировки теодолитов

Каждый геодезический прибор, находящийся в эксплуатации, подвергается обязательной ежегодной метрологической аттестации в учреждении метрологического надзора. Помимо этого работник, действующий с прибором, обязан выполнять периодически его основные поверки и при возможности необходимые юстировки (регулировки).

Погрешности, свойственные геодезическому прибору, делят на две группы: 1) вызванные отклонениями геометрической формы и размеров деталей при заводском изготовлении и сборке прибора; 2) происходящие в результате отклонения осей и частей прибора от заданного взаимного положения. Первую группу погрешностей выявляют в процессе исследований прибора по специальной программе и при необходимости направляют прибор на ремонт. Вторую группу погрешностей уменьшают до заданно малых величин в процессе поверок и юстировок (наладки) прибора.

При приемке прибора для работы проверяют комплектность его упаковки. Выявляют общее техническое состояние теодолита, отсутствие механических повреждений, работоспособность операционных винтов, легкость вращения алидады и зрительной трубы, чистоту поля зрения трубы и отсчетного микроскопа, работу фокусирующего устройства. Проверяется устойчивость прибора в подставке и на штативе. Люфт в соединениях штатива устраняется умеренной затяжкой соответствующих болтов.

Качество цилиндрического уровня теодолита проверяется так: подъемным винтом подставки пузырьку придают малые перемещения, которые должны быть плавными без задержек и рывков.

Определение длины отсчетной шкалы. В теодолитах со шкаловыми микроскопами (рисунки 4.8, б, в) видимая длина шкалы должна равняться длине дуги между двумя соседними

штрихами лимба. Допускается несовпадение до 0,1 наименьшего деления шкалы. Теодолит юстируют в мастерской.

Рабочие положения теодолита. Во время измерений теодолит должен быть горизонтирован при помощи цилиндрического уровня на алидаде горизонтального круга. Различают два рабочих положения теодолита по отношению к наблюдателю: 1) вертикальный круг находится слева от окуляра зрительной трубы (обозначение “круг лево” или КЛ) и 2) – справа (обозначение “круг право” или КП). Положение теодолита КЛ меняют на положение КП (или наоборот) поворотом зрительной трубы через зенит, при этом верхнюю часть прибора поворачивают вокруг вертикальной оси на 180° окуляром к наблюдателю.

Основные проверки всех типов оптических теодолитов.

В исправном теодолите его главные геометрические оси, рассмотренные в разд. 4.1 и показанные на рисунке 4.11, б, должны быть взаимно сопряжены с высокой точностью. Рассмотренные ниже основные проверки оптических теодолитов выполняются в полевых условиях. В зависимости от конструктивных особенностей прибора выполняются и дополнительные проверки. При выполнении каждой проверки теодолит заново горизонтируют.

1. *Ось цилиндрического уровня на алидаде горизонтального круга должна быть перпендикулярна оси вращения теодолита, т.е. $UU_1 \perp ZZ_1$* (рисунки 4.2 и 4.11, б). Поворотом верхней части теодолита ось цилиндрического уровня на алидаде горизонтального круга устанавливают параллельно двум любым подъемным винтам подставки 1 и 2 (рисунок 4.13, а). Вращая их в противоположные стороны, пузырек уровня приводят в нуль-пункт. Затем верхнюю часть теодолита поворачивают на 90° , закрепляют и вращением подъемного винта 3 (рисунок 4.13, б), пузырек вновь приводят в нуль-пункт. Оставив круг закрепленным, верхнюю часть теодолита поворачивают на 180° (рисунок 4.13, в). Если пузырек остался в нуль-пункте (допустимо отклонение до 0,3–0,5 деления ампулы), то условие проверки соблюдено.

При значительном смещении пузырька уровень юстируют: действуя подъемным винтом 3 подставки пузырек смещают к нуль-пункту на половину его отклонения. Затем пузырек приводят к нуль-пункту, действуя юстировочными винтами уровня 1 и 2 (рисунок 4.6). После этого проверку повторяют.

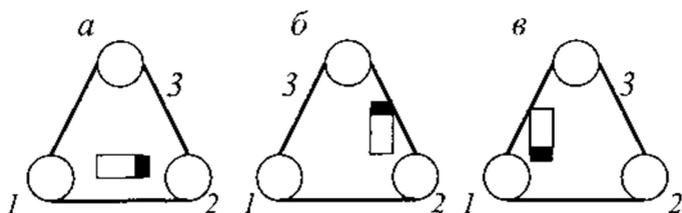


Рисунок 4.13 – Повороты цилиндрического уровня при его поверке и юстировке: *a* – параллельно подъемным винтам 1 и 2; *б* – на 90° ; *в* – на 180°

2. *Вертикальный штрих визирной сетки должен быть перпендикулярен оси вращения трубы*, т. е. к TT_1 (рисунки 4.2 и 4.11, б). Визируют зрительной трубой на четко видимую точку и совмещают с ней изображение вертикального штриха сетки, наводящим винтом поворачивают трубу в вертикальной плоскости (вокруг оси TT_1). В исправном теодолите изображение точки перемещается вдоль вертикального штриха и оси двойного штриха (биссектора). Если изображение точки смещается в сторону более чем на $1/3$ ширины биссектора, то положение сетки следует исправить. Для этого отвинчивают защитный колпачок, ослабляют винты, которые скрепляют окулярную часть с торцом трубы, и разворачивают сетку, визируя на нить отвеса, подвешенного в 5–10 м от прибора. После закрепления ослабленных винтов проверяют результат юстировки.

3. *Визирная ось зрительной трубы должна быть перпендикулярна оси вращения трубы*, т. е. $WO \perp TT_1$ (рисунки 4.2 и 4.11, б). В исправном теодолите при вращении зрительной трубы вокруг оси TT_1 визирная ось WO описывает плоскость, называемую *коллимационной*. Если визирная сетка установлена с боковым смещением, (рисунок 4.14, а), то визирная ось отклоняется от перпендикуляра к оси T_1T_1 на угол ϵ , который называется *коллимационной погрешностью*.

При поверке в положении теодолита КЛ (или КП) визируют концом вертикального штриха сетки на четко видимую точку A , удаленную на 100–200 м в приблизительно горизонтальном

направлении. Берут отсчет a_l по горизонтальному кругу (рисунок 4.14, *а*). Оставив горизонтальный круг неподвижным, аналогично визируют на ту же точку в положении теодолита КП и берут отсчет по горизонтальному кругу a_n (рисунок 4.14, *б*). В исправном теодолите разность отсчетов не должна отличаться от 180° больше, чем на двойную коллимационную погрешность $2c = 2t$, где t – точность отсчетного устройства ($a_l - a_n \pm 180^\circ \leq 2c_{доп} = 2t$). В теодолитах типа ТЗ0 – 4ТЗ0П $t = 0,5'$, поэтому $2c_{доп} = 1'$.

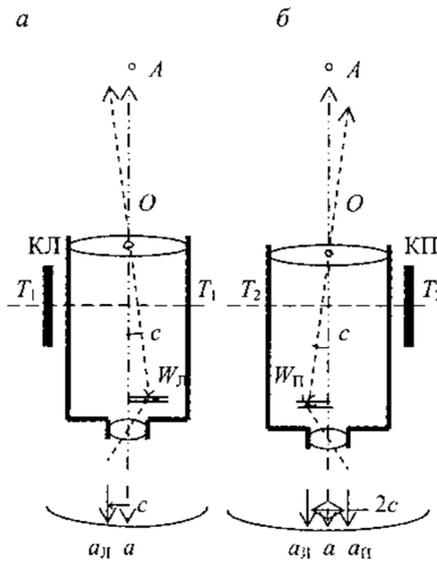


Рисунок 4.14 – Проверка положения визирной оси

Для устранения недопустимой коллимационной погрешности сначала вычисляют среднее из отсчетов a_l и a_n $a = (a_l + a_n \pm 180^\circ) / 2$, затем алидаду устанавливают на отсчет a , диафрагму с визирной сеткой перемещают ее боковыми юстировочными винтами до совмещения вертикального штриха сетки с изображением точки A . Результат юстировки проверяют повторной проверкой.

4. *Ось вращения зрительной трубы должна быть перпендикулярна оси вращения теодолита*, т. е. $ТТ_1 \perp ZZ_1$ (рисунки 4.2 и 4.11, *б*). Для проверки теодолит устанавливают в 8–15 м от вер-

тикальной стены здания (рисунок 4.15) и приводят в рабочее положение по уровню, закрепляют горизонтальный круг.

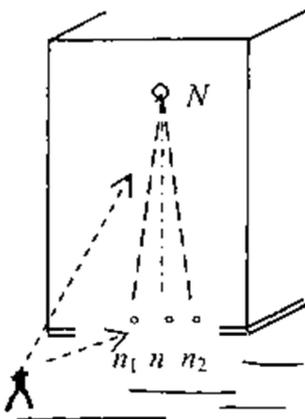


Рисунок 4.15 – Проверка положения оси вращения трубы

В перпендикулярном к стене направлении зрительной трубой визируют на какую-либо четкую легко опознаваемую точку N под углом наклона $45\text{--}50^\circ$. Зрительную трубу переводят в горизонтальное положение и на стене по команде наблюдателя помощник отмечает точку n_1 – проекцию вертикального штриха сетки. Затем при втором положении вертикального круга находят вторую проекцию n_2 точки N . Видимое через трубу расстояние n_1n_2 не должно превышать $1/3$ ширины биссектора. Исправляют положение оси вращения трубы теодолита в мастерской.

Дополнительные проверки точных теодолитов

Проверка оптического отвеса. В теодолитах Т1, Т2, Т5 и других поверяется оптический отвес, который расположен в подставке или в алидадной части теодолита.

5. *Визирная ось оптического отвеса должна совпадать с осью вращения теодолита ZZ_1* (рисунок 4.2). Теодолит горизонтируют, затем на экране, положенном на землю под штативом, отмечают точку – проекцию центра сетки оптического отвеса. После этого корпус отвеса поворачивают на 180° и на экране от-

мечают новое положение проекции. Если отмеченные точки не совпадают более чем на 0,5 мм, то такой отвес юстируют в мастерской или самостоятельно.

Проверка компенсатора наклонов. В теодолитах Т5К, 3Т5КП и др. необходимо проверить точность работы компенсатора.

6. *Компенсатор должен сохранять неизменным отсчет по вертикальному кругу при наклонах вертикальной оси вращения теодолита до 3–5'.* Теодолит закрепляют на штативе так, чтобы один из подъемных винтов подставки был направлен в сторону точки *B*, затем прибор горизонтируют по уровню. Визируют средним горизонтальным штрихом сетки на точку *B* и берут отсчет b_1 по вертикальному кругу. Поворачивают верхнюю часть теодолита на 90° и подъемным винтом подставки теодолит наклоняют в сторону точки *B* на 3–4 деления ампулы цилиндрического уровня. Вновь визируют средним горизонтальным штрихом трубы на точку *B* и берут отсчет b_2 . Поворачивают верхнюю часть теодолита на 90° , после чего тем же подъемным винтом теодолит наклоняют в противоположную сторону на такое же число делений уровня. Затем визируют на точку *B* и берут отсчет b_3 по вертикальному кругу. Все отсчеты должны совпадать в пределах точности отсчетного устройства. Компенсатор юстируют в мастерской.

4.4. Измерение горизонтальных углов

Положение визирных целей. Как правило, невозможна прямая оптическая видимость на координатную метку, нанесенную на центр геодезического пункта. Поэтому при измерениях углов над центром соседнего геодезического пункта (маркшейдерско-геодезического знака) устанавливают визирную цель. При расстояниях между пунктами в несколько км постоянную визирную цель закрепляют визирным цилиндром на вершине сигнала или пирамиды, поставленной над центром (рисунок 1.10). При расстояниях в десятки и сотни метров в качестве временных визирных целей используют марки на штативах или на консолях, вежи. Продольная ось визирной цели должна быть отвесна. Это условие проверяется относительно вертикальных штрихов визирной сетки теодолита.

Работа с теодолитом Т30. Теодолит центрируют над пунктом по нитяному отвесу с точностью 5–10 мм при длинах сторон

угла свыше 50–60 м, а при длинах сторон 20–40 м – с точностью 5 мм и выше. С такой же точностью веши устанавливают над соседними пунктами в своре сторон угла.

Примечание. Теодолиты типа Т30 – 4Т30П можно центрировать с погрешностью около 1 мм при помощи зрительной трубы, направленной объективом вниз при отсчете по вертикальному кругу $270^{\circ}00'$ – на метку центра визируют сквозь отверстия в алидаде, в подставке и в станом винте.

Теодолиты Т30 – 4Т30П горизонтируют с помощью цилиндрического уровня: при этом выполняют действия, рассмотренные при поверке 1 (рисунок 4.13, а, б, в). В горизонтированном теодолите при любой ориентации зрительной трубы пузырек цилиндрического уровня не должен отклоняться от нуля-пункта больше чем на половину деления ампулы.

Зрительную трубу фокусируют с устранением параллакса изображений сетки и предмета (см. разд. 4.1).

Основные способы измерения горизонтальных углов – способ отдельного угла и способ круговых приемов.

Способ отдельного угла. Горизонтальный угол ABC (схема к таблице 4.2) можно рассматривать как правый (справа лежащий) по ходу $A-B-C$. В этом случае точку A называют *задней*, а точку C – *передней* по отношению к вершине B угла β . При измерении отдельного угла ABC точку A можно также рассматривать как правую, а точку C как левую точки этого угла.

Таблица 4.2 – Журнал измерения горизонтальных углов теодолитом Т30

Наименование		Отсчеты по горизонтальному кругу		Горизонтальный угол		Схема угла
станции	точки			в полуприеме	Среднее, β	
B	A	a_1	$156^{\circ} 8'$	$85^{\circ} 37'$	$85^{\circ} 36,5'$	
	C	a_2	$71^{\circ} 1'$			
	A	a_3	$338^{\circ} 1'$			
	C	a_4	$252^{\circ} 5'$	$85^{\circ} 6'$		

Над вершиной B измеряемо угла β центрируют и горизонтируют теодолит, а над точками A и C ставят визирные цели (вехи вдавливают в землю в створе прямых BC и BA).

Угол измеряют двумя полуприемами. Каждый полуприем выполняют в одном из положений теодолита либо КЛ, либо КП.

Первый полуприем. Закрепляют горизонтальный угломерный круг теодолита, открепляют алидаду и визируют зрительной трубой (вертикальным штрихом сетки) на заднюю по ходу визирную цель A . По горизонтальному кругу берут отсчет a_1 , записывают его в журнал (таблица 4.3). Затем при закрепленном горизонтальном круге визируют на переднюю точку C и берут отсчет a_2 . Правый по ходу угол вычисляют по формуле

$$\beta' = a_1 - a_2, \text{ или } \beta' = \text{З} - \text{П}, \quad (4.6)$$

где $a_1 = \text{З}$ и $a_2 = \text{П}$ – отсчеты по горизонтальному лимбу при измерении на заднюю и переднюю по ходу точки. В нашем примере в результате измерений угла первым полуприемом получено значение $\beta' = 85^\circ 37'$.

Прежде чем начать *второй полуприем*, зрительную трубу переводят через зенит (изменяют положение КЛ на КП или наоборот), а горизонтальный круг вместе с алидадой поворачивают на угол $\Delta\beta \approx 3\text{--}5^\circ$ и закрепляют.

Затем действия второго полуприема выполняют в той же последовательности, как и первого. В примере таблицы 4.2 второе значение угла равно $\beta'' = 85^\circ 36'$.

Допустимое расхождение углов β' и β'' составляет 2_t – двойную точность отсчетного устройства ($1'$ для теодолитов Т30 – 4Т30П). При этом условии вычисляется среднее (окончательное) значение измеренного угла $\beta = (\beta' + \beta'') / 2$.

Способ круговых приемов. Теодолит устанавливают над общей вершиной M нескольких измеряемых горизонтальных углов (см. схему к таблице 4.3).

Первый полуприем. При визировании в положении КЛ на начальную точку 1 горизонтальный лимб ставят на отсчет, близкий к $0^\circ 03' - 0^\circ 10'$, и закрепляют. Отпускают верхнюю часть теодолита и, сделав 1–2 оборота по часовой стрелке, визируют зрительной трубой (вертикальным штрихом сетки) на визирные цели

в последовательности 1, 2, 3, 4, 1 и каждый раз берут отсчет по горизонтальному лимбу. Разность δ_L начального и конечного отсчетов на точку 1 характеризует устойчивость прибора, ее допустимое значение составляет $2t$ – двойную точность отсчетного устройства (0,2' для теодолита Т5).

Таблица 4.3 – Журнал измерения углов круговыми приемами теодолитом Т5

Номер		Отсчеты по лимбу		Л-П 2с	$\frac{Л+П}{2}$	Приведенные направления $(Л-П)/2 - a_n$ A_i	Схема направлений
станции	точки	Л (КЛ)	П (КП)				
Первый прием							
М	1	0°10,5'	180°10,2'	+0,3'	10,35'	0°00,0'	
	2	44°20,6'	224°20,5'	+0,1'	20,55'	44°10,10'	
	3	175°54,9'	355°54,7'	+0,2'	54,80'	175°44,35'	
	4	264°42,1'	83°41,8'	+0,3'	41,95'	263°31,50'	
	1	0°10,7'	180°10,4'	+0,3'	10,55'	0°00,0'	
l	$\delta_L = -0,2$	$\delta_P = -0,2$	$a_n = 10,45'$	$\delta_{Лдоп} = \delta_{Пдоп} = 2t = 0,2'$			

Второй полуприем. Зрительную трубу переводят через зенит, отпускают алидаду, но горизонтальный круг оставляют закрепленным в прежнем положении. Верхнюю часть теодолита вращают на 1–2 оборота против часовой стрелки и приступают к визированиям с отсчетами второго полуприема в последовательности 1, 4, 3, 2, 1. Убедившись в допустимости разности δ_P (таблица 4,3), вычисляют значения двойной коллимационной погрешности $2c = Л - П$, среднее значения начального отсчета $a_n = 10,45'$ по четырем значениям отсчетов в направлении М–1. Окончательный результат первого приема – это приведенные направления

$$A_i = (Л + П)/2 - a_n.$$

Для уменьшения приборных и внешних погрешностей выполняют 2–3 круговых приема, а перед каждым приемом горизонтальный лимб переставляют на угол

$$\Delta\beta = 180^\circ / n + \mu,$$

где μ – цена наименьшего деления лимба (в теодолите Т5 $\mu = 1^\circ$).

Способ повторений. При этом способе сначала визируют на точку A измеряемого угла β (см. схему в таблице 4.2) и берут начальный отсчет a_n , затем визируют на точку C и берут промежуточный отсчет c_1 , вычисляют контрольное значение угла $\beta_k = a_n - c_1$, затем отпускают закрепительный винт угломерного круга и, вращая трубу совместно с угломерным кругом (сохраняя отсчет c_1), вновь визируют на точку A (при этом горизонтальный круг поворачивается на угол β), закрепляют угломерный круг, затем визируют на точку C и берут отсчет c_2 по горизонтальному кругу, соответствующий *второму повторению*. Вычисленное значение угла $\beta_2 = (a_n - c_2)$ должно быть близко к контрольному β_k . Число повторений принимают до трех при КП и КЛ и таким способом уменьшают погрешности, обусловленные ограниченной точностью отсчетного устройства теодолитов со шкаловым отсчетным микроскопом. Способ трудоемкий и не находит широкого применения.

Измерения горизонтальных углов способом «от нуля». На практике в ряде угломерных задач для некоторого упрощения измерений горизонтальный круг теодолита устанавливают на отсчет $0^\circ 00,0'$ при визировании на левую точку угла и закрепляют. При визировании на правую точку отсчет по горизонтальному кругу будет равен измеряемому углу. Способ «от нуля» используется, например, при построении горизонтального угла теодолитами Т30 – 4Т30П с повышенной точностью (см. ниже). Способ «от нуля» не применяют в тех геодезических работах, в которых он не предусмотрен соответствующими инструкциями, не обеспечивает надлежащий контроль результатов, оказывается излишне трудоемким.

Построение горизонтальных углов теодолитом Т30 с повышенной точностью. Горизонтальные углы можно построить на местности теодолитом Т30 со средней квадратической погрешностью $m_\beta \approx 5-6'' = 0,1'$ при условии, что угол не содержит дробных долей наименьшего деления шкалы, а точность центрирования теодолита и визирных целей (≈ 1 мм) отвечает названной погрешности m_β . В данном случае используют свойство глаза человека различать совмещение штриха отсчетного микроскопа со штрихом градусного деления лимба с точностью $2-3''$ (рисунок

4.8) Например требуется построить угол $CBA = \beta = 90^\circ 00' \pm 0,1'$. Для этого сначала необходимо точно центрировать теодолит над вершиной угла при помощи его зрительной трубы, установленной объективом вниз на отсчет по вертикальному кругу $90^\circ 00'$ или $270^\circ 00'$ (визирование производится сквозь отверстие в подставке теодолита и станом винте). Затем при визировании на точку C максимально точно устанавливают отсчет по горизонтальному кругу $c = 00^\circ 00,0'$ и при закрепленном горизонтальном круге поворачивают верхнюю часть теодолита на отсчет $a = 90^\circ 00,0'$. Визирная ось зрительной трубы будет направлена в сторону точки A . На местности обозначают точку A_1 . Работу следует выполнить при КП и КЛ. За окончательное положение точки A выбирают среднее, если несовпадение точек A_1 и A_1 не превышает 3–4 мм на 100 м расстояния от теодолита.

Основные источники погрешностей при угловых измерениях. Погрешность в значении каждого угла или измеренного направления проявляется как сумма влияния приборных и внешних источников погрешностей.

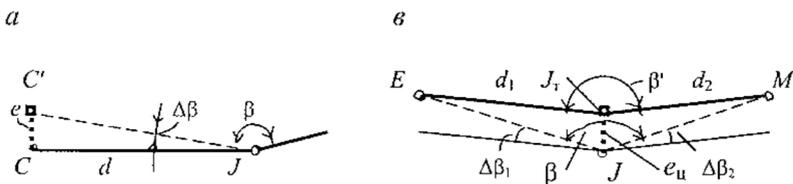
Приборные погрешности исправного теодолита обусловлены в основном неполной его юстировкой. Эти погрешности уменьшают до мало значимых величин, соблюдая установленную методику соответствующих измерений при КЛ и КП. Для технических теодолитов приборная средняя квадратическая погрешность измерения угла одним приемом составляет $m_\beta = 20\text{--}30''$, т. е. близка к точности отсчетного устройства $t = 30'' = 0,5'$.

Внешние погрешности (центрирования визирных целей и теодолита) должны быть малыми и соответствовать по величине общей приборной погрешности. Например (рисунок 4.16, *a*), если веха C центрирована с линейной погрешностью $e = CC'$, то угол β получится с погрешностью (в радианах) $\Delta\beta = e/d$, а в угловых минутах $\Delta\beta = (e/d)\rho'$ (где $\rho' = 3438'$ – число минут в радиане). При погрешности $e = 1$ см, $d = 100$ м. находим $\Delta\beta \approx 0,3'$.

Если согласно схеме на рисунке 4.16, *b* теодолит центрирован над точкой J_T с поперечной погрешностью e_c , то вместо угла $\beta = EJM$ измеряется горизонтальный угол $\beta' = EJ_T M$, погрешность угла принимает максимальное значение $\Delta\beta = \Delta\beta_1 + \Delta\beta_2$. При рас-

стояниях от теодолита до вех $d_1 \approx d_2$ и заданной величине $\Delta\beta_{\text{доп}}$ точность центрирования рассчитывается по формуле

$$e_{\text{ц}} = (2\Delta\beta_{\text{доп}} d_1) / \rho'.$$



a – вехи; *б* – теодолита

Рисунок 4.16 – Погрешность угла при источном центрировании

Согласно расчету по данной формуле погрешность центрирования при минимальных допустимых расстояниях визирования $d_1 \approx d_2 \approx 20$ м и при условии, что $\Delta\beta_{\text{доп}} = 0,5'$, не должна превышать величину $e_{\text{ц}} = 6$ мм. В процессе измерений теодолит должен быть устойчив. На болотистом грунте под ножки штатива необходимо забивать колья, на пашне – колья или камни; на нагретой асфальтированной поверхности применять устойчивые подкладки (прочные пластины, кирпичи и др.), а время измерений на станции должно быть минимальным.

С учетом соблюдения рассмотренных условий работы техническими теодолитами предельная погрешность измерения угла нормируется равной двойной точности отсчетного устройства $2i$: $\Delta\beta_{\text{доп}} = 2m_{\beta} = 2i = 0,8-1'$.

4.5. Измерение вертикальных углов

Измерения вертикальных углов начинают после приведения теодолита в рабочее положение. Наведение на визирную цель производят средним горизонтальным штрихом визирной сетки зрительной трубы, при этом следят, чтобы пузырек соответствующего цилиндрического уровня находился в нуль-пункте. В теодолитах Т30 – 4Т30П используется цилиндрический уровень на алидаде горизонтального круга. В теодолитах, оснащенных ци-

цилиндрическим уровнем при алидаде вертикального круга, проверяют установку этого уровня. В теодолитах с компенсатором (например, Т5К) допускают незначительные отклонения пузырька круглого уровня.

Вертикальный круг и зрительная труба теодолита Т30 жестко соединены с общей для них осью вращения так, что бы диаметр лимба $90\text{--}270^\circ$ и визирная ось трубы были взаимно параллельны в проекции на плоскость вертикального лимба и проходили через геометрическую ось TT_1 (рисунок 4.2). Угол наклона v теоретически определяется относительно горизонтальной плоскости HH (рисунок 4.17, а, б), но при помощи данного теодолита угол наклона измеряется относительно отвесной линии ZZ как разность отсчетов по угломерному кругу, полученных при наклонном и горизонтальном положении визирной оси зрительной трубы. При визировании на точку M отсчеты берутся относительно отсчетного индекса $И$. Если теодолит находится в положении КП, отсчет по вертикальному кругу следует обозначить символом Π , для положения КЛ – символом Λ (рисунок 4.17, а, б).

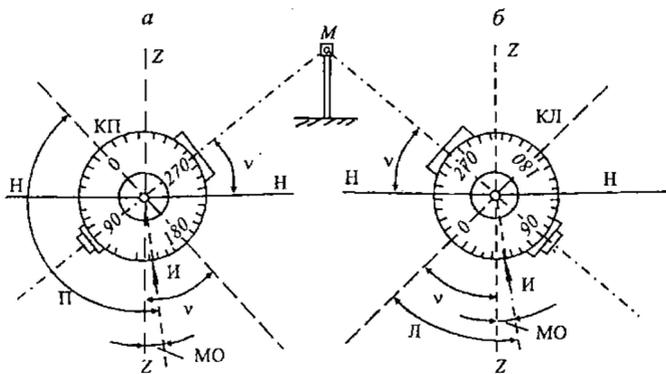


Рисунок 4.17 – Измерение углов наклона

Место нуля вертикального круга (МО) – это величина отсчета по вертикальному кругу теодолита при горизонтальном положении осей: визирной оси зрительной трубы и оси цилиндрического уровня на алидаде вертикального круга. В теодолите Т30

величина MO представляет угол между направлением радиуса отсчетного индекса I и диаметром лимба $90-270^\circ$, установленным вертикально по цилиндрическому уровню.

В зависимости от рабочего положения теодолита КП (рисунок 4.17, *а*) или КЛ (рисунок 4.17, *б*) угол наклона вычисляется по формулам:

$$v = 180^\circ - \Pi + MO; \quad (4.7)$$

$$v = \text{Л} - MO. \quad (4.8)$$

Приравняв выражения (4.7) и (4.8), найдем:

$$MO = (\text{Л} + \Pi - 180^\circ) / 2. \quad (4.9)$$

В хорошо отъюстированном теодолите MO близко или равно нулю. Если $MO = 0^\circ 00'$, то в положении теодолита КЛ отсчет Л по вертикальному кругу равен углу наклона v .

Формулы (4.7)–(4.9) применительно к различным теодолитам записываются в несколько ином виде в зависимости от типа оцифровки градусных делений вертикального круга.

Для теодолитов Т30 и 4Т30П с круговой оцифровкой $0-359^\circ$ используются следующие формулы:

$$MO = (\text{Л} + \Pi + 180^\circ) / 2; \quad (4.10)$$

$$v = \text{Л} - MO; \quad (4.11)$$

$$v = MO - \Pi - 180^\circ; \quad (4.12)$$

$$v = (\text{Л} - \Pi - 180^\circ) / 2. \quad (4.13)$$

В теодолитах 2Т30П, 3Т30П, 2Т5, Т5К, 3Т5КП градусные деления вертикального круга разделены на четыре сектора, каждый оцифрован от 0° до 75° или от 0° до 90° с указанием знака “минус” для отрицательных углов наклона, а формулы для вычисления значений MO и v имеют вид:

$$MO = (\text{Л} + \Pi) / 2; v = \text{Л} - MO; v = MO - \Pi; v = (\text{Л} - \Pi) / 2. \quad (4.14)$$

Пример 1. (Теодолиты Т30, 4Т30П). Вычислить угол наклона v , если при визировании на точку M получены отсчеты $\text{Л} = 6^\circ 41'$; $\Pi = 173^\circ 21'$.

Решение полное. $MO = (6^\circ 41' + 360^\circ + 173^\circ 21' + 180^\circ) / 2 = (720^\circ 02') / 2 = 360^\circ 01' = 0^\circ 01'$;

$$v = \text{Л} - MO = 6^\circ 41' - 0^\circ 01' = + 6^\circ 40';$$

$$v = MO - \Pi - 180^\circ = 360^\circ 01' - 173^\circ 21' - 180^\circ = + 6^\circ 40';$$

$$v = (Л - П - 180^\circ) / 2 = (6^\circ 41' + 360^\circ - 173^\circ 21' - 180^\circ) / 2 = (+13^\circ 20') / 2 = +6^\circ 40'.$$

Решение сокращенное. $МО = (Л + П + 180^\circ) / 2 = (6^\circ 41' + 173^\circ 21' + 180^\circ) / 2 = (360^\circ 02') / 2 = 180^\circ 01' = 360^\circ 01' = 0^\circ 01'$;

$$v = Л - МО = 6^\circ 41' - 0^\circ 01' = +6^\circ 40'.$$

Пример 2. При визировании на точку *A* получены отсчеты (теодолиты Т30, 4Т30П) $Л = 354^\circ 02'$; $П = 186^\circ 00'$. Вычислить угол наклона.

Решение сокращенное. $МО = (Л + П + 180^\circ) / 2 = (354^\circ 02' + 186^\circ 00' + 180^\circ 00') / 2 = (720^\circ 02') / 2 = 360^\circ 01' = 0^\circ 01'$;

$$v = Л - МО = 354^\circ 02' - 360^\circ 01' = -5^\circ 59'.$$

Пример 3. При визировании на точку *M* теодолитом 2Т30П получены отсчеты по вертикальному кругу $Л = -3^\circ 10'$, $П = +3^\circ 12'$. Вычислить угол наклона.

$$\text{Решение. } МО = (Л + П) / 2 = (-3^\circ 10' + 3^\circ 12') / 2 = +0^\circ 01';$$

$$v = Л - МО = -3^\circ 10' - 0^\circ 01' = -3^\circ 11'.$$

$$\text{Контроль } v = МО - П = -3^\circ 11'.$$

При измерении вертикальных углов колебания величины $МО$ не должны превышать $2t$ – двойной точности отсчетного устройства ($1'$ в теодолитах Т30). Из полученных величин $МО$ используется среднее.

Юстировка места нуля. Если $МО$ близко к нулю, то упрощаются вычисления углов наклона. Приступая к юстировке значение $МО$ определяют 2–3 раза, затем вычисляют угол наклона v .

В теодолитах Т30 – 4Т30П после определения величин $МО$ и v вновь визируют на точку *M* при КЛ и, удерживая пузырек уровня в нуль-пункте, зрительную трубу ставят на отсчет по вертикальному кругу $Л = v$. Затем вертикальными юстировочными винтами сетки ее средний горизонтальный штрих совмещают с изображением точки *M*, после чего определяют полученную величину $МО$.

В теодолитах с уровнем при алидаде вертикального круга (Т5, Т2 и др.) при визировании на точку *M* пузырек этого уровня удерживают в нуль-пункте. Определяют значения $МО$ и v . Затем визируют на точку *M* при КЛ и, вращая установочный винт названного

уровня, устанавливают отсчет v , равный величине угла наклона. После этого с помощью юстировочной шпильки или отвертки вращают юстировочный винт того же уровня – перемещают его пузырек в нуль-пункт. Находят новую величину МО.

В теодолитах с компенсатором при вертикальном круге (Т5К, 3Т5КП) величину МО $\approx 0^\circ 00'$ регулируют юстировочным винтом, расположенным на колонке вертикального круга (Т5К).

Примечание. При заводской сборке теодолита величину МО устанавливают близкой к $0^\circ 00'$. В теодолитах Т30 – 4Т30П, как и во всех типах теодолитов, не рекомендуется изменять величину МО смещением визирной сетки больше, чем на $1-2'$, так как отклонение визирной оси от оптической оси будет приводить к значительным колебаниям визирной оси при перефокусировках трубы.

Г Л А В А 5

ИЗМЕРЕНИЯ РАССТОЯНИЙ

В маркшейдерско-геодезических работах расстояния между закрепленными и другими геодезическими точками на местности и в подземных выработках измеряют различными приборами непосредственными и косвенными методами. Непосредственное измерение расстояния между двумя обозначенными точками производится светодальномерами или механическими приборами (стальными лентами, рулетками, мерными проволоками). Косвенные способы определения расстояний основаны на измерении линейных величин, связанных с определяемыми расстояниями геометрическими зависимостями (например, определение горизонтального проложения по длине наклонной прямой и углу ее наклона, измерения расстояния оптическими дальномерами).

5.1. Механические приборы для измерения расстояний

К механическим приборам для непосредственного измерения расстояний относят стальные землемерные ленты и рулетки.

Землемерные ленты изготавливают из стальной полосы шириной 15–20 мм, толщиной 0,4–0,5 мм. Их обозначают ЛЗ-20, ЛЗ-24, ЛЗ-50 в соответствии с длиной 20, 24 или 50 м между концевыми штрихами ленты при натяжении 98 Н. Концы ленты (рисунок 5.1) снабжены ручками, напротив концевых штрихов в ленте сделаны вырезы для закрепления ленты шпильками на поверхности земли. Метровые деления ленты закреплены оцифрованными пластинками, полуметры обозначены заклепками, дециметровые деления отмечены круглыми отверстиями. Точность отсчета $t \approx 1$ см.

В нерабочем состоянии лента должна быть намотана на каркас в виде кольца. В комплекте с лентой типа ЛЗ применяется набор из 6 или 11 шпилек.

Рулетки изготавливают многие зарубежные фирмы под различными наименованиями. В России выпускаются рулетки 2-го класса точности ОПК2-20 АНТ/1, ОПК2-30 АНТ/1, ОПК2-50 АНТ/1. Их изготавливают из стальной ленты шириной 1 см, дли-

ной соответственно 20, 30 и 50 м. Ленту покрывают защитной пленкой, на нее наносят линейную шкалу с ценой деления 1 мм. Точность отсчета по такой шкале $t \approx 0,1-0,2$ мм. Рулетка 3-го класса точности ОПКЗ-20 АНТ/10 длиной 20 м характеризуется шкалой с ценой деления 10 мм (точность отсчета по шкале $t \approx 1-2$ мм). В рулетках ОПК2 и ОПК3 ленты намотаны на каркас. В комплект рулеток шпильки не поставляются.

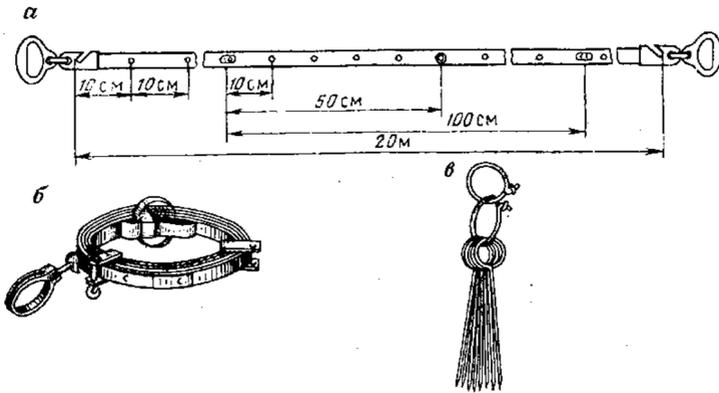


Рисунок 5.1 – Лента землемерная ЛЗ-20:

a – метровые и дециметровые деления; *б* – на каркасе; *в* – шпильки

Примечание. В шифрах рулеток буквами и цифрами обозначены: О – открытый корпус (вилка или крестовина); З – закрытый корпус; П – плоская лента (сечение не в форме желоба); К – кольцо вытяжное; 2 или 3 – класс точности; А – удаление шкалы от начала ленты; Н или У – нержавеющая или углеродистая сталь; Т – штрихи шкалы нанесены травлением; /1 или /10 – в знаменателе дроби цена деления шкалы 1 или 10 мм.

Рабочее натяжение всех лент ЛЗ и рулеток – 98 Н.

Поскольку землемерные ленты и рулетки принципиально не различаются, в дальнейшем будем использовать их обобщающее наименование – *мерные ленты*.

Компарирование мерных лент – это сравнение длины рабочей ленты с длиной рабочего эталона. Ленты, находящиеся в эксплуатации на производстве, ежегодно компарируют (аттестуют) в лаборатории метрологического надзора. Общая фактическая

длины ленты выражается уравнением, например $l_p = 20,000 + 0,005$ м, или

$$l_p = l_0 + \Delta l_k, \quad (5.1)$$

где l_0 – номинальное значение длины; Δl_k – поправка на компарирование, указанная для температуры компарирования t_k (обычно $t_k = 18-20$ °С).

Дополнительно ленты компарируют в процессе эксплуатации в метрологической лаборатории предприятия. Применяется также дополнительное рабочее сравнение длины l_p рабочей ленты с длиной l_{pa} однотипной аттестованной ленты, хранящейся в качестве рабочего эталона (рисунок 5.2).

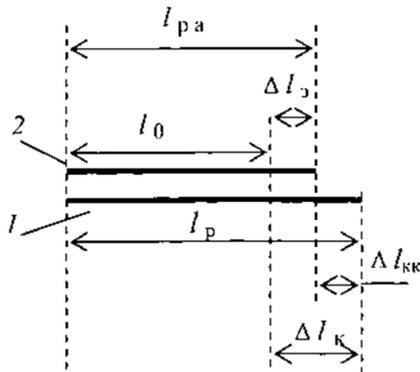


Рисунок 5.2 – Сравнение рабочей ленты с рабочей поверенной лентой

При контрольной проверке аттестованную и проверяемую ленты помещают на ровной горизонтальной поверхности рядом, растягивают силой 98 Н (можно применить пружинные динамометры для натяжения силой $10 \pm 0,3$ кгс), совмещают нулевые штрихи лент, проверяют величины несовпадения шкал через каждые 1–3 м и находят контрольную разницу Δl_{kk} длин лент рабочей и аттестованной $\Delta l_{kk} = l_p - l_{pa}$ (рисунок 5.2).

Для аттестованной ленты 2 известна поправка $\Delta l_3 = l_0 - l_{pa}$, где l_0 – номинальное значение длины; l_{pa} – фактическая длина аттестованной ленты. Тогда контрольная поправка в длину рабочей

ленты (приближенная поправка на компарирование) $\Delta l'_k = \Delta l_{kk} + \Delta l_3$. Приближенная длина рабочей ленты выражается уравнением вида (5.1), причем численное значение контрольной поправки $\Delta l'_k$ не должно отличаться от поправки Δl_k больше чем на 1/10000 от длины ленты. В противном случае рабочую ленту направляют на поверку метрологической службой.

Измерение лентой длины линий на земной поверхности.

Полосу местности между конечными точками *A* и *B* измеряемой линии расчищают от высокой травы, кустов и предметов, препятствующих выравниванию ленты в вертикальной плоскости при измерениях. Для устранения чрезмерных боковых отклонений ленты от направления *AB* (рисунок 5.3, *a*) вехами обозначают *створ* – вертикальную плоскость, проходящую через две точки на местности, в данном примере через точки *A* и *B*. Кроме основных вех *A* и *B* в створе выставляют дополнительные вехи через 50–150 м соответственно условиям видимости вех. Вешение протяженных линий производят различными способами.

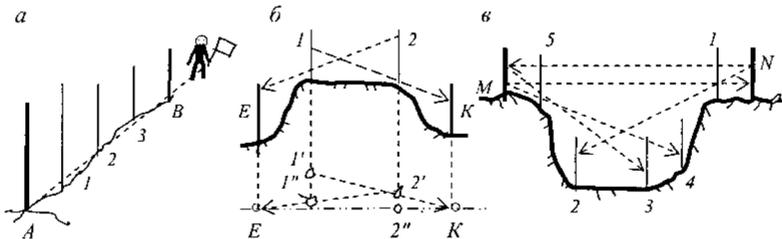


Рисунок 5.3 – Вешение створа: *a* – на мало пересеченной местности; *б* – через возвышенность; *в* – через глубокий овраг

Для установки промежуточных вех способом ”на себя“ наблюдатель располагается в 2–3 м позади вехи *B* (рисунок 5.3, *a*), по его сигналам помощник в створе *A-B* выставляет вехи 1, 2, 3. Первой укрепляют дальнюю веху.

При отсутствии за возвышенностью прямой видимости между вехами *E* и *K* (рисунок 5.3, *б*) промежуточную веху 1 ставят на глаз вблизи створа в точке *I'*. Затем по указанию наблюдателя

в точке I' помощник выставляет вежу 2 в точке $2'$ створа $I'-K$. После этого вежу 1 выставляют в точке $1''$ створа $2'-E$ и аналогичными действиями быстро приходят к обозначению створа $E-K$.

В случае вешения через овраг или балку (рисунок 5.3, в) в створе $M-N$ ставят вежи 1 и 5, в створе $N-I$ – вежу 2, в створе $M-5$ – вежи 3 и 4. При прямой видимости в створе более точное вешение достигается с помощью зрительной трубы теодолита, установленного над одной из точек створа. Сначала устанавливают дальнюю вежу, затем ставят промежуточные вежи, приближаясь к теодолиту.

Измерения линий лентой ЛЗ-20 выполняют два замерщика. Передний берет 5 или 10 шпилек, задний – одну и этой шпилькой, поставленной вертикально, закрепляет задний конец ленты у начальной точки, убедившись, что подписи метровых делений возрастают в направлении переднего ее конца. Затем задний замерщик прижимает ногой ленту к земле с упором к шпильке и направляет переднего замерщика, который натягивает ленту и помещает ее в створ – в направлении передней вежи, передний конец натянутой ленты закрепляется в земле шпилькой. Затем задний замерщик вынимает свою шпильку, а передний снимает ленту со шпильки, которая остается в земле и от которой измерение продолжается после продвижения ленты вперед на ее длину l .

Когда передний замерщик поставит последнюю шпильку, у заднего их будет 5 или 10, это значит, что измерен отрезок, равный $5 l = 100$ м или $10 l = 200$ м при $l = 20$ м. Задний замерщик передает переднему 5 или 10 шпилек. Каждая такая передача отмечается в журнале измерений.

При достижении конечной точки B линии AB измеряют так называемый остаток r – расстояние от заднего нулевого штриха ленты до центра знака B . Полевой результат измерения вычисляется по формуле

$$D = n l + r, \quad (5.2)$$

где n – число отложений ленты до остатка r .

Расстояние измеряется дважды. Допустимое расхождение ΔD первого и второго результатов D' и D'' определяется по их допустимой относительной погрешности, например $(\Delta D / D)_{\text{доп}} = 1 : 2000$, при этом $\Delta D_{\text{доп}} = D / 2000$.

Если линия или ее часть расположены на наклонной поверхности, то измеряют угол наклона v и длину Dv соответствующего отрезка. Определяют температуру t ленты во время измерений, если она отличается от температуры компарирования более чем на 8–10 °С.

Техника измерения линий с помощью рулеток практически не отличается от рассмотренной для ленты ЛЗ.

Вычисление горизонтального проложения d измеренного отрезка D производится с учетом поправок на компарирование ленты, на приведение наклонных участков к горизонту и на температуру (формула 5.8).

Поправка на компарирование вычисляется с учетом формулы (5.2), т. е.

$$\Delta D_k = \Delta l_k (n + r / l), \quad (5.3)$$

она прибавляется к расстоянию D , если лента длиннее номинального значения l_0 , и вычитается, если лента короче. Такая поправка не принимается во внимание, если ее величина меньше 1 : 10000 длины l , т. е. 2 мм при $l = 20$ м.

Поправка на наклон отрезка D учитывается в неявном виде при вычислении горизонтального проложения d (рисунок 5.4) по формуле

$$d = D \cos v, \quad (5.4)$$

где v – угол наклона отрезка.

Поправка на наклон $\Delta D v$ – отрицательное число, которое равно разности $d - D < 0$ или

$$-\Delta D v = d - D = D \cos v - D = D (\cos v - 1). \quad (5.5)$$

Если известно превышение h между конечными точками A и B прямого отрезка (см. рисунок 5.4), то поправка на наклон

$$-\Delta D v \approx h^2 / 2D. \quad (5.6)$$

Приближенная формула (5.6) выводится из рис. 5.4: $h^2 = D^2 - d^2 = (D + d)(D - d)$. При ограниченных значениях h принимаем $D + d \approx 2D$, а согласно формуле (5.5) $D - d = -\Delta D v$. С учетом этих преобразований получена формула (5.6).

Поправка $\Delta D v$ учитывается при углах наклона $v \geq 1,5^\circ$ или при превышениях $h \geq 2,6$ м на 100 м расстояния D .

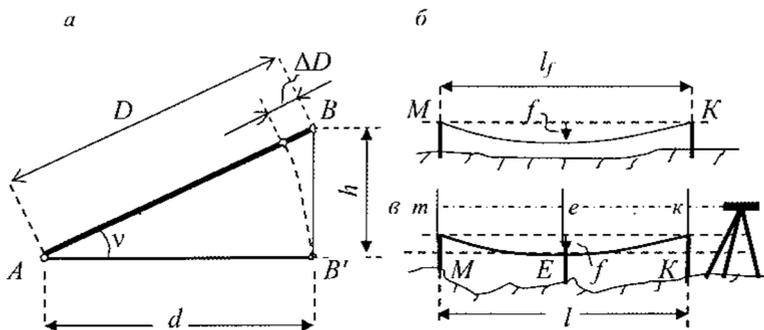


Рисунок 5.4 – Наклонное положение и провес мерной ленты:
а – наклон и горизонтальное проложение линии; *б* – провисание;
е – определение стрелы провисания

Температурная поправка в измеренное расстояние

$$\Delta D t = \alpha D (t - t_k), \quad (5.7)$$

где α – коэффициент температурной деформации ленты на 1°C (для стали $\alpha = 0,0000125$; для нержавеющей стали $\alpha = 0,0000205$); t и t_k – температура ленты во время измерений и при компарировании соответственно.

Поправка на провес мерной ленты. В подземных выработках и иногда на земной поверхности мерной лентой измеряют расстояния «на весу» под постоянным натяжением динамометром (рисунок 5.4, б). Стрела провисания равна f , при этом расстояние l_f между точками M и K отсчитывается по шкале ленты преувеличенным, а поправка на провисание теоретически вычисляется по формуле

$$\Delta l_n = -8 f_2 / 3l, \quad (5.7, a)$$

но практически ее аргумент f определяют опытным путем.

Для определения поправки Δl_n кольца M и K забивают на одной высоте к контролем по горизонтальному вирнуму лучу теодолита или нивелира. Через верх колешек натягивают мерную ленту с помощью динамометра, с постоянной силой, которая будет применяться на объекте (в геодезии сила натяжения принята величиной 98 Н или 10 кгс). Рядом с точкой максимального провисания забивают колешек E , совмещая его верх с уровнем ленты. Стрелу провеса измеряют с помощью линейки относительно

горизонтального луча теодолита. Или колышки нивелируют с помощью нивелира и рейки, берут отсчеты по рейке, соответственно m , e , κ – расстояния от горизонтального визирного луча до точек ленты. Стрелу провеса вычисляют по формуле

$$f = (m + \kappa) / 2 - e. \quad (5.7, б)$$

Стрелу провеса следует определить для ряда длин провисания рулетки: 10, 15, 20, 25, 30, ... м и, пользуясь формулой (5.7, а), рассчитать для данного типа мерной ленты таблицу или график поправок $-\Delta l_{\text{п}}$ на провисание участков различной длины.

Длина горизонтального проложения вычисляется по формуле

$$d = D + \Delta D_{\kappa} + \Delta D_{\nu} + \Delta D_t + \sum \Delta l_{\text{п}}. \quad (5.8)$$

Пример 1. Определить горизонтальное проложение d линии AC при условии, что рабочая лента характеризуется уравнением $l = l_0 + \Delta l_{\kappa} = 20 \text{ м} + 0,008 \text{ м}$ при $t_{\kappa} = +20 \text{ }^{\circ}\text{C}$; результат первого измерения линии AC предстален числом отложений ленты $n = 15$, остатком $r_1 = 15,38 \text{ м}$, тогда $D' = 315,38 \text{ м}$, а результат второго измерения: $n = 15$, $r_2 = 15,48 \text{ м}$, поэтому $D'' = 315,38 \text{ м}$. На отрезке $AB = 100 \text{ м}$ линии AC угол наклона $\nu = 4^{\circ} 30'$. Температура стальной ленты при измерении $t = -10 \text{ }^{\circ}\text{C}$, при компарировании $t_{\kappa} = +20 \text{ }^{\circ}\text{C}$.

Решение. 1. Оценка качества полевого измерения линии AC : абсолютное расхождение результатов $\Delta D = D' - D'' = 0,10 \text{ м}$; относительная погрешность расхождения $\Delta D / D = 0,10 / 315 = 1 / 3150 \leq 1 / 2000$, т. е. расхождение $\Delta D = 0,10 \text{ м}$ допустимо, а среднее значения расстояния $D = (D' + D'') / 2 = 315,43 \text{ м}$.

2. Поправки: $\Delta D_{\kappa} = +0,008 (15 + 0,77) = +0,126 \text{ м}$;

$\Delta D_{\nu} = AB \cos \nu - AB = 100 \cdot 0,996917 - 100 = -0,308 \text{ м}$;

$\Delta D_t = 1,25 \cdot 10^{-5} \cdot 315 [-10 - (+20)] = -0,118 \text{ м}$.

3. Результат: $d_{AC} = 315,43 + 0,126 - 0,308 - 0,118 = 315,13 \text{ м}$.

Внешние факторы ограничения точности измерения линий лентами. При измерениях лентами на местности возникают систематические и случайные погрешности. Систематическая погрешность складывается из ряда односторонне действующих факторов: остаточной погрешности компарирования ленты, погрешностей за счет искривлений ленты на вертикальных неровностях земной поверхности и отклонений ленты от створа, ее неверного

натяжения и смещений шпилек, пренебрежения поправками за наклон при $v < 1,5^\circ$, а также температурными поправками.

Случайная погрешность обусловлена случайными влияниями неточного учета поправок на наклон и температуру, колебаниями силы натяжения ленты.

Внешние условия сильно влияют на точность измерений линий лентами. В благоприятных условиях (ровная поверхность связного грунта) относительная погрешность длины линии составляет в среднем $1/T = 1/3000$, в средних условиях (небольшие неровности, невысокая трава) $1/T = 1/2000$, в неблагоприятных условиях (резко пересеченная или заболоченная местность, кочковатость, пашня, высокие травы и др.) относительная погрешность $1/T = 1/1000$ (0,1 м на 100 м расстояния).

Определение неприступных расстояний тригонометрическими способами – это измерение расстояний между точками, которые разделены препятствием (река, водоем, овраг и др.), превышающим длину механического мерного прибора (ленты). В таких случаях (если нет достаточно точного дальномера) неприступные расстояния определяют различными тригонометрическими (косвенными) способами.

1. *Параллактическими* называются косвенные способы измерения расстояний, основанные на вычислении высоты сильно вытянутого равнобедренного треугольника (рисунок 5.5, а), в котором измеряется базис b и малый острый угол φ – параллактический угол. На местности закрепляют точки А и В определяемой линии, в точке А с помощью теодолита задают перпендикуляр, точки которого С1 и С2 закрепляют на расстоянии $b/2$ от точки А. После измерения b и φ вычисляется искомое расстояние $AB = d = (b/2) \operatorname{ctg}(\varphi/2)$.

Чтобы относительная погрешность результата d была не более $1/2000$, угол φ должен быть не меньшим $8-10^\circ$ и измеряться с погрешностью не более $10-15''$, а базис следует измерять с относительной погрешностью не грубее $1/4000-1/5000$.

2. Для отыскания длины d неприступного расстояния MN (рисунок 5.5, б) на местности вначале закрепляют и измеряют два базиса b_1 и b_2 , измеряют углы треугольников MK_1N и MK_2N – β_1 ,

α_1 и β_2, α_2 . Вычисляют углы γ_1 и γ_2 по формулам $\gamma_1 = 180^\circ - \beta_1 - \alpha_1$ и $\gamma_2 = 180^\circ - \beta_2 - \alpha_2$, а затем дважды вычисляют расстояние d :

$$d' = b_1 \sin \beta_1 / \sin \gamma_1 ; d'' = b_2 \sin \beta_2 / \sin \gamma_2 . \quad (5.9)$$

Расхождение величин d' и d'' допускается до 1/1000–1/2000 от искомой длины d .

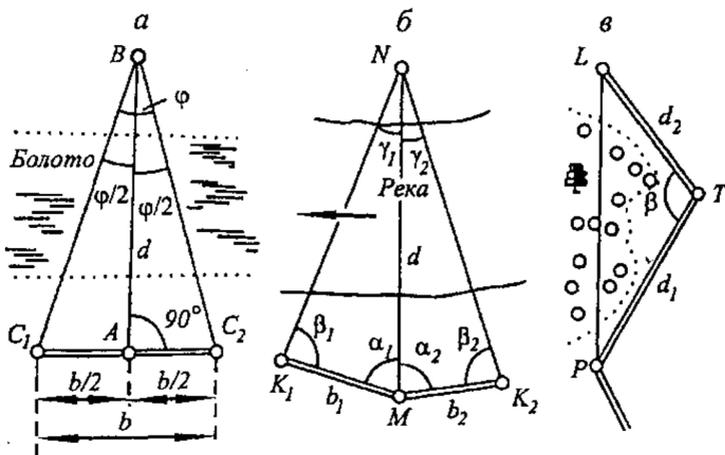


Рисунок 5.5 – Косвенные способы измерения расстояний

3. Между точками P и L (рисунок 5.5, в) находится препятствие, перекрывающее видимость вдоль линии PL . В этом случае выбирают точку T с учетом хороших условий измерения линий PT и TL и после нахождения их горизонтальных проложений d_1 и d_2 и измерения угла β вычисляют по теореме косинусов

$$PL = \sqrt{d_1^2 + d_2^2 - 2 d_1 d_2 \cos \beta} . \quad (5.10)$$

Для контроля измерения и вычисления повторяют.

Рассмотренные способы прямого и косвенного измерения расстояний в настоящее время считаются трудоемкими, при этом затраты труда и времени намного возрастают при повышении требований к точности результатов. Большинство маркшейдерско-геодезических задач, связанных с измерениями расстояний, более эффективно решается с помощью светодальномеров.

5.2. Светодальномеры

Принцип работы светодальномеров базируется на измерении времени τ прохождения световым сигналом с постоянной скоростью отрезка линии (дальности) D (рисунок 5.6). Над одной из точек линии установлен светодальномер, над второй – светоотражатель. Световые сигналы проходят расстояние $2D$, поэтому

$$D = v \tau / 2, \quad (5.11)$$

где $v = v_0 / n$; здесь $v_0 = 299\,792\,458$ м/с – скорость распространения электромагнитных волн в вакууме; τ – время прохождения сигнала на расстоянии $2D$; n – показатель преломления воздушной среды, зависящий от ее температуры, плотности и влажности.

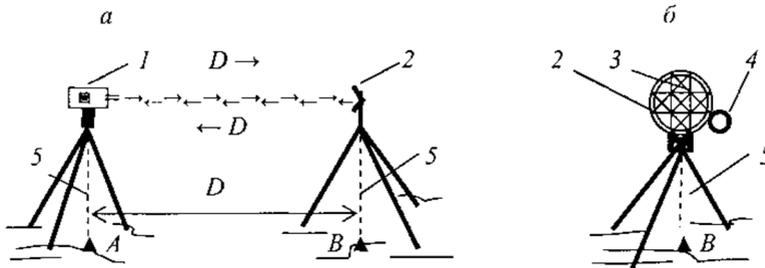


Рисунок 5.6 – Схема измерения расстояния светодальномером:
а – измеряемое расстояние D ; б – одиночный светоотражатель;
(1 – светодальномер; 2 – светоотражатель; 3 – набор световозвращающих призм; 4 – ориентирная трубка; 5 – луч оптического центра)

Светодальномер состоит из источника лазерного излучения, электронного блока управления параметрами светового потока, оптической системы формирования узконаправленного светового пучка, оптической системы приема отраженного светового сигнала и электронного блока совместной обработки излученных и принятых световых сигналов по определению дальности. В призмных светоотражателях используются специальные трипельпризмы, которые возвращают отраженные световые лучи к светодальномеру. Каждый светодальномер оснащен штатным аккумулятором.

Различают светодальномеры импульсные и фазовые.

В импульсных светодальномерах свет излучается кратковременными импульсами, а время прохождения расстояния $2D$ определяется приемным блоком светодальномера. Для этого часть энергии излученного светового импульса преобразуется в электроимпульс, который поступает в приемник в качестве опорного сигнала и запускает электронный счетчик импульсов. Счетчик фиксирует число N импульсов за время τ прохождения световым лучом расстояния $2D$, а дальность D вычисляется по формуле

$$D = v \tau / 2 = v N / 2f, \quad (5.12)$$

где f – частота следования импульсов, Гц.

Точность импульсных светодальномеров характеризуется метрами и долями метра.

В геодезии применяются более точные – фазовые светодальномеры. В них лазерное излучение модулируется по амплитуде или по интенсивности или изменением частоты модуляции гармоническим управляющим сигналом с частотой f . Например на рисунке 5.7, а приведен график изменения интенсивности светового потока $J = J_0 + J_A \cos f\tau$, где J_0 – средний уровень интенсивности; J_A – амплитуда колебаний переменной составляющей интенсивности; τ – текущее время от начала циклических периодов колебаний ($\omega = 2\pi f$). При частоте модуляции f в Герцах длина волны

$$\lambda = v / f. \quad (5.13)$$

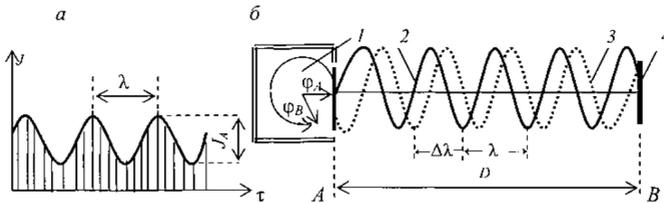


Рисунок 5.7 – Схема модуляции и измерения модулированного лазерного луча: а – синусоидальная модуляция интенсивности J света; б – измерение разности фаз; 1 – фазы сигналов: опорного (ϕ_A) и отраженного (ϕ_B); 2 – излученная волна; 3 – отраженная волна; 4 – светоотражатель

После возвращения от отражателя 4 (рисунок 5.7, б) модулированный световой поток в приемной части светодальномера

преобразуется во вторичный электрический сигнал той же частоты. Последний подается на фазоизмерительное устройство, которое принимает и опорный управляющий гармонический сигнал и в котором измеряется разность фаз $\Delta\varphi = \varphi_A - \varphi_B$ этих сигналов. Разности фаз $\Delta\varphi$ соответствует линейная величина домера $\Delta\lambda$, т. е. дробная часть длины волны λ . Поскольку справедливо соотношение $\Delta\lambda / \lambda = \Delta\varphi^\circ / 360^\circ$, то домер

$$\Delta\lambda = \lambda (\Delta\varphi^\circ / 360^\circ). \quad (5.14)$$

Между точками A и B (рисунок 5.7, б) модулированный световой поток проходит расстояние $2D = \lambda N + \Delta\lambda$, где N – число целых волн, тогда определяемая дальность

$$D = (\lambda N + \Delta\lambda) / 2 = (\lambda / 2) (N + \Delta\varphi^\circ / 360^\circ). \quad (5.15)$$

Число N целых волн (число полных фазовых циклов $\Delta\varphi^\circ = 360^\circ$ или полных периодов гармонических колебаний), соответствующих основной частоте модуляции f , определяется в светодальномере автоматически за счет определения дальности при плавном изменении основной частоты J_A или на нескольких дополнительных частотах модуляции f_1, f_2, f_3 и совместного решения соответствующих уравнений вида (5.15). На дисплее светодальномера высвечивается результат измерения – дальность D . В светодальномерах учитывается скорость света, отвечающая Международным стандартным условиям метеорологической среды (температура $t_c = 15^\circ\text{C}$, давление $P_c = 101080$ Па или 760 мм рт. столба, влажность $e_c = 0$).

В длину измеренной линии вводят поправки на ее наклон, а также поправки за счет отклонений температуры, давления и влажности воздушной среды от стандартных показателей.

Точность измерения дальностей зависит от основной частоты модуляции, точности фазоизмерительного устройства ($0,2\text{--}0,6^\circ$), ряда приборных факторов, величины дальности и изменения метеорологических условий. Рассчитаем погрешность mD определения коротких дальностей ($D < 200$ м) светодальномером с основной частотой $f = 150$ МГц при учете только одной погрешности фазоизмерителя – погрешности измерения фазы $m_\varphi = 0,5^\circ$. На основе формулы (5,15) получаем:

$$mD = (\lambda / 2) (m_\varphi / 360^\circ). \quad (5.16)$$

Здесь согласно формуле (5.13) $\lambda \approx 2 \text{ м} \approx 2000 \text{ мм}$, тогда $mD \approx 1,4 \text{ мм}$. С увеличением дальности возрастают отрицательные влияния непостоянства метеорологических факторов на точность измерений. Для введения соответствующих метеопоправок измеряют давление, температуру и влажность воздуха вблизи прибора. При длине линии свыше 2-х км метеоданные определяют на обоих ее концах. Величина метеопоправки может составлять $1/50000 - 1/60000$ от дальности. В автоматизированных светодальномерах учет метеопоправки заложен в программу вычислений по аргументам фактической температуры, давления и влажности воздушной среды.

В обобщенном виде средняя квадратическая погрешность mD (в мм) измерения светодальномером дальностей D (в км) определяется формулой

$$m_D = \delta_1 + \delta_2 D \cdot 10^{-6}, \quad (5.17)$$

где δ_1 и δ_2 – погрешности постоянная и зависящая от расстояния. Наиболее эффективно в маркшейдерско-геодезических работах используются светодальномеры, входящие составной частью в электронный тахеометр – угломерно-дальномерный прибор универсального назначения (см. также разд. 7.4).

Светоотражатели изготавливают в виде одного (см. рисунок 5.6, б) или нескольких блоков (наборов) специальных призм (трипельпризм). Каждая такая призма отражает падающие на нее световые лучи в направлении, обратном и параллельном лучу, излученному светодальномером. Корпус светоотражателя закрепляют на штативе или на объекте, а призмы ориентируют на светодальномер по визиру с погрешностью, не большей 1° . В специальных маркшейдерско-геодезических съемках при измерениях светодальномерами и лазерными рулетками ограниченных расстояний ($D < 50-200 \text{ м}$) применяют малогабаритные светоотражатели в виде диска диаметром 10–15 мм. Его отражающая поверхность выполнена в виде мозаичного рельефа со свойствами световозвращения в сторону источника излучения. Светоотражающие диски наклеивают на поверхность объекта. Применяют также светоотражающие пленки.

Безотражательным называют светодальномер или режим измерений, при котором прибор может действовать без специ-

ального отражателя: расстояние определяется по лазерному лучу, отраженному от поверхности объекта.

Лазерные рулетки различных модификаций представляют малогабаритные лазерные светодальномеры, действующие в безотражательном режиме. Лазерные рулетки оснащены визирным устройством для наведения лазерного луча на точку объекта. Работают также со светоотражателями в виде призм или специальных пленок. Нажатием кнопки схема приводится в действие и на дисплее высвечивается результат – расстояние с точностью от 1,5 до 5 мм. В зависимости от конструкции лазерные рулетки действуют без светоотражателя при расстояниях до 300–200 м. Для фиксации на объекте определяемых точек при расстояниях от 20–30 до 200 м применяется мозаичный или же пленочный светоотражатель в виде диска диаметром около 10 мм, а так же матовая пластинка. Масса приборов составляет 0,4–0,5 кг. Аккумулятор встроенный. В различных приборах процессор обладает внутренней памятью на 20–2000 измерений (вычислений), а также различными встроенными функциями, позволяющими определять размеры объектов, площади, объемы и др.

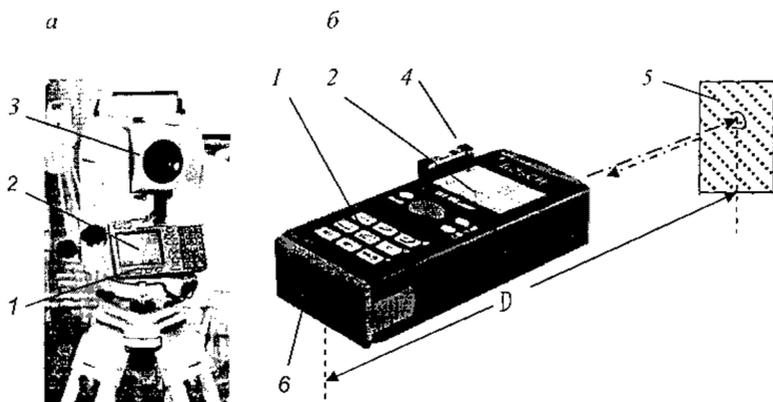


Рисунок 5.8 – Электронный тахеометр SET2220 (а) и лазерная рулетка (б): 1 – панель управления встроенным процессором; 2 – дисплей; 3 – зрительная труба; 4 – цилиндрический уровень; 5 – поверхность объекта; 6 – плоское основание (упор) корпуса лазерной рулетки; D – измеряемая дальность

Лазерные рулетки можно подключать к компьютеру и, используя специальную программу, выполнять обработку данных. Безотражательный дальномер (лазерная рулетка) модели DLE15 (рисунок 5.8, б) измеряет расстояния до 150 м с погрешностью 2 мм. Прибор вычисляет площадь, объем, имеет другие функции и встроенную память. В комплект входит цилиндрический уровень и насадки для измерений из углов сооружений.

Малогабаритная, легкая (315 г) лазерная рулетка Leica DISTO little предназначена для измерения расстояний от 0,2 до 200 м с точностью ± 3 мм, вычисления площадей и объемов. Обладает большим экраном с подсветкой для работы в темноте, оснащена встроенным уровнем. Комплект из двух стандартных батареек обеспечивает выполнение 10000 измерений.

Электронные тахеометры представляют собой приборы для измерения расстояний светодальномером, а также горизонтальных и вертикальных углов. Например, электронные тахеометры серии SET2220 / SET3220 / SET4220 (их вид показан на рисунке 5.8, а) характеризуются следующими показателями. Увеличение зрительной трубы $30\times$. Минимальное фокусное расстояние 1 м. Точность измерения горизонтального угла $2'' / 3'' / 5''$. Измеряемое расстояние в метрах (на одну призму AP01) 1–2700 / 1–2500 / 1–1800. Точность измерения расстояния на пленку ($4 + 3\text{ppm} \times D$) / на призму ($2 + 2\text{ppm} \times D$) мм. Измеряемое расстояние на визирную пленку в метрах: 1 – 120 / 1 – 100 / 1 – 80 м. Внутренняя память сохраняет данные на 4 400 точек. Встроенное меню программ предусматривает решение задач, выполняемых при топографических съемках, уравнивание полигонометрического хода, обмеры объектов, преобразования координат, вынос на местность проектных точек прямой, дуги, перпендикуляра, поверхности искусственного рельефа и др.

5.3. Оптические дальномеры

Принцип измерения расстояний оптическими дальномерами геометрического типа основан на решении сильно вытянутого прямоугольника или равнобедренного треугольника, называемого параллактическим (рисунок 5.9, а), малая сторона которого $b =$

MN называется базисом дальномера, а противолежащий малый угол φ – параллактическим. Из прямоугольного треугольника FWM , где $WM = b / 2$ находим измеряемое расстояние

$$D = (1/2) b \operatorname{ctg} (\varphi / 2). \quad (5.18)$$

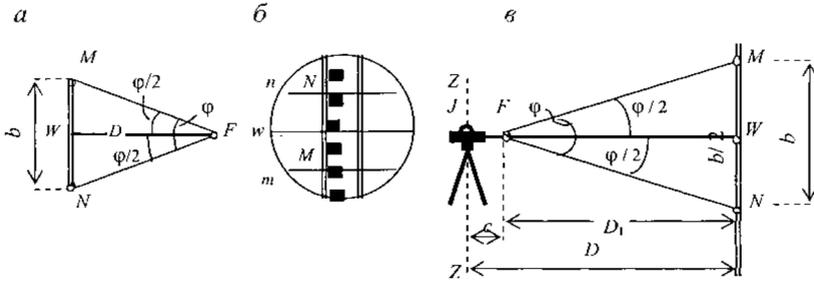


Рисунок 5.9 – Оптический дальномер геометрического типа: *а* – геометрическая схема; *б* – поле зрения трубы; *в* – схема измерений

Различают оптические дальномеры с постоянным базисом и с постоянным параллактическим углом. В *дальномерах с постоянным базисом* используется специальная рейка с визирными марками M и N , расстояние между которыми принимается от 1,5 до 3 м и определяется с относительной погрешностью около $1 : 50000$ (не грубее 0,03–0,05 мм). Рейку устанавливают на штативе горизонтально и перпендикулярно линии FW , параллактический угол φ измеряют высокоточным теодолитом с погрешностью $m_\varphi \leq 3''$. Расстояние D вычисляют по формуле (5.18) с учетом температурной поправки в длину базиса.

В *дальномерах с постоянным параллактическим углом* измеряют базис b , при этом в формуле (5.18) произведение $(1/2) \operatorname{ctg} (\varphi / 2) = K$ является постоянной величиной, которая называется *коэффициентом дальномера*, поэтому

$$D = K b. \quad (5.19)$$

Штриховой дальномер. В зрительной трубе теодолита и нивелира верхний и нижний горизонтальные штрихи n и m визирной сетки (рисунок 5.9, б) образуют штриховой (нитяный дальномер) с вертикальным постоянным параллактическим углом φ .

Вершина F этого угла (передний фокус оптической системы зрительной трубы) (рисунок 5.9, в) расположена либо вне, либо внутри зрительной трубы. Визирные лучи, проходящие через дальномерные штрихи и точку F , пересекаются с вертикально расположенной дальномерной шкалой в точках N и M . Наблюдатель через окуляр трубы отсчитывает по шкале величину базиса b – число делений между штрихами n и m . Измеренное расстояние FW равно $D_1 = K b$. Полное расстояние $JW = D$ между вертикальной осью прибора ZZ и плоскостью шкалы вычисляются по формуле штрихового дальномера

$$D = K b + c, \text{ или } D = D_1 + c, \quad (5.20)$$

где c – постоянное слагаемое дальномера (расстояние между осью вращения ZZ прибора и передним фокусом F).

В современных зрительных трубах $K = 100$; $c \approx 0$, а соответствующий параллактический угол $\varphi = 34,38'$.

Дальномерные рейки к штриховому дальномеру могут быть специальными, шкала которых нанесена с ценой деления 2 или 5 см для измерения расстояний до 200–300 м. Но при топографических съемках масштаба 1 : 1000 и крупнее обычно используют рейки для технического нивелирования с сантиметровыми шашечными делениями, при этом максимальное измеряемое расстояние близко к 150 м. На рисунке 5.10, а по сантиметровым делениям между штрихами t и m отсчитывается отрезок шкалы $b = 17,6 \text{ см} = 0,176 \text{ м}$. При $K = 100$ и $c = 0$ расстояние $D = 17,6 \text{ м}$.

Примечание. При $K = 100$ наблюдатель принимает сантиметровые деления как метровые и в метрах отсчитывает по рейке искомое расстояние, в нашем примере $D = 17,6 \text{ м}$ и при $c = 0$ формула (5.20) принимает вид $D = D_1$.

Горизонтальное проложение. При измерениях расстояний дальномером зрительной трубы теодолита дальномерную рейку устанавливают вертикально. Визирование на рейку сопровождается наклоном визирной оси зрительной трубы на угол ν (рисунок 5.10, б).

Между проекциями дальномерных штрихов на шкалу рейки в точки M и N берется отсчет базиса b , но его значение получается преувеличенным в сравнении с величиной $b' = M'N'$, которая

получается при наклоне рейки в положение, перпендикулярное лучу OW . Треугольник WMM' практически прямоугольный, так как угол при вершине M' отличается от прямого на $\varphi/2 = 17,2' = 0,3^\circ$, поэтому $b'/2 = WM' = WM \cos v = (b/2) \cos v$. Отсюда и $b' = M'N' = b \cos v$. Тогда для треугольника $F1M'N'$ высота $F1W = K b'$, а наклонное расстояние $D = OW = K b' + c = K b \cos v + c$. Тогда горизонтальное проложение $d = OB' = OW \cos v = (D + c) \cos v$, или

$$d = K b \cos^2 v + c \cos v, \quad (5.21)$$

а при $c = 0$

$$d = K b \cos^2 v = D \cos^2 v. \quad (5.22)$$

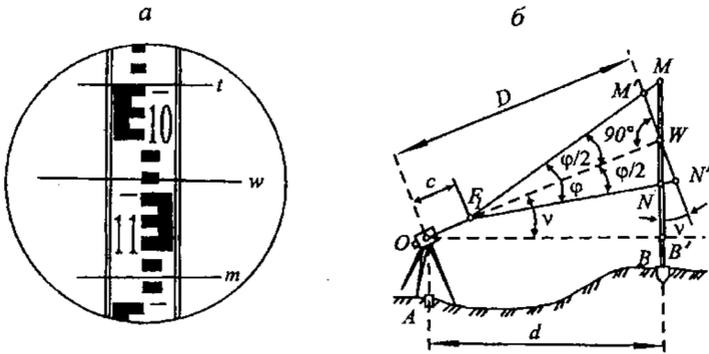


Рисунок 5.10 – Определение расстояния по штриховому дальномеру: *a* – отсчет по дальномерным штрихам; *б* – горизонтальное проложение

Горизонтальное проложение вычисляется также по формуле

$$d = D - \Delta D v, \quad (5.23)$$

где $\Delta D v = 2D \sin 2v$ – поправка на наклон в расстоянии, измеренное штриховым дальномером.

Для определения в полевых условиях величин d пользуются инженерными калькуляторами или специальными тахеометрическими таблицами.

Определение постоянных штрихового дальномера. Для каждого теодолита необходимо определить фактические коэффициент дальномера K , поскольку его погрешность может достигать 0,5 % (т. е. 1/200 от измеряемого расстояния) и величину поправ-

ки c . Для проверки на ровном горизонтальном участке местности через 30–35 м забивают колышки, над начальным колышком центрируют теодолит, на остальных последовательно ставят рейку и по дальномеру отсчитывают значения b_1, b_2, \dots, b_n , затем рулеткой измеряют расстояние каждого колышка от начального. В соответствии с формулой (5.20) составляют несколько уравнений:

$$D_1 = K b_1 + c; D_2 = K b_2 + c; \dots, D_n = K b_n + c, \quad (5.24)$$

где D_1, D_2, \dots, D_n – расстояния, измеренные рулеткой с точностью 0,01–0,02 м.

Вычитая одно уравнение из другого, находим, например,

$$K_1 = (D_2 - D_1) / (b_2 - b_1); K_2 = (D_3 - D_1) / (b_3 - b_1);$$

$$K_3 = (D_3 - D_2) / (b_3 - b_2);$$

и получаем среднее значение коэффициента дальномера

$$K = (K_1 + K_2 + \dots + K_n) / n. \quad (5.25)$$

Подставив значение K в каждое из уравнений (5.24), получаем величины c_1, c_2, \dots, c_n и среднее c . В современных теодолитах $c \approx 0$. Если $K \neq 100$ и нельзя пренебрегать соответствующими погрешностями, то расстояния вычисляют при помощи инженерного калькулятора или исправляют поправками, которые выбирают из специально составленной таблички.

Точность штрихового дальмера. При помощи штрихового дальмера технических теодолитов в комплекте с нивелирной рейкой с сантиметровыми делениями расстояния измеряются с погрешностями, которые зависят от ряда факторов: точности учета коэффициента дальмера K и постоянной c ; вертикальности рейки; состояния приземного слоя воздуха (величины рефракционных колебаний изображения). При точном учете величин K и c , старательной работе и благоприятных погодных условиях (облачность) на расстояниях D до 50–60 м погрешность ΔD равна приблизительно 0,05–0,1 м (при $D \approx 50$ м относительная погрешность расстояния составляет около 1/500), на расстояниях от 80 до 120 м $\Delta D \approx 0,2$ м (или в среднем 1/500), на расстояниях $D \approx 130$ –150 м $\Delta D \approx 0,3$ –0,5 м ($\Delta D_3 / D_3 \approx 1/400$ –1/300). Однако при менее благоприятных условиях и недостаточной старательности наведения штрихов дальмера погрешности ΔD значительно возрастают.

Рассмотренные погрешности штрихового дальномера учитываются в инструкциях по наземным крупномасштабным топографическим съемкам: расстояния от теодолита до рейки ограничивают до 80–100 м.

5.4. Учет значимости погрешностей измерения углов и расстояний при обосновании точности маркшейдерско-геодезических работ

При производстве многих видов маркшейдерско-геодезических работ измеряют длины линий и горизонтальные углы между ними, но точности угловых и линейных измерений должны быть согласованы под условием их приблизительно равного влияния на погрешности планового положения определяемых точек. В соответствии с данным условием определяют согласованную точность приборов и методов линейных и угловых измерений.

В примере на рисунке 5.11 требуется вынести на местность точку B по проектному расстоянию d и проектному углу β относительно точки A и направления AN . Требования к точности выноса точки B определяются соответствующими техническим заданием, а точности измерения угла и расстояния взаимно увязываются на основе условия равного влияния погрешностей измерения линий и углов на общую линейно-угловую погрешность положения точки B .

Согласно рисунку 5.11 погрешность Δd измерения линии d вызывает продольное перемещение точки B в положение B' , а погрешность $\Delta\beta$ измерения горизонтального угла приводит к поперечной линейной погрешности Δe и смещению точки в положение B'' . По условию равного влияния линейная поперечная погрешность Δe должна быть равна по величине продольной линейной погрешности Δd . При этом угловая погрешность вычисляется в радианах $\Delta\beta^{\text{рад}}$ по формуле

$$\Delta\beta^{\text{рад}} = \Delta e / (d + \Delta d) = \Delta d / (d + \Delta d), \quad (5.26)$$

где $(d + \Delta d)$ радиус дуги Δe .

По малости погрешности $\Delta d \approx 0$ из формулы (5.26) получаем:

$$\Delta\beta^{\text{рад}} = \Delta d / d. \quad (5.27)$$

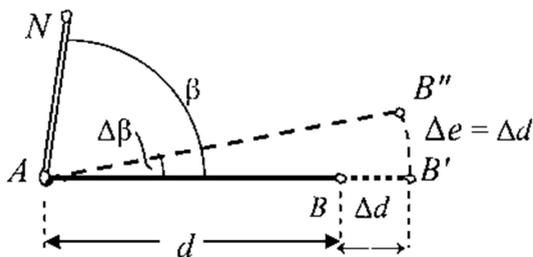


Рисунок 5.11 – Продольная Δd и поперечная $\Delta e = \Delta d$ линейные погрешности определения точки B линейно-угловыми измерениями

В формуле (5.27) отношение $\Delta d/d$ часто задается нормированной относительной погрешностью $\Delta d/d = 1/T$ измерения расстояния d , а горизонтальный угол $\Delta\beta$ выражается в градусах, минутах или секундах. Тогда угловые погрешности, отвечающие по условию равного влияния заданным относительным погрешностям $1/T$, будут равны:

$$\Delta\beta^\circ = \rho^\circ(1/T); \Delta\beta' = \rho'(1/T); \Delta\beta'' = \rho''(1/T), \quad (5.28)$$

где $\rho^\circ = 57,295^\circ$; $\rho' = 3438'$; $\rho'' = 206265''$ – число градусов, минут и секунд в радиане.

Исходя из формул (5.28) определяется также относительная погрешность $1/T$ измерения линий при заданной допустимой погрешности $\Delta\beta$ измерения горизонтального угла:

$$1/T = \Delta\beta^\circ/\rho^\circ; 1/T = \Delta\beta'/\rho'; 1/T = \Delta\beta''/\rho''. \quad (5.29)$$

В таблице 5.1 приведены примеры значения относительных погрешностей $1/T$ и соответствующие им угловые погрешности $\Delta\beta$, а также примеры выбора приборов для угловых и линейных измерений с учетом приблизительного соответствия их точности.

Как видно из данных таблицы 5.1, теоретическое равенство значимости влияния погрешностей линейных и угловых измерений на практике соблюдается несколько приближенно. Причем на практике нет необходимости в абсолютном согласовании значимости влияния рассматриваемых погрешностей при выборе приборов. Но рассматриваемое соотношение учитывается при расчетах по обоснованию точности приборов, необходимых для выполнения линейных и угловых измерений во всех видах геоде-

зических работ. Отметим, что в электронных тахеометрах достаточно хорошо выдержана согласованность точностей светодальномерного и угломерного блоков (см. в разд. 5.2 данные об электронных тахеометрах).

Таблица 5.1 – Расчетное соответствие между точностью измерения линий и углов по условию равного влияния их погрешностей и примеры выбора средств линейных и угловых измерений

Вид погрешности, средства измерений	Величины погрешностей, средства измерений				
	1	2	3	4	5
Номер примера	1	2	3	4	5
Относительная погрешность измерения линий I/T	1 : 2000	1 : 3000	1 : 5000	1 : 10 000	1 : 25 000
Расчетная погрешность измерения углов $\Delta\beta_r$	1,7'	1,1'	41"	21"	8"
Угломерные приборы, точность которых не ниже точности теодолита типа	T30	T30	T15	T15	T5
Средняя квадратическая погрешность измерения углов $\Delta\beta_t$ данным теодолитом	0,5'	0,5'	15"	15"	5"
Приборы для измерения линий	Мерные ленты (практически отвечают условию равного влияния: точность измерений рассмотрена в разд. 5.1)		Светодальномеры (их линейная погрешность – см. разд. 5.2 – в примерах 3 и 4 намного меньше рассчитанной по формуле (2.29) по отношению к угловым погрешностям измерений теодолитом T15)		

На практике соответствие точностей линейных и угловых измерений может не соблюдаться, например, когда в неблагоприятных условиях для преодоления препятствий и ускорения работ при измерениях линий вместо мерных лент целесообразно применять недорогие лазерные рулетки (см. разд. 5.2 и в таблице 5.1, примеры 2 и 4), но заданная точность угловых измерений будет обеспечиваться, например, теодолитами типа T30 – 4T30П.

Г Л А В А 6

ИЗМЕРЕНИЯ ПРЕВЫШЕНИЙ

Назначение и виды нивелирования. Нивелирование – это измерение превышений и определение высотных координат точек на земной и водной поверхностях, точек наземных и подземных сооружений. Данные нивелирных измерений необходимы при осуществлении многих видов научных исследований, в геодезическом мониторинге вертикальных смещений земной поверхности тектонического характера и техногенного происхождения (от извлечения жидких и твердых ископаемых). Без нивелирных измерений невозможно проведение горнопромышленных, строительных, сопутствующих и других работ. Нивелирование представляет необходимую составляющую топографических съемок, геодезических изысканий для строительства жилых и промышленных зданий, гидроэлектростанций, водохранилищ, каналов, дорог, трубопроводов и других сооружений. Нивелирные измерения предусматриваются технологиями строительства практически всех видов сооружений и проходки горных выработок. Наиболее широко применяются следующие виды нивелирования: геометрическое, тригонометрическое, спутниковое, гидростатическое, механическое. Используется в съемочных и разведочных работах менее точное – барометрическое нивелирование.

6.1. Геометрическое нивелирование

Геометрическое нивелирование выполняется по схеме, представленной на рисунке 6.1, *a* при помощи геодезического прибора (нивелира J) с горизонтальным лучом визирования и нивелирных реек 1 и 2 (прямолинейных мер длины со специальными шкалами), которые ставят вертикально на нивелируемые точки A и B .

При нивелировании *способом из середины* нивелир устанавливают на равных расстояниях от точек A и B (рисунок 6.1, *a*), на которые ставят нивелирные рейки. Визируют зрительной трубой на шкалу рейки 1 и берут отсчет a , равный высоте визирного луча над точкой A , а по шкале рейки 2 – отсчет b , равный высоте ви-

зирного луча над точкой B . Превышение точки B над точкой A – это расстояние h между уровнями поверхностями, проходящими через точки A и B , превышение равно разности отсчетов по рейкам, т. е.

$$h = a - b. \quad (6.1)$$

При *нивелировании вперед* (рисунок 6.1, б) нивелир устанавливают окуляром зрительной трубы вплотную к рейке 1, поставленной вертикально на точку A . Отсчет i по шкале рейки относительно центра окуляра называется *высотой прибора* над точкой A . Визируют на рейку 2, поставленную отвесно на точку B , берут отсчет b и вычисляют превышение

$$h = i - b. \quad (6.2)$$

Примечание. Высоту прибора, у которого зрительная труба обладает перископичностью (т. е. визирный луч в окуляре и в объективе не находятся на одной высоте), определяют относительно объектива так: нивелир ставят в 2–4-х метрах от рейки 1, на нее наводят зрительную трубу и отсчитывают высоту прибора.

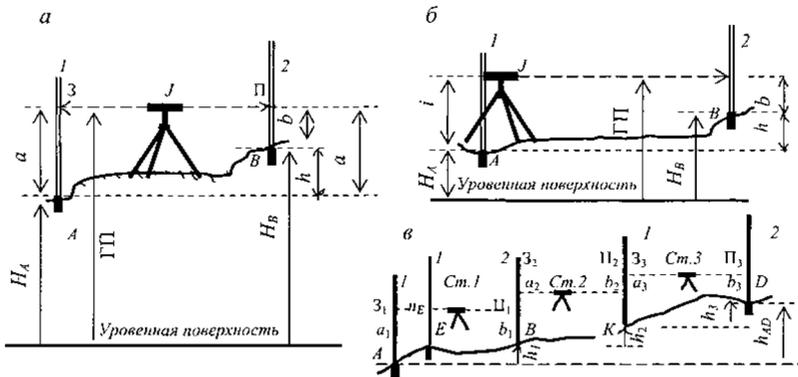


Рисунок 6.1 – ущность и способы геометрического нивелирования: а – из середины; б – вперед; в – нивелирный ход (точки A, B, K, D – связующие; точка E – промежуточная на станции $Ст. 1$)

Нивелирный ход применяют для измерения по частям превышения h_{AD} между точками A и D (рисунок 6.1, в), разделенными значительным расстоянием или превышением. Нивелируют способом из середины: прибор последовательно устанавливают на

станциях *Ст. 1, Ст. 2, Ст. 3*, которые выбирают на равных расстояниях от задней и передней по ходу точек *A* и *B*, *B* и *K*, *K* и *D*. Искомое превышение

$$\begin{aligned} h_{AD} &= h_1 + h_2 + h_3 = (a_1 - b_1) + (a_2 - b_2) + (a_3 - b_3) = \\ &= \sum_1^n a_i - \sum_1^n b_i. \end{aligned} \quad (6.3)$$

На каждой станции нивелирного хода различают заднюю и переднюю по ходу *связующие точки* (*B, K, ...*), между которыми последовательно измеряют превышения. Отсчеты по задней и передней рейкам обозначают символами *З* и *П*, при этом превышение $h_i = (З_i - П_i)$ и формулу (6.3) представляют в такой записи:

$$\begin{aligned} h_{AD} &= h_1 + h_2 + h_3 = (З_1 - П_1) + (З_2 - П_2) + (З_3 - П_3) = \\ &= \sum_1^n З_i - \sum_1^n П_i. \end{aligned} \quad (6.4)$$

Вычисление отметок. Если известна высота *HA* (отметка) точки *A* над исходной уральной поверхностью (см. рисунок 6.1, *a*), то высота (отметка) точки *B*

$$H_B = H_A + h. \quad (6.5)$$

Высота визирной оси нивелира над исходной уральной поверхностью называется *горизонтом прибора* ГП (*горизонтом нивелира*). Согласно рисунку 6.1, *a* горизонт прибора можно вычислить относительно точек *A* и *B* и определить его среднее значение:

$$\text{ГП}' = H_A + a = H_A + З; \text{ГП}'' = H_B + b = H_B + П, \quad (6.6)$$

$$\text{ГП} = (\text{ГП}' + \text{ГП}'') / 2. \quad (6.6, a)$$

Относительно среднего значения горизонта прибора данной станции вычисляют отметку каждой точки *N*, на которую ставили рейку и по горизонтальному лучу брали по ней отсчет n_j :

$$H_j = \text{ГП} - n_j, \quad (6.7)$$

например, на рисунке 6.1, *a* $H_A = \text{ГП} - a$; $H_B = \text{ГП} - b$; или согласно рисунку 6.1, *b* на станции *Ст. 1* отметка промежуточной точки *E* равна $H_E = \text{ГП}_1 - n_E$, где n_E – отсчет по рейке на точке *E*.

Влияние кривизны Земли и вертикальной рефракции на результаты нивелирования. Формулы (6.1) и (6.2) получены без учета вертикальной кривизны уральных поверхностей и визирного луча. В приземных слоях воздушная среда обладает неоднородной плотностью и, следовательно, переменным коэффициентом

том преломления световых лучей. Лучи получают траекторию, которая называется рефракционной кривой. Когда температура земной поверхности выше, чем температура воздуха, рефракционные кривые JP и JR (рисунок 6.2), т. е. визирные лучи отклоняются от горизонтальной линии MJN в сторону земной поверхности и по рейкам, поставленным на точки A и B , получают отсчеты a' и b' . Линейные величины поправок в отсчеты на рефракцию обозначим $Ma' = ra$ и $Nb' = rb$.

Визирные лучи Ja' и Jb' не совпадают и с уровенной поверхностью визирной оси нивелира $UJ = PJP_1$. Линейные величины $ME = ka$ и $NT = kb$ называются поправками на кривизну Земли.

При проецировании визирных лучей на уровенную поверхность нивелира вычисляют исправленные отсчеты $a = AE$ и $b = BT$, для этого в фактические отсчеты a' и b' вводят совместную поправку f на кривизну Земли и рефракцию: $f = k - r$, тогда $a = a' + fa$ и $b = b' + fb$. Величина f вычисляется по эмпирической формуле

$$f = 0,42 d^2 / R, \quad (6.8)$$

где d – расстояние от прибора до рейки; R – средний радиус Земли. При $d = 50, 100, 150, 200, 300$ и 1000 м поправка f соответственно равна $0,16; 0,7; 1,5; 2,6; 6$ и 67 мм.

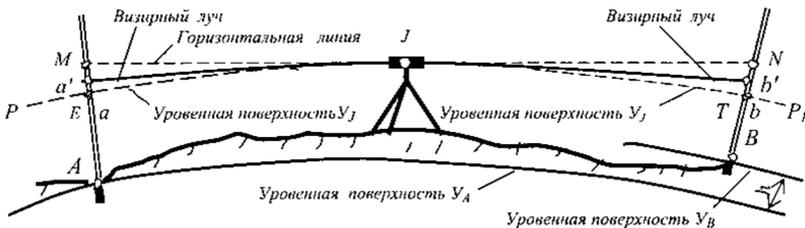


Рисунок 6.2 – Влияние кривизны Земли и рефракции на результаты нивелирования: $AP = a'$, $BQ = b'$ – фактические отсчеты по рейкам A и B ; $AE = a$, $BT = b$ – отсчеты относительно уровенной поверхности J нивелира

При равенстве расстояний от нивелира до реек принимается, что рассматриваемые поправки практически одинаковы, т. е. $fa = fb$, тогда

$$h = a - b = (a' + fa) - (b' + fb) = a' - b', \quad (6.9)$$

следовательно, совместное геометрическое действие кривизны Земли и рефракции практически не влияет на превышение, измеренное способом из середины.

При нивелировании способом вперед рассматриваемые рефракционные влияния не компенсируются, т. е.

$$h = i - (b' + fb) = (i - b') - f_b, \quad (6.10)$$

но поправка f_b учитывается в зависимости от требуемой точности измерения превышения.

Учет вертикальной рефракции и кривизны Земли в маркшейдерско-геодезических работах. При развитии наземных высотных сетей и в подземных выработках нивелирные ходы прокладываются с точностью нивелирования IV класса и технического. При нивелировании такой точности влияние рефракции на превышения не учитывается. В крутопадающих подземных выработках, где вертикальная рефракция значительно больше, чем в приземном слое воздуха, геометрическое нивелирование выполняется короткими лучами от 4 до 20 м и при таких малых расстояниях от нивелира до реек влияние вертикальной рефракции практически ничтожно и не рассматривается.

6.2. Приборы для геометрического нивелирования

Нивелирные рейки изготавливаются в России под общими обозначениями РН-05, РН-3, РН-10 для нивелирования соответственно высокоточного (I и II классов), точного (III и IV классов) и технического. В рейках РН-05 высокоточная шкала нанесена на инварную полосу (инвар – металл с малым коэффициентом температурной деформации). Ряд зарубежных фирм к цифровым нивелирам поставляет высокоточные рейки со штрихкодowymi и метрическими шкалами. Все рейки для высокоточного и точного нивелирования оснащены круглым уровнем для контроля их установки в вертикальное положение.

Рейки РН-3 (сплошные), РН-10 (складные), двутаврового поперечного сечения (рисунок 6.3, а) изготавливаются из дерева. Их длина 3 м. Рейка РНР-3 (раздвижная), ее длина 4 м (2 + 2 м). На одной стороне рейки шашечная шкала сантиметровых делений (см. рисунок 6.3, а) нанесена красным цветом, на другой – чер-

ным. Нуль шкалы черной стороны совмещен с нижней плоскостью пятки рейки – стальной пластины, жестко закрепленной на рейке. На красной стороне рейки с нижней плоскостью пятки шкала совмещена делением 4683 или 4783 мм (на других типах реек – иным делением).

В комплекте к нивелиру рейки должны быть парными: у них с нижней плоскостью пятки совпадают одинаковые деления красной стороны. Применяются также облегченные рейки из сплава алюминия составные и телескопические, их полная длина 3 или 4 м. На одной стороне рейки нанесена шкала шашечных сантиметровых делений, на другой – шкала миллиметровых делений.

Перед началом работ *рейки компарируют*: их кладут горизонтально и с помощью специального контрольного метра измеряют длину дециметровых и метровых делений. Погрешность метровых делений допускается до 0,5 мм на рейках РН-3 и 1 мм на рейках РН-10. Погрешность дециметровых делений не должна превышать 0,5 мм. Прямолинейность рейки проверяется относительно натянутой на ней нити – величина прогиба (стрелы прогиба) допускается до 10 мм.

Нивелирные башмаки и костыли. При измерении превышений рейки ставят на устойчивые предметы: на нивелирные реперы, прочно вбитые в землю переносные костыли или устойчиво поставленные башмаки (рисунок 6.3, б, в) или же на колышки, другие неподвижные предметы.

Нивелиры. Нивелиры можно разделить по виду визирного луча на оптические и лазерные. В зависимости от принципа приведения визирного луча в горизонтальное положение различают оптические нивелиры двух видов – с цилиндрическим уровнем на зрительной трубе (в них пузырек уровня необходимо приводить в нуль-пункт) и нивелиры с компенсатором (в них визирный луч автоматически удерживается в горизонтальном положении при небольших наклонах прибора). В электронных (цифровых) нивелирах заложена максимальная автоматизация процесса нивелирования и обработки результатов измерений.

Согласно принятому в России стандарту нивелиры по точности подразделяют на три класса: высокоточные Н-05, Н-1, Н-2 – для нивелирования I и II классов; точные Н-3 – для нивелирова-

ния III и IV классов; технические Н-10 – для нивелирования технического, топографических съемок и многих видов инженерных работ. В обозначениях (шифрах) российских нивелиров с компенсатором к цифре добавляется буква К, а нивелиров с горизонтальным угломерным кругом (лимбом) – буква Л. Например нивелир Н-3К третьего поколения обозначается 3Н-3КЛ. Шифр лазерного нивелира – НЛ-30. Основные технические характеристики нивелиров приведены в таблице 6.1.

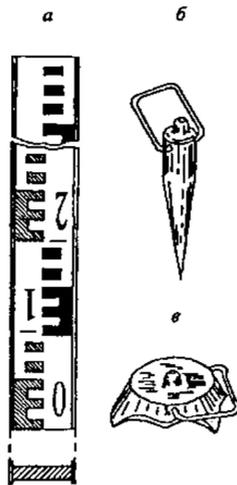


Рисунок 6.3 – Нивелирные рейка (а), костыль (б) и башмак (в)

Сведения о современных лазерных, кодовых и других видов нивелиров приведены в разд. 6.4.

Схема оптического нивелира с уровнем. Зрительная труба и цилиндрический уровень, закрепленный на ее корпусе (рисунок 6.4), могут вращаться в небольших пределах вокруг горизонтальной оси с помощью элевационного винта. Круглый уровень предназначен для приведения вертикальной оси ZZ_1 нивелира в отвесное положение. Точные нивелиры Н-3 (рисунок 6.5) и другие снабжены контактным уровнем: в них в поле зрения трубы выведены изображения концов пузырька цилиндрического уровня (рисунок 6.6).

Отсчет по шкале нивелирной рейки РН-3 или РН-10 производится после приведения пузырька цилиндрического уровня в нуль-пункт (совмещения его концов, видимых в окуляре зрительной трубы согласно рисунку 6.6). В поле зрения трубы обратного изображения деления рейки отсчитываются сверху вниз, значения миллиметров (десятые доли сантиметрового шашечного деления) определяются на глаз. В нашем примере отсчеты по среднему, верхнему и нижнему горизонтальным штрихам сетки равны: $a_c = 1146$ мм; $a_b = 1055$ мм; $a_n = 1231$ мм.

Таблица 6.1 – Основные технические данные нивелиров

Показатель	Н-1	Н-3	ЗН-ЗКЛ	Н-10	Н-10КЛ	НЛ-30
Средняя квадратическая погрешность измерения превышения, мм:						
двойное нивелирование на 1 км	0,5	3	3	10	10	
на станции при расстоянии 2×100 м	2	2	5	5		
на станции						2мм/15 м
Увеличение зрительной трубы, крат	44	30	30	20	20	
Коэффициент оптич. дальномера	100	100	100	100	100	
Цена деления уровней:						
цилиндрического, с	12	15	10	45	45	15
круглого, мин	10	10		10	10	10
Масса, кг	7	2	2,5	2	2	

Схема оптического нивелира с компенсатором

Компенсатор малых наклонов зрительной трубы представляет собой оптический элемент, который автоматически удерживает линию визирования в горизонтальном положении с высокой точностью (1" и точнее), но предварительно нивелир горизонтируют по круглому уровню. В одной из конструкций маятникового компенсатора (рисунок 6.7) стеклянная призма, подвешенная на скрещивающихся нитях, при наклонах трубы до 8–15' изменяет ход визирного луча WO и сохраняет горизонтальность линии визирования (визирного луча). Такой компенсатор применен в нивелире Н-ЗК (рисунок 6.8) и его зрительная труба получила некоторую перископичность: в ней визирный луч проходит через окуляр несколько выше, чем через объектив, поэтому высоту такого нивелира над точкой нельзя измерять относительно окуляра (см. примечание к формуле (6.2)). В большинстве конструкций нивели-

лиров с компенсатором перископичность зрительной трубы устранена (см. примеры на рисунке 6.8).

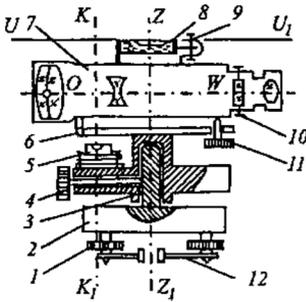


Рисунок 6.4 – Схема нивелира с уровнем: 1 – подъемный винт; 2 – подставка; 3 – ось; 4 – закрепительный винт; 5 – круглый уровень; 6 – горизонтальная ось; 7 – зрительная труба; 8 – цилиндрический уровень; 9 – юстировочные винты цилиндрического уровня; 10 – юстировочные винты визирной сетки; 11 – элевационный винт; 12 – пружинящая пластина трегера

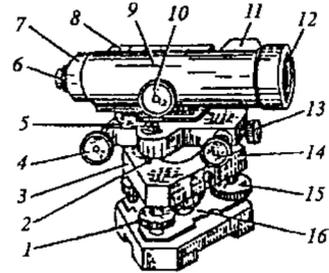


Рисунок 6.5 – Нивелир Н-3: 1 – головка штатива; 2 – юстировочный винт круглого уровня; 3 – подставка; 4 – элевационный винт; 5 – круглый уровень; 6 – окуляр; 7 – крышка окулярной части трубы; 8 – коробка цилиндрического уровня; 9 – зрительная труба; 10 – головка кремальеры; 11 – мушка; 12 – объектив; 13, 14, 15 – закрепительный, наводящий и подъемный винты соответственно; 16 – пружинящая пластина трегера

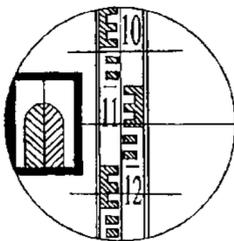


Рисунок 6.6 – Поле зрения нивелира Н-3

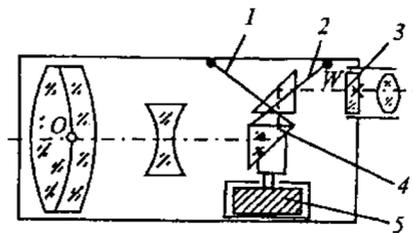
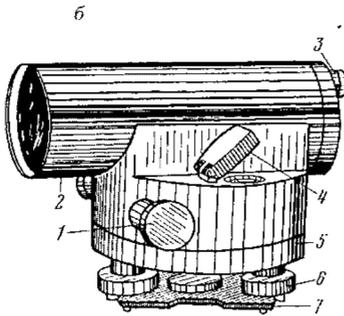
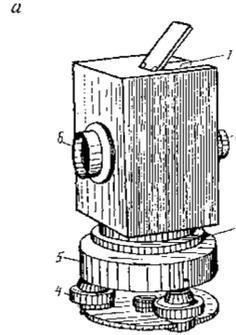


Рисунок 6.7 – Схема компенсатора с подвешенной призмой 1, 2 – нити подвески; 3 – пластинка визирной сетки; 4 – подвешенная призма; 5 – гаситель колебаний призмы



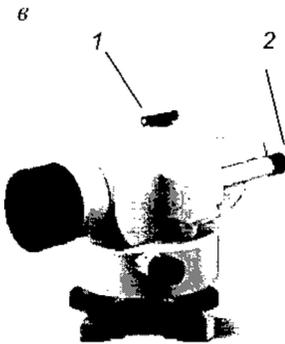
Нивелир Н10 КЛ:

1 – круглый уровень и зеркало;
 2 – окуляр; 4 – подъемный винт;
 5 – подставка с угломерным кругом 3;
 6 – объектив

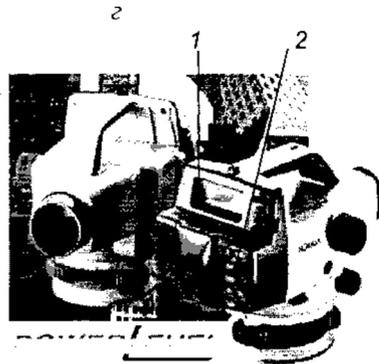


Нивелир Н-3К:

1 – наводящий винт; 2 – зрительная труба; 3 – окуляр; 4 – зеркало при круглом уровне; 5 – подставка; 6 – подъемный винт; 7 – трегер



Нивелир В1С с угломерным кругом:
 1 – оптический визир; 2 – окуляр отсчетного
 микроскопа угломерного круга



Электронный нивелир SDL30М:
 1 – дисплей процессора; 2 – клавиатура про-
 цессора

Рисунок 6.8 – Нивелиры: а, б, в – оптико-механические; г – электронный

Краткие технические данные. Нивелир В1С: увеличение зрительной трубы 32х, минимальное расстояние до рейки 2,3 м;

диапазон работы компенсатора $10'$; горизонтальный угломерный круг; погрешность превышения на 1 км двойного хода 0,8 мм; масса прибора 3,2 кг. Цифровой нивелир SDL30M (погрешность 1 мм на 1км двойного хода) с возможностью работы в оптическом режиме. Увеличение трубы 32х. Имеется память и связь с компьютером. Большой набор встроенных функций. Диапазон измеряемых расстояний: 1,6–100 м; точность измерения расстояний до 10 м – 10 мм; точность измерения расстояний свыше 10 м: $0,1 \% \times D$. Память на 2000 измерений. Масса прибора с аккумулятором: 2,4 кг.

6.3. Поверки и юстировки нивелиров

Нивелиры, используемые на производстве, подлежат ежегодной метрологической аттестации в лаборатории государственной метрологической службы. Но и в процессе эксплуатации приборов необходимо периодически выполнять их полевые поверки и необходимые юстировки.

При внешнем осмотре нивелира проверяют исправность круглого и цилиндрического уровней и их юстировочных винтов, плавность вращения зрительной трубы, работу ее винтов – наводящего, закрепительного и элевационного, фокусирование визирной сетки и предмета, действие подъемных винтов подставки. В штативе устраняют шатания (люфты) его деталей умеренной подтяжкой соответствующих болтов.

Поверки нивелиров с уровнем. Нивелиры Н-3, Н-10 и другие, отвечающие схеме на рисунке 6.4, поверяются на следующие геометрические условия.

1. *Ось круглого уровня должна быть параллельна оси вращения нивелира, т. е. $KK_1 \parallel ZZ_1$.* Действуя подъемными винтами подставки, пузырек круглого уровня приводят в нуль-пункт, затем верхнюю часть нивелира поворачивают на 180° вокруг оси ZZ_1 . Если пузырек остался в нуль-пункте, то условие выполнено. Если же пузырек отклонился, вращением подъемных винтов подставки его перемещают к центру ампулы на половину дуги отклонения, а окончательно совмещают с нуль-пунктом поочередным вращением юстировочных винтов. После этого поверку повторяют.

2. *Горизонтальный штрих сетки должен быть перпендикулярен оси вращения нивелира ZZ_1 .* Зрительной трубой визируют на рейку, установленную в 50–60 м от нивелира. Вращая зрительную трубу вокруг вертикальной оси, перемещают изображение рейки от одного края поля зрения к другому. Если отсчет изменяется больше, чем на 1 мм, диафрагму с сеткой поворачивают в требуемое положение, ослабив крепящие ее винты 4 (рисунок 6.9). Для облегчения юстировки рекомендуется совмещать вертикальный штрих сетки с изображением нити отвеса, подвешенного в 5–10 м от прибора.

3. *Проверка главного условия нивелира с уровнем. Ось цилиндрического уровня должна быть параллельна визирной оси зрительной трубы, т. е. $UU_1 \parallel WO$.* Это условие проверяют разными способами двойного нивелирования. Рассмотрим два из них.

Способ 1. Нивелир устанавливают на станции J_1 (рисунок 6.10) на равном удалении $d_1 = d_2$ от кольшков A и B , вбитых на расстоянии 60–80 м друг от друга. На кольшки ставят вертикально рейки. Если визирный луч горизонтален, то при нивелировании из середины получают по рейкам отсчеты a_1 и b_1 и вычисляют верное превышение $h = a_1 - b_1$. Если же главное условие не соблюдается, то отсчеты принимают значения $a'_1 = a_1 + \Delta a_1$ и $b'_1 = b_1 + \Delta b_1$, но при одинаковых расстояниях d_1 и d_2 от нивелира до реек равны и величины отклонений $\Delta a_1 = \Delta b_1$. Поэтому превышение $h = a'_1 - b'_1 = (a_1 + \Delta a_1) - (b_1 + \Delta b_1) = a_1 - b_1$ при нивелировании из середины определяется верно.

Затем нивелир устанавливают на станции J_2 в 3–5 м от реки B и по ней берут отсчет b'_2 , визируют на дальнюю рейку A и берут отсчет a'_2 . Вычисляют превышение $h'_2 = a'_2 - b'_2$ и сравнивают его с верным превышением h . Если разница $\Delta h = h'_2 - h$ меньше ± 5 мм в расчете на 100 м длины визирного луча (± 3 мм на длину $BA \approx 60$ м), условие считается выполненным.

Для необходимой юстировки вычисляют величину отсчета по дальней рейке $a_2 = b'_2 - h$, который практически соответствует горизонтальному положению визирного луча. Зрительную трубу наклоняют элевационным винтом до получения вычисленного отсчета a_2 . Затем при помощи юстировочной шпильки ослабляют

боковой юстировочный винт 2 (рисунок 6.9) цилиндрического уровня и, вращая его вертикальные юстировочные винты 1, добиваются контактного положения концов его пузырька при умеренной затяжке юстировочных винтов. После этого отсчеты по рейкам со станции J_2 повторяют и сравнением полученного превышения h_2 с верным h проверяют качество юстировки.

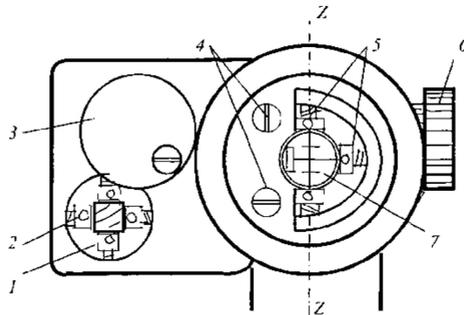


Рисунок 6.9 – Юстировочные винты нивелира НЗ (вид со стороны окуляра зрительной трубы при снятой защитной крышке окуляра): 1, 2 – юстировочные винты цилиндрического уровня; 3 – поворотная крышка; 4 – винты крепления окуляра; 5 – юстировочные винты визирной сетки; 6 – головка фокусировочного винта трубы (кремальера).

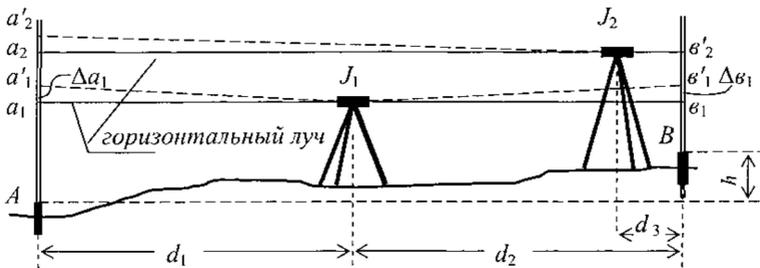


Рисунок 6.10 – Проверка главного условия нивелира

Рассмотренный способ применим для всех типов нивелиров и наиболее рационален в полевых условиях.

Способ 2. Применяется для технических нивелиров при отсутствии перископичности зрительной трубы. Нивелир ставят

над точкой A , как показано на рисунке 6.1, *б*. Относительно центра окуляра измеряют высоту нивелира iA , визируют на рейку B и берут отсчет b . Затем нивелир ставят над точкой B , измеряют его высоту iB и берут отсчет a по рейке A . При негоризонтальном визирном луче в отсчетах a и b присутствуют равные погрешности $\Delta a = \Delta b = x$. Если из отсчетов вычесть x , то получится правильное превышение $h = iA - (b - x) = (a - x) - iB$, откуда $x = (a + b)/2 - (iA + iB)/2$. Если погрешность $x > \pm 5$ мм на 100 м расстояния от нивелира до рейки, то прибор необходимо юстировать. Для этого, оставив его над точкой B , вычисляют правильный отсчет для рейки A : $a_0 = a - x$. Зрительную трубу элевационным винтом устанавливают на отсчет a_0 , далее действуют как при юстировке по способу 1.

Проверка нивелиров с компенсатором. Нивелиры с компенсатором Н-3К, Н-10К и их модификации, а также нивелиры с компенсатором иной конструкции подвергаются проверкам 1 и 2 и соответствующим юстировкам так же, как и нивелиры с уровнем. Рассмотрим проверку компенсатора и главного условия нивелира.

3. Линия визирования должна самоустанавливаться практически равномерно в пределах работы компенсатора при различных направлениях наклона нивелира. Штатив следует установить так, чтобы один из подъемных винтов подставки был направлен в сторону рейки, удаленной от нивелира на 70–100 м. Пузырек круглого уровня приводят в нуль-пункт и через зрительную трубу берут отсчет по рейке. Затем подъемными винтами подставки наклоняют нивелир вперед, назад, влево и вправо на угол, соответствующий отклонению пузырька от нуль-пункта на одно кольцевое деление. Каждый раз по рейке берут отсчет. В исправном нивелире отсчеты не должны изменяться больше чем на 1–2 мм. Компенсатор можно отъюстировать в геодезической мастерской (сервисном центре).

4. Проверка главного условия. Линия визирования должна быть горизонтальна (в диапазоне работы компенсатора). Нивелиры с одинаковой высотой линии визирования в окуляре и объективе зрительной трубы и нивелиры с перископичностью зрительной трубы следует проверять двойным нивелированием по способу 1 проверки 3 нивелиров с уровнем. Прибор горизонтиру-

ют по круглому уровню. На станции J_2 в процессе юстировки линию визирования переводят в горизонтальное положение на вычисленный отсчет a_2 перемещением диафрагмы с визирной сеткой, действуя вертикальным юстировочным винтом. Результат юстировки проверяют повторным нивелированием со станции J_2 .

Исследование перефокусиловочных колебаний визирной оси зрительной трубы выполняют для всех типов нивелиров одинаково. На ровном участке местности по круговой дуге радиусом 50 м (рисунок 6.11) закрепляют кольшками 8–9 точек. Эти точки нивелируют один раз со станции J_1 (из центра дуги) не меняя фокусировку зрительной трубы и определяют условные отметки H_i всех кольшков, приняв, например, для кольшка 1 отметку $H_1 = 100$ мм. Второй раз нивелируют со станции J_2 , расположенной в 3–4 м от точки 1, и аналогично вычисляют отметки кольшков H'_i . Если разности отметок $\Delta i = H'_i - H_i$ одних и тех же точек достигают 2–3 мм, то это указывает на недопустимые колебания визирной оси при перемещениях фокусирующей линзы и необходимость ремонта зрительной трубы.

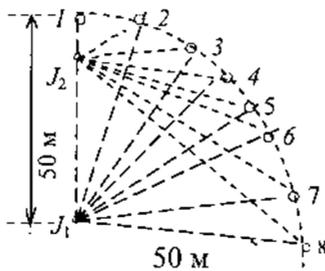


Рисунок 6.11 – Схема нивелирования при проверке хода фокусирующей линзы

Погрешности технического нивелирования. Приборные погрешности возникают вследствие неполной юстировки нивелира, ограниченной точности прибора и реек. Для ослабления их действия нивелирование производят способом из середины, превышение определяют дважды – по разностям отсчетов по черной и красной сторонам реек. Для уменьшения погрешностей нивелирования, вызываемых осадкой штатива, его необходимо уста-

навливать на устойчивом грунте. Рейки необходимо ставить на устойчивые предметы и удерживать отвесно: при наклоне рейки на угол ε отсчет a сопровождается односторонне действующей положительной погрешностью $+\Delta a = (a / \cos \varepsilon) - a$.

Погрешности измерения превышений при техническом нивелировании с расстояниями до задней и передней реек до 10–30 м составляют 1–2 мм, а при расстояниях 130–150 м достигают 5–6 мм. Для поддержания требуемой точности определенных видов нивелирных работ предельные расстояния от нивелира до реек ограничивают до 80, 100 или 150 м.

6.4. Тригонометрическое нивелирование

Тригонометрическое нивелирование между двумя пунктами A и B включает измерение расстояния и угла наклона между ними (рисунок 6.12) с последующим вычислением превышения h по тригонометрическим формулам. Над пунктом A ставят теодолит, на пункт B – рейку или вежу. На рейке или веже отмечают точку визирования W и измеряют *высоту визирования* (высоту вежи) v – превышение WB . Над пунктом A измеряют высоту прибора i (превышение JA). Теодолитом измеряют угол наклона ν линии JW . Наклонную дальность $JW = D$ определяют, например, светодальномером или оптическим дальномером.

Из треугольника JWE вычисляют неполное превышение $EW = h'$. Вертикальный отрезок $WB' = h + v = h' + i$, отсюда искомое (полное) превышение

$$h = h' + i - v. \quad (6.11)$$

При дальностях $D \geq 200$ м в определяемом превышении h учитывают поправку f на кривизну Земли и рефракцию, которую вычисляют по формуле (6.8), следовательно

$$h = h' + i - v + f \text{ (при } D \geq 200 \text{ м)}. \quad (6.12)$$

Рассмотрим пять возможных вариантов тригонометрического нивелирования для расстояний $D < 200$, когда $f \approx 0$.

1. В подземных наклонных выработках, как правило, непосредственно измеряют дальности $D = AB = JW$ светодальномером или лентой (рисунок 6.12), тогда в треугольнике JWE неполное превышение равно $h' = D \sin \nu$ и формула (6.11) получает вид

$$h = D \sin \nu + i - v. \quad (6.13)$$

При известной высоте (отметке) H_A точки A высоту точки B вычисляют по формуле (рисунок 6.12)

$$H_B = H_A + h. \quad (6.17)$$

Точность тригонометрического нивелирования зависит от погрешностей: ΔD – измерения расстояний; Δv – измерения углов наклона, Δi – измерения высоты прибора; Δv – определения высоты наведения. В случае тахеометрической съемки при помощи теодолита Т30 погрешности измерений равны: $\Delta D = 0,3$ м; $\Delta v = 0,5'$; $\Delta i = \Delta v = 0,5$ см, тогда при расстоянии $D = 100$ м и углах наклона $v < 5^\circ$ погрешность величины h' приблизительно равна $m_{\Delta h} \approx 1,5$ см, а общая погрешность превышения $m_h^2 = m_{\Delta h}^2 + m_{\Delta i}^2 + m_{\Delta v}^2$, откуда $m_h = 1,7$ см. При углах наклона $v > 5^\circ$ погрешность превышений возрастает.

5. Тригонометрическое нивелирование без определения высоты прибора (рисунок 6.13) характеризуется повышенной точностью за счет устранения соответствующей погрешностей Δi .

Возможные варианты такого нивелирования рассмотрены в примерах 5.1 и 5.2.

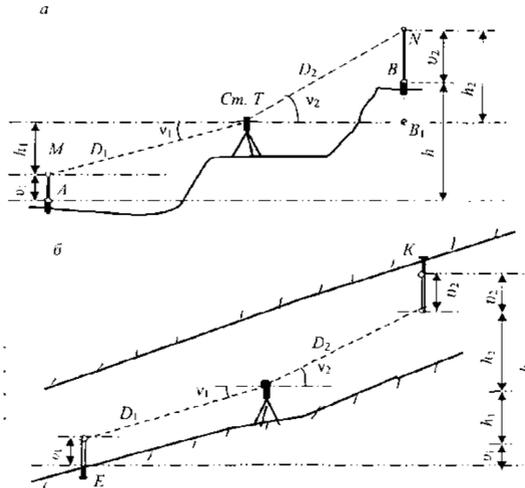


Рисунок 6.13 – Тригонометрическое нивелирование без определения высоты прибора: а – на поверхности; б – в подземной выработке по точкам, закрепленным на дне и в кровле выработки

5.1. Согласно схеме на рисунке 6.13, *a* на станции *Ст.* *T* тахеометром измеряют дальности $D_1 = TM$ и $D_2 = TN$, углы наклона v_1 и v_2 , при этом известны высоты v_1 и v_2 визирных целей, поставленных на пункты, закрепленные в земле.

Превышение между точками *A* и *B* вычисляют по формуле

$$h = v_1 + h_1 + h_2 - v_2 = v_1 + D_1 \sin v_1 + D_2 \sin v_2 - v_2. \quad (6.18)$$

5.2. В подземной выработке (рисунок 6.13, *б*) нивелируемые точки могут быть закреплены на дне выработки (пункт *E*) в кровле (пункт *K*). Для нивелирования точки *K* рейку поворачивают нулем вверх и прижимают отвесно к знаку *K*. Выполнив измерения углов наклона v_1 и v_2 и дальностей D_1 и D_2 *E* и *K* вычисляют *h* по формуле

$$h = v_1 + h_1 + h_2 + v_2 = v_1 + D_1 \sin v_1 + D_2 \sin v_2 + v_2, \quad (6.18, a)$$

или по формуле (6.18), придав знак минус высоте v_2 рейки *K*.

Оценка погрешности превышения *h* в обоих примерах дается по формуле

$$m^2_h \approx 2m^2_{\Delta v} + 2(D \sin v)^2 m^2_v / (\rho'')^2.$$

Учет вертикальной рефракции и кривизны Земли при тригонометрическом нивелировании в маркшейдерско-геодезических работах. При развитии наземных высотных сетей и в подземных выработках ходы тригонометрического нивелирования прокладываются лучами ограниченной длины при помощи теодолитов Т15 и горных теодолитов класса 2Т30М, допустимая погрешность измерения вертикальных углов принимается от 0,2 до 1'. В крутопадающих подземных выработках вертикальная рефракция более значительна, чем на поверхности, вследствие того, что плотность воздушной среды возрастает с увеличением глубины выработки и дополнительно возрастает, когда наклонный световой луч проходит вблизи дна или кровли выработки. Но тригонометрическое нивелирование выполняется короткими лучами до 20–100 м; при таких малых дальностях проявления рефракции незначительны и не учитываются.

6.5. Сведения о современных нивелирах и видах нивелирования

Лазерные нивелиры (см. рисунок 6.8, *д*) содержат оптический кантовый генератор (ОКГ), подобный тем, какие используют в светодальномерах. Пучок лазерных лучей на выходе из ОКГ расходится приблизительно на $30''$ и для уменьшения угла расходимости (фокусирования) светового пятна пучок пропускают через коллиматор. В качестве коллиматора можно использовать зрительную трубу геодезического прибора. Для приведения лазерного луча в горизонтальное положение применяют цилиндрический уровень или оптический компенсатор малых наклонов. При падении лазерного пучка на шкалу вертикально поставленной нивелирной рейки отсчет деления берут в центре светового пучка (визуальная регистрация). При автоматизированном нивелировании используют рейки с фотоэлектрическими ячейками.

В лазерных приборах, предназначенных для нивелирования в круговом секторе, лазерный пучок вращается в горизонтальной плоскости, на рейке визуально опознается горизонтальная световая полоса (видимый след горизонтальной плоскости), которую можно фиксировать одновременно на нескольких рейках автоматически с помощью реек с фотоэлектрическими ячейками. Визуально световое пятно распознают на рейках или на стенах сооружения или же подземной выработки и отмечают точки горизонта прибора.

При визуальной регистрации неподвижного лазерного пятна в солнечную погоду расстояние от прибора до рейки ограничивают до 100 и 200 м (в тени) и до 500–1000 м при фотоэлектрической регистрации с защитой рейки от прямых солнечных лучей. Точность нивелирования характеризуется погрешностями до 5–10 мм на расстояниях до 100 м.

Кодовые (цифровые) нивелиры (рисунок 6.8, *з*) обеспечивают максимальную автоматизацию нивелирных работ. На нивелирные рейки нанесены штрих-кодовые шкалы. При наведении трубы на рейку положение линии визирования относительно штрихов кодовой шкалы обрабатывается в приемном электронно-вычислительном модуле с высокой точностью (до 0,1–0,01 мм). В блок памяти кодового нивелира вводят информацию об отмет-

ках начального и конечного пунктов нивелирного хода, на каждой станции вводят ее номер, обозначения ее точек и другие данные. Зрительную трубу последовательно наводят на заднюю и переднюю рейки, нажимают клавишу “Отсчет”. Автоматические отсчеты производятся по двум сторонам реек, их значения записываются в оперативную память и в карту памяти.

Среди современных нивелиров зарубежных фирм можно назвать цифровые нивелиры фирмы Leica под шифром DNA03 для нивелирования I и II класса (погрешность превышения на 1 км двойного хода 0,3 мм). Прибор оснащен маятниковым компенсатором, электронно-вычислительным блоком, в котором обрабатываются электронные отсчеты по шкале инварной рейке. Набор встроенных программ включает: отсчет по рейке и определение расстояния; высотную привязку нивелирного хода к реперам; проложение нивелирного хода с набором промежуточных пикетных точек, автоматическое вычисление высот и др. Результаты текущих измерений (отсчет по рейке, горизонтальное расстояние до нее, превышение, горизонт прибора, отметка точки) отображаются на дисплее блока и одновременно записываются в карту памяти. Нивелир можно использовать в режиме оптических измерений с метрическими рейками (при этом погрешность суммарного превышения составляет 2 мм на 1 км двойного хода). Цифровой нивелир DNA10 предназначен для инженерно-технических работ с высокой точностью (погрешность измерения превышения 1–1,5 мм на 1 км двойного хода). Прибор обладает описанными выше функциональными возможностями.

Спутниковое нивелирование заключается в определении высоты точек, над которыми устанавливают наземные GPS-приемники (см. разд. 1.7). По разности высот вычисляют превышения между точками. Погрешность определения высот в два раза больше погрешности позиционирования в плане. Например при позиционировании по методу базовой станции минимальные погрешности определения плановых координат точки относительно базового пункта составляют $m_{xy} = (3-5)$ мм на дальностях до 1 км, а погрешности высот (отметок) точек относительно высоты базового пункта близки к $m_H = (6-10)$ мм на тех же дальностях.

Физические методы нивелирования основаны на использовании определенных физических явлений – это нивелирование гидростатическое, барометрическое и радиолокационное.

Гидростатический нивелир действует по принципу сообщающихся сосудов и состоит из двух или нескольких измерительных сосудов в виде стеклянных трубок, соединенных шлангами или металлическими трубками. Стеклянные трубки снабжены подставками и шкалами миллиметровых делений. Система заполнена жидкостью, например дистиллированной водой, которая устанавливается на одной уровенной поверхности. Разность высот стеклянных трубок определяется разностью отсчетов уровня жидкости по шкалам. Точность такой системы ограничена до 3–5 мм на расстояниях до 50 м местными отклонениями атмосферного давления и неравенством температуры жидкости. В гидростатическом нивелире, оснащенный вторым шлангом, который соединяет стеклянные трубки по верху и изолирует систему от воздействий неоднородностей атмосферного давления, для отсчета уровня жидкости применен электроконтактный микрометр и превышение измеряется с точностью до 0,03–0,1 мм.

При *барометрическом нивелировании* барометром измеряют атмосферное давление в нескольких точках и по разности давлений вычисляют превышения. Наиболее точные барометрические нивелиры характеризуются погрешностью 0,3–0,5 м.

Радиолокационное нивелирование производится с самолета при постоянной высоте полета. Измеряют вертикальные расстояния до земной поверхности, а по их разностям – превышения с точностью до 1 м.

Сканерное нивелирование – это составляющая сканерной съемки местности с опорной точки на земле или, например, с самолета. Сканирование местности включает излучение сканером направленных электромагнитных сигналов и прием отраженных сигналов с обработкой их в вычислительном модуле, в результате которой получают цифровую модель местности, ее картографическое отображение, а также высоты и превышения. Точность метода зависит от масштаба съемки и достигает от дециметров до нескольких миллиметров.

Г Л А В А 7

ТОПОГРАФИЧЕСКИЕ СЪЕМКИ

7.1. Плановое съемочное обоснование.

Теодолитные ходы

Общие сведения

В задачи топографических съемок входят: составление топографических карт и планов земной поверхности, а также создание маркшейдерских планов земной поверхности и горных выработок. Теоретические основы съемочных работ на поверхности, в открытых карьерах и в подземных выработках совпадают. В настоящей главе съемочные работы рассматриваются на основе топографических съемок земной поверхности, при этом приводятся отдельные примеры особенностей съемочных маркшейдерско-геодезических работ в горных выработках.

Плановое геодезическое съемочное обоснование создается для передачи координат от исходных пунктов плановых сетей на участок топографической съемки. В последующем пункты съемочного обоснования могут использоваться для перенесения на местность проектов сооружений различного назначения, в их числе объектов горнодобывающей промышленности. Пункты съемочного обоснования закрепляют постоянными знаками на застроенной территории (постоянное съемочное обоснование) – центрами, заложенными в грунт, в углы капитальных зданий, и стержнями с головкой – в асфальтовое покрытие. На незастроенной территории, как правило, применяются временные знаки – деревянные столбы, колья, металлические трубки, стержни и т. п. При использовании технического теодолита и стальной мерной ленты плановое съемочное обоснование в открытой местности можно создавать теодолитными ходами, микротриангуляцией в виде пунктов, образующих сети треугольников с длиной сторон не менее 150 м, углами не меньше 20° и не больше 160° . Базисные стороны сети измеряются с относительной погрешностью $1 / 5000$, а углы в треугольниках – с погрешностью $m\beta = 0,5'$, допустимая невязка измеренных углов в каждом треугольнике рав-

на 1,5'. Примером микротриангуляции служит схема цепочки треугольников (рисунок 7.1, а), опирающихся на стороны AB и CD геодезической опорной сети.

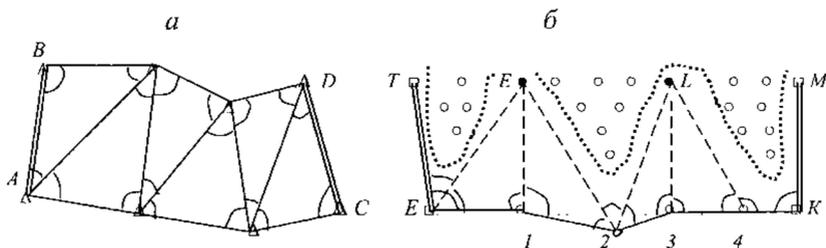


Рисунок 7.1 – Цепочка микротриангуляции (а) и угловые засечки (б)

Плановые координаты пунктов E и L (рисунок 7.1, б) получают прямыми геодезическими засечками относительно пунктов теодолитного или полигонометрического хода $1, 2, 3, 4$ в процессе его проложения или при развитии съёмочного обоснования.

При использовании электронных тахеометров координаты определяемых пунктов находят полярным способом с высокой точностью, следовательно, отпадает надобность в трудоемких работах по развитию съёмочного обоснования по многим схемам, включая показанные на рисунке 7.1.

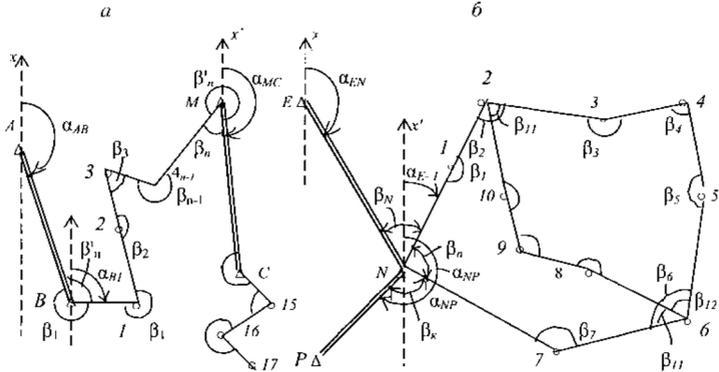
Теодолитные ходы прокладывают на земной поверхности для развития съёмочного обоснования в населенных пунктах и на местности, покрытой высокой растительностью, а также на открытых площадках.

Теодолитным ходом называется полигонометрический ход (см. разд. 1.5), в котором углы между сторонами измеряют техническим теодолитом, а стороны – мерными приборами с относительной погрешностью от $1 / 1000$ до $1 / 3000$.

По форме теодолитные ходы бывают *разомкнутые* (рисунок 7.2, а) и *замкнутые* (рисунок 7.2, б). Внутри замкнутого хода для сгущения пунктов съёмочного обоснования прокладывают дополнительные *диагональные ходы* (см. рисунок 7.2, б). Теодолитные ходы могут прокладываться через общие для них пункты, которые называются *узловыми*. Теодолитный ход, опирающийся

только на один пункт опорной геодезической сети, называется *свободным*, но для контроля ход должен быть замкнутым.

Теодолитные ходы на поверхности



Теодолитные ходы в подземных выработках

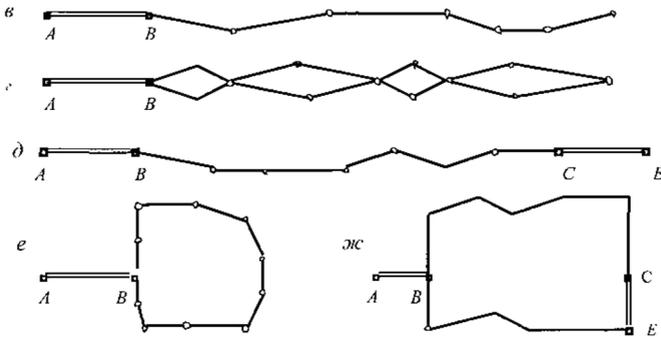


Рисунок 7.2 – Схемы теодолитных ходов на поверхности и в подземных выработках в их плановой привязки: *а* – ход разомкнутый; *б* – замкнутый и диагональный; *в* – разомкнутый висячий или свободный; *г* – условное обозначение двойного висячего хода; *д* – разомкнутый несвободный; *е* – замкнутый свободный; *ж* – замкнутый несвободный; (Δ , \blacksquare – опорные пункты триангуляции и полигонометрии; \circ – вершины теодолитных ходов)

Разомкнутый теодолитный ход, опирающийся только одной точкой на исходный пункт, называется *висячим*, например ход *С-15-16-17* на рисунке 7.2, *а*. В висячем ходе на земной поверхности допускается не более 3-х сторон, его длина не должна быть

больше указанной в таблице 7.1. Допустимая длина основных теодолитных ходов при топографических съемках земной поверхности рассчитывается по следующей формуле (в км):

$$\Sigma d_{\text{доп}} = 2\Delta p \times M \times T / 10^6, \quad (7.1)$$

где Δp – допустимая погрешность положения на плане масштаба 1 : М точки теодолитного хода, наиболее удаленной от опорных пунктов (в середине хода, т. е. в слабом месте хода); Т – знаменатель относительной погрешности хода 1 / Т. Для открытой местности и застроенной территории допустимая погрешность $\Delta p = 0,2$ мм, а для закрытой местности (заросшей кустарниковой и древесной растительностью) $\Delta p = 0,3$ мм.

В таблице 7.1 приведены предельные длины теодолитных ходов съемочного обоснования.

Особенности подземных маркшейдерских съемочных сетей. Основные подземные выработки представляют собой узкие протяженные объекты, и их съемка выполняется единственно возможным методом – полигонометрическим, включающим прокладку теодолитных ходов, относительно которых ведется съемка подробностей и определяется направление дальнейшей выработки.

К протяженности подземных съемочных теодолитных ходов не применяют допуски, указанные в таблице 7.1. Длина подземных теодолитных ходов рассчитывается исходя из требований к точности маркшейдерских опорных и съемочных сетей. Различают следующие виды подземных ходов:

- *висячий (свободный) ход* (рисунок 7.2, в), опирающийся на сторону *AB* подземной маркшейдерской сети с известными координатами пункта *B* и дирекционным углом стороны *AB*;
- *двойной висячий ход* (на рисунке 7.2, г показан условным знаком), проложенный дважды для контроля и повышения точности съемки, опирающийся на сторону *AB* маркшейдерской сети;
- *разомкнутый несвободный ход* (рисунок 7.2, д), опирающийся на стороны *AB* и *CE* маркшейдерской сети; в таком ходе обеспечивается контроль измерения его углов, длины сторон и вычисления координат его вершин;
- *замкнутый свободный ход* (рисунок 7.2, е), опирающийся на сторону *AB* маркшейдерской сети, в данном ходе суще-

ствуется контроль точности измерения углов и сторон для замкнутого многоугольника;

- *замкнутый несвободный ход* (рисунок 7.2, ж), привязанный к двум сторонам *AB* и *CE* маркшейдерской сети; для хода обеспечен контроль определения координат его вершин.

Содержание работ при теодолитной съемке земной поверхности. *Подготовительные работы.* После получения задания на топографическую съемку изучают имеющиеся картографические материалы, схемы геодезической сети вблизи участка съемки и составляют проект схемы будущих теодолитных ходов.

Полевые работы при теодолитной съемке включают рекогносцировку участка местности, окончательный выбор места и закрепление вершин теодолитного хода, измерение углов и длины его сторон и съемку ситуации относительно вершин и сторон теодолитного хода различными способами.

Камеральные работы состоят из вычислительной обработки полевых журналов, расчета координат вершин теодолитного хода и составления контурного плана местности.

Прокладка теодолитных ходов. В процессе *рекогносцировки* на местности отыскивают опорные геодезические пункты, сохранившиеся пункты геодезической основы предыдущих съемок, проверяют условия оптической видимости между ними и возможность измерения длин линий на местности для угловой и плановой привязки теодолитного хода. Придерживаясь проекта, выбирают места окончательного закрепления вершин теодолитного хода. Длины их сторон должны быть не менее 20 и не более 350 м. Вершины теодолитного хода обозначают либо деревянными колышками (временными знаками на период съемочных работ), либо надежно закрепленными трубами, стержнями, рассчитанными на создание постоянного съемочного обоснования. Постоянные знаки окапывают.

Измерения углов. В теодолитных ходах чаще всего измеряют правые по ходу горизонтальные углы техническими теодолитами класса Т30 двумя полуприемами с соблюдением методики измерений и технических требований по уменьшению действия ос-

новых источников погрешностей, рассмотренных в разд. 4.4. При измерениях заполняется полевой журнал, содержащий графы таблиц 4.2 или 4.3.

Таблица 7.1 – Технические требования к теодолитным ходам съёмочного обоснования при топографических съёмках земной поверхности

Масштаб съёмки	Открытая местность, застроенная территория				Закрытая местность			Удаленность узловых точек от исходных пунктов допустимая, км
	1/Т 1/3000	1/Т 1/2000	1/Т 1/1000	висячий ход	1/Т 1/2000	1/Т 1/1000	висячий ход	
	Допустимая длина хода, км							
1:5000	6,0	4,0	2,0	0,35	6,0	3,0	0,5	3
1:2000	3,0	2,0	1,0	0,2	3,6	1,5	0,3	2
1:1000	1,8	1,2	0,6	0,15	1,5	1,5	0,2	1,3
1:500	0,9	0,6	0,3	0,1	—	—	—	—

Для осуществления съёмки в установленной системе координат теодолитный ход прокладывают между пунктами геодезической сети. Должны быть известны координаты x и y начального и конечного исходных пунктов и необходимые дирекционные углы сторон сети, например α_{AB} , α_{MC} на рисунке 7.2, а. При угловой привязке на исходных пунктах, начальном B и конечном M , измеряются правые по ходу примычные углы β_1 и β_n , а для контроля и левые по ходу примычные углы β'_1 и β'_n . Оптическая видимость между исходными пунктами B и C обеспечивается визирными устройствами: либо визирным цилиндром сигнала или пирамиды или же вехой.

Угловая привязка разомкнутого теодолитного хода должна выполняться с таким же контролем, как и разомкнутого. Если в пункте N плано-угловой привязки существует видимость на другие пункты исходной геодезической сети E и P (см. рисунок 7.2, б), то способом круговых приемов определяют внутренний правый по ходу угол β_n и два примычных угла, например β_n и β_k . В данном случае проверяется условие

$$(\beta_n + \beta_n + \beta_k) - (\alpha_{NP} - \alpha_{EN} + 180^\circ) \leq \pm (0,5' - 1')$$

Стороны теодолитного хода измеряются мерной лентой (стальной рулеткой) или светодальномером (например, лазерной рулеткой) в прямом (D') и обратном (D'') направлениях. При измерениях стальной лентой допустимое расхождение первого и второго результатов $\Delta D = D' - D''$ определяется по допустимой относительной погрешности $1 / T$ теодолитного хода (см. таблицу 7.1). Например, при условии $1 / T = 1 / 2000$ получаем $\Delta D_{\text{доп}} = D / 2000$. Если угол наклона стороны хода или ее отрезка $v \geq 1,5^\circ$, то его измеряют. В средние значения D длин линий вводят поправки на компарирование, наклон и температурную, если их абсолютная величина больше $D / 10\,000$ (см. разд. 5.1).

В процессе прокладки теодолитного хода результаты полевых измерений и сопутствующие пояснительные рисунки вносят в специальный полевой журнал. Для последующих камеральных вычислений составляется общая схема теодолитных ходов в произвольном масштабе, на которой указываются величины измеренных углов и горизонтальных расстояний. Заполняется исходными данными Ведомость вычисления координат вершин теодолитного хода (таблица 7.2): в графе 1 указываются номера пунктов, в графе 2 – величины измеренных углов, в графе 5 – горизонтальные проложения сторон хода, в графе 4 – исходные дирекционные углы α_n и α_k , в графах 11 и 12 – координаты x и y начального и конечного исходных пунктов.

Угловая невязка замкнутого теодолитного хода. Для вычисления угловой невязки суммируют все внутренние измеренные правые по ходу углы β' замкнутого хода (см. рисунок 7.2, б), исключая примычные, и вычисляют теоретическую сумму внутренних углов такого n -вершинного многоугольника $\Sigma\beta_{\text{теор}} = 180^\circ (n - 2)$. Разность f_β суммы измеренных углов β' и теоретической их суммы называется *угловой невязкой хода*. В замкнутом многоугольнике

$$f_\beta = \sum_i^n \beta'_i - 180^\circ(n - 2), \quad i = 1, 2, \dots, n. \quad (7.2)$$

Фактическая величина f_β характеризует качество измерения углов в сравнении с *допустимой угловой невязкой*, вычисляемой по формуле

$$f_{\beta\text{доп}} = \pm 2t n, \quad (7.3)$$

где t – заданная средняя квадратическая погрешность измерения углов, которую назначают в зависимости от вида работ, например при измерении углов теодолитами Т30 в теодолитных ходах принимают $t = 30''$ и допустимую угловую невязку определяют по формуле

$$f_{\beta\text{доп}} = \pm 1' n. \quad (7.4)$$

Формулы (7.3) и (7.4) обоснованы в разд. 3.3, где в выражении (3.35) допустимая погрешность $\Delta\Sigma_{\Delta\text{пред}}$ обозначена через $f_{\beta\text{доп}}$, удвоенная погрешность измерения угла $2t = 2m = 1'$.

Если фактическая угловая невязка превышает допустимую величину, то для устранения допущенных ошибок необходимо проверить результаты вычислений и измерений.

Уравнивание измеренных углов. Если фактическая угловая невязка

допустима, то измеренные углы β^i уравнивают, т. е. между ними практически поровну распределяют фактическую невязку f_{β} , разделенную на поправки $v_{\beta i}$, противоположные по знаку невязке:

$$v_{\beta i} = -f_{\beta} / n$$

и округленные до $0,1'$, причем сумма поправок должна равняться невязке с обратным знаком, т. е.

$$\sum_i^n v_{\beta i} = -f_{\beta}, \quad i = 1, 2, \dots, n. \quad (7.5)$$

Уравненные таким приближенным способом углы β^i равны

$$\beta^i = \beta^i + v_{\beta i}, \quad (7.6)$$

а сумма уравненных углов должна равняться теоретической.

Угловая невязка разомкнутого теодолитного хода. В примере на рисунке 7.3 разомкнутый теодолитный ход опирается на пункты B и C исходной геодезической сети с известными дирекционными углами стороны AB триангуляции и стороны CD полигонометрии. В разомкнутом ходе измерены примычные углы β_1 и β_n , являющиеся правыми по ходу, как и углы $\beta_2, \beta_3, \dots, \beta_{n-1}$ между сторонами хода.

Значения углов записаны в таблицу 7.1 (ведомость вычисления координат). Число n измеренных углов на единицу больше

числа $n-1$ измеренных сторон. В исходной сети известны прямоугольные координаты всех названных пунктов и решением обратной геодезической задачи (см. разд. 1.4, формулы (1.14) и (1.15) определены значения исходных дирекционных углов: начального $\alpha_n = \alpha_{AB}$ и конечного $\alpha_k = \alpha_{CD}$ ($\alpha_n = 111^\circ 50,8'$ и $\alpha_k = 260^\circ 50,8'$ записаны в графу 4 таблицы 7.2).

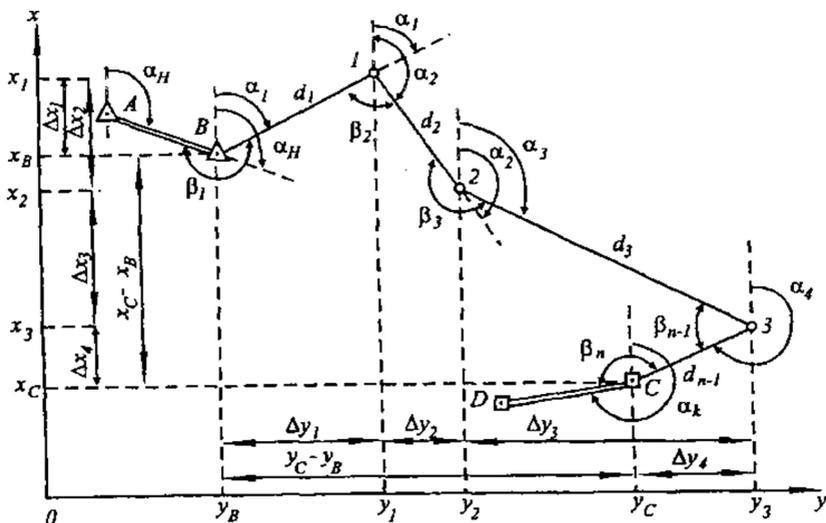


Рисунок 7.3 – Дирекционные углы сторон и координаты вершин теодолитного хода

Согласно схеме на рисунке 7.3 при пункте B сумма углов $\alpha_1 + \beta_1 = \alpha_n + 180^\circ$, откуда $\alpha_1 = \alpha_n + 180^\circ - \beta_1$. При вершине I сумма углов $\alpha_2 + \beta_2 = \alpha_1 + 180^\circ$, откуда $\alpha_2 = \alpha_1 + 180^\circ - \beta_2$. Аналогично вычисляется дирекционный угол при каждой вершине и в конечном пункте $\alpha_k = \alpha_{n-1} + 180^\circ - \beta_n$. Следовательно, *дирекционный угол следующей стороны хода равен дирекционному углу предыдущей стороны плюс 180° минус правый по ходу угол* или в математической записи

$$\alpha_{i+1} = \alpha_i + 180^\circ - \beta_i; (\alpha_{i+1} < 360^\circ), i = 1, 2, \dots, n. \quad (7.7)$$

Если при вычислениях по формуле (7.7) отдельные величины α_{i+1} получаются равными или большими 360° , то их уменьшают на 360° . Вычисления начинаются от начального дирекционного

угла α_n и контролируются по конечному значению дирекционного угла α_k .

Теоретическая сумма правых по ходу углов разомкнутого теодолитного хода равна

$$\sum_i^n \beta_{i \text{ теор.}} = \alpha_n + 180^\circ n - \alpha_k, i = 1, 2, \dots, n. \quad (7.8)$$

Практическая сумма измеренных с погрешностями углов β'_i отличается от теоретической суммы на величину фактической угловой невязки

$$f_\beta = \sum_i^n \beta'_i - (\alpha_n + 180^\circ n - \alpha_k), i = 1, 2, \dots, n. \quad (7.9)$$

Допустимая угловая невязка вычисляется по формуле (7.3) или (7.4), т.е. $f_{\beta \text{ доп}} = 1' \sqrt{n}$. Если $f_\beta \leq f_{\beta \text{ доп}}$, то фактическая невязка допустима и измеренные углы уравниваются по формулам (7.4), (7.5), (7.6).

В примере таблицы 7.2 записаны: сумма измеренных углов $\Sigma \beta' = 750^\circ 58,6'$; теоретическая их сумма $\Sigma \beta_{\text{теор}} = 111^\circ 50,8' + 180^\circ \cdot 5 - 260^\circ 50,8' = 751^\circ 00,0'$. Фактическая угловая невязка $f_\beta = -0^\circ 01,4'$, допустимая $f_{\beta \text{ доп}} = \pm 2,2'$. Поправки в углы $v_{\beta i} = -f_\beta / n = +1,4/5 \approx +0,28'$ округлены до $+0,3$ и $+0,2$ и записаны в графе 2 с условием $\Sigma v_{\beta i} = -(f_\beta) = +01,4'$. Уравненные углы записаны в графе 3.

В графе 4 таблицы 7.2 записаны результаты вычисления дирекционных углов по формуле (7.7), например, $\alpha_{B-1} = \alpha_n + 180^\circ - \beta_B = 111^\circ 50,8' + 180^\circ - 225^\circ 10,8' = 66^\circ 40,0'$; далее вычисления продолжены с конечным контролем по величине α_n . В графе 5 указаны румбы тех же сторон хода (см. для справки рисунок 1.9).

Если в теодолитном ходе измерены *левые по ходу углы*, то формулы (7.7) и (7.9) примут вид

$$\alpha_{i+1} = \alpha_i + \beta_i - 180^\circ, i = 1, 2, \dots, n, \quad (7.10)$$

$$f_\beta = \sum \beta'_i - (\alpha_k + 180^\circ n - \alpha_n), i = 1, 2, \dots, n. \quad (7.11)$$

Вычисление приращений координат и оценка точности теодолитного хода. В графе 6 таблицы 7.2 записывают горизонтальные проложения di сторон хода, рассчитанные с учетом по-

правок на компарирование, наклон и температуру. Вычисленные приращения координат (графы 7 и 8) находят по формулам

$$\Delta x'_i = d_i \cos \alpha_i \text{ и } \Delta y'_i = d_i \sin \alpha_i \quad (7.12)$$

и записывают со знаком “плюс” или “минус” соответственно направлению стороны хода (см. рисунок 1.9). При учебных вычислениях пользуются инженерными калькуляторами, результаты округляют до 0,01 м.

Согласно рисунку 7.3 приращения координат Δx_i и Δy_i представляют собой проекции сторон d_i на оси абсцисс и ординат. В случае безошибочности приращений теоретические суммы таких проекций равны разностям координат опорных пунктов, т. е.

$$\sum_i^n \Delta x_{i,\text{теор}} = x_C - x_B; \sum_i^n \Delta y_{i,\text{теор}} = y_C - y_B, \quad (7.13)$$

или

$$\sum_i^n \Delta x_{i,\text{теор}} = x_K - x_H; \sum_i^n \Delta y_{i,\text{теор}} = y_K - y_H, \quad (7.14)$$

где $x_C = x_K$, $x_B = x_H$, $y_C = y_K$, $y_B = y_H$ – координаты конечного и начального исходных пунктов.

Вследствие погрешностей в значениях дирекционных углов α_i и сторон d_i вычисленные приращения $\Delta x'_i$ и $\Delta y'_i$ и их суммы $\sum \Delta x'_i$ и $\sum \Delta y'_i$ тоже сдержат погрешности, поэтому условие (7.13) точно не выполняется. Расхождения между суммами вычисленных и теоретических приращений координат называются *невязками f_x и f_y приращений координат*:

$$f_x = \sum_i^n \Delta x'_i - (x_K - x_H); f_y = \sum_i^n \Delta y'_i - (y_K - y_H). \quad (7.15)$$

Величины f_x и f_y являются катетами прямоугольного треугольника погрешностей, гипотенуза которого f_d представляет абсолютную невязку теодолитного хода:

$$f_d = \pm \sqrt{f_x^2 + f_y^2}. \quad (7.16)$$

По формулам обратной геодезической задачи (1.14) и (1.15) можно определить румб и дирекционный угол абсолютной невязки f_d .

Таблица 7.2 – Ведомость вычисления координат вершин геодезического хода

Вершина	Горизонтальные углы		Дирекционные углы α	Румбы, r	Длина сторон d , м	Приращения координат, м				Координаты, м		Вершина
	измеренные β и поправки ν_{β}	уравненные β				вычисленные, поправки		уравненные		x	y	
			$\Delta x'$	$\Delta y'$	Δx	Δy						
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
A	--		α_n 111° 34,8'									
B	+0,3 225° 10,5'	225° 10,8'	66° 40,0'	СВ : 66° 40,0'	151,92	-0,03 +60,17	+0,06 +139,50	+60,14	+139,56	x_B +6000,00	y_B +2000,00	B
I	+0,3 100° 22,0'	100° 22,3'	146° 17,7'	ЮВ : 33° 42,3'	119,20	-0,03 -99,00	+0,05 +66,04	-99,03	+66,09	+6060,14	+2139,56	I
2	-0,3 207° 46,8'	207° 47,1'	118° 30,6'	ЮВ : 61° 29,4'	274,46	-0,06 -131,00	+0,11 +241,18	-131,06	+241,29	+5961,11	+2205,65	2
3	+0,3 52° 23,2'	52° 23,5'	246° 07,1'	ЮЗ : 66° 07,1'	112,54	-0,03 -45,56	+0,05 +102,90	-99,03	+66,09	+5830,05	+2446,94	3
C	+0,2 165° 16,1'	165° 16,3'	α_k 260° 50,8'							x_C +5830,05	y_C +2446,94	C
D										+5830,05	+2446,94	

$$\Sigma \beta = 750^{\circ} 58,6'$$

$$\Sigma \beta_{теор} = 751^{\circ} 00,0'$$

$$f_{\beta} = -0^{\circ} 01,4'$$

$$f_{\beta_{доп}} = 1' \cdot \sqrt{5} = \pm 2,2'$$

$$\Sigma d = 658,12$$

$$\Sigma \Delta x' = -215,39$$

$$\Sigma \Delta x'_{теор} = -215,39$$

$$\Sigma \Delta x'_{доп} = -215,54$$

$$f_x = +0,15; f_y = -0,27$$

$$\text{Фактн. абс. невязка: } f_d = \sqrt{0,15^2 + 0,27^2} = \pm 0,31 \text{ м; абс. доп } (f_d)_{доп} = \Sigma d / 2000 = 658,12 / 2000 = +0,33.$$

$$\text{Фактн. относит. невязка: } f_d / \Sigma d = 0,31 / 658,12 = 1/2112 < (1/2000).$$

$$\Sigma \Delta x = -215,54$$

$$\Sigma \Delta x_{доп} = -215,54$$

$$\Sigma \Delta y = +344,09$$

$$\Sigma \Delta y_{доп} = +344,09$$

$$f_x = -0,15$$

$$f_y = +0,27$$

$$x_k - x_n = -215,54$$

$$y_k - y_n = -344,09$$

Допустимая абсолютная невязка теодолитного хода вычисляется по формуле

$$f_{d \text{ доп}} = \sum d (1 / T) \leq 2\Delta p M / 1000, \quad (7.17)$$

где согласно условию (7.1) $\Delta p = 0,2$ мм – допустимая погрешность положения на плане масштаба 1 : М точек съемочного обоснования в середине хода для застроенной территории и открытой местности и $\Delta p = 0,3$ мм для закрытой местности. Точность теодолитного хода оценивают также его *относительной невязкой* $1 / T$, при этом фактическая относительная невязка будет

$$f_d / \sum d = 1 / (\sum d : f_d). \quad (7.18)$$

Допустимая величина относительной невязки хода $(1/T)_{\text{доп}}$ принимается по таблице 7.1, либо определяется особыми требованиями к точности съемочного обоснования. Фактическая относительная невязка хода должна дополняться указанием ее допустимости:

$$f_d / \sum d = 1 / (\sum d : f_d) \leq (1/T)_{\text{доп}}. \quad (7.19)$$

Условие (7.19) применяют для теодолитных ходов, длина которых меньше предельной, указанной в таблице 7.1.

Пример. В таблице 7.2 для хода малой длины по формулам (7.12) вычислены и указаны в графах 7 и 8 значения $\Delta x'_i$ и $\Delta y'_i$, $\sum \Delta x'_i = -215,39$ и $\sum \Delta y'_i = +343,82$, теоретические суммы $\sum \Delta x_{\text{теор}} = x_k - x_n = 215,54$; $\sum \Delta y_{\text{теор}} = y_k - y_n = +344,09$. По формулам (7.15) найдены невязки $f_x = +0,15$; $f_y = -0,27$; по формуле (7.16) – абсолютная невязка хода $f_d = 0,31$ м. Фактическая относительная невязка $f_d / \sum d = 1 / 2112$ оказалась меньше допустимой относительной $(1/T)_{\text{доп}} = 1 : 2000$. По формуле (7.17) находим, что для съемки застроенной территории в масштабе 1 : М = 1 : 1000 абсолютная фактическая невязка теодолитного хода $f_d = 0,31$ м меньше его допустимой невязки $f_{d \text{ доп}} \leq 0,4$ м.

Уравнивание приращений координат. Если фактическая линейная невязка хода fd допустима, то вычисленные приращения координат $\Delta x'_i$ и $\Delta y'_i$ приближенно уравнивают (увязывают) поправками v_{xi} и v_{yi} . Поправки пропорциональны длинам соответствующих сторон хода и вычисляются по формулам

$$v_{xi} = K_x d_i ; v_{yi} = K_y d_i, \quad (7.20)$$

где K_x и K_y – коэффициенты пропорциональности:

$$K_x = -fx / \sum_i^n di ; K_y = -fy / \sum_i^n di., i = 1, 2, \dots, n.$$

Сумма поправок должна быть равна соответствующей невязке, взятой с обратным знаком:

$$\sum_i^n v_{xi} = -f_x ; \sum_i^n d_i = -f_y, i = 1, 2, \dots, n. \quad (7.21)$$

Поправки v_{xi} и v_{yi} прибавляют к вычисленным приращениям и получают *уравненные (увязанные) приращения координат*:

$$\Delta x_i = \Delta x'_i + v_{xi} ; \Delta y_i = \Delta y'_i + v_{yi}. \quad (7.22)$$

Пример. В таблице 7.2 (графы 7 и 8) над значениями $\Delta x'_i$ и $\Delta y'_i$ записаны поправки v_{xi} и v_{yi} . Для уравнивания по оси x : $K_x = -(+0,15) / 658,12 = 0,000 224$; $v_{x1} = K_x d_1 = K_x \cdot 151,92 = -0,03$ м; $v_{x2} = K_x \cdot 119,2 = -0,03$ м и т. д. Сумма поправок v_{xi} равна невязке fx с обратным знаком, т. е. $\sum v_{xi} = -fx = 0,15$ м. В графе 9 записаны уравненные приращения координат Δx_i и их сумма $\sum \Delta x = -215,54$, которая совпала с разностью $x_k - x_n$. Аналогично уравниваются приращения по оси y .

Вычисления координат. Координаты x_i и y_i вершин теодолитного хода последовательно вычисляются по формулам

$$x_{i+1} = x_i + \Delta x_i ; y_{i+1} = y_i + \Delta y_i, \quad (7.23)$$

т. е. абсцисса x_i и ордината y_i следующей вершины равны абсциссе и ординате предыдущей вершины плюс соответствующие уравненные приращения координат. Для контроля вычисляют координаты x_k и y_k конечного пункта, которые должны совпасть с исходными значениями.

Пример. В графах 11 и 12 таблицы 7.2 координаты вершин теодолитного хода последовательно вычислены по формулам (7.23) от исходных значений x_n и y_n (пункт B) с конечным контролем по исходным величинам x_k и y_k (пункт C).

Вычисление координат вершин замкнутого теодолитного хода. Вычисления ведется в ведомости по форме таблицы 7.2. В ее графе 1 последовательно записываются номера пунктов (см. рисунок 7.1, б) $N, 1, 2, \dots, 7, N, 1$, и, начиная с точки 1, соответствующие правые по ходу углы $\beta_1, \beta_2, \dots, \beta_7, \beta_n$. В графе 4 дважды записывается проверенное значение дирекционного угла

$\alpha E-1$ стороны $N-1$: один раз в значении начальном x_N , второй – y_N . В графе 6 указываются длины $d_{N-1}, d_{1-2}, \dots, d_{7-N}$ сторон хода. В графы 11 и 12 дважды вносятся координаты x_N и y_N пункта N в значении начальных x_N и y_N , и конечных x_N и y_N .

Сначала вычисления ведутся по формулам (7.2)–(7.6). Вычисления приращений координат аналогичны вычислениям, рассмотренным для разомкнутого хода. В формуле (7.15) для замкнутого хода $x_N = x_N; y_N = y_N$ и тогда

$$f_x = \sum_i^n \Delta x_i - 0; f_y = \sum_i^n \Delta y_i - 0. \quad (7.24)$$

Дальнейшие вычисления полностью совпадают с рассмотренными в таблице 7.2.

7.2. Высотное съёмочное обоснование. Техническое нивелирование, теодолитно- тахеометрические ходы

Для постоянных и временных пунктов съёмочного геодезического обоснования должны быть известны не только плановая координата x и y , но и высотная координата H . На участке маркшейдерско-топографической съёмки в дополнение к плановым пунктам закладывают высотные геодезические знаки – грунтовые и стенные реперы и создается *высотное съёмочное обоснование*.

Высотные координаты передают на плановые и высотные пункты съёмочного обоснования от исходных грунтовых и стальных реперов высотной геодезической сети I–IV классов. Для этого от исходных реперов через пункты съёмочной сети прокладывают ходы геометрического нивелирования IV класса или технического. Нивелирные и теодолитные ходы, проложенные через одни и те же пункты, называются *теодолитно-нивелирными*.

Высота пунктов съёмочного обоснования может определяться тригонометрическим нивелированием при проложении теодолитно-тахеометрических ходов, если точность такого нивелирования достаточна для съёмки данного масштаба.

Техническое нивелирование включает в себя полевые и камеральные работы. Полевые работы начинают с рекогносцировки

участка местности, при этом выявляется сохранность исходных реперов государственной геодезической сети, намечаются места закладки грунтовых и ственных реперов съемочного обоснования с учетом их использования не только при предстоящих съемках, но и в будущих маркшейдерско-геодезических работах на объектах горного предприятия. После установки всех знаков приступают к техническому нивелированию, ходы которого должны опираться не менее чем на два исходных репера и проходить через все закрепленные плановые пункты и реперы съемочного обоснования.

Техническое нивелирование выполняется способом из середины. Расстояния до рек допускаются до 120 м, а в благоприятных условиях и до 150 м. Неравенство плеч, т. е. расстояний до задней и передней рек, допускается до 10 м. Расстояние до рек можно проверить штриховым дальномером или шагами. Нивелирные рейки устанавливаются на знаки, для которых определяют отметки, и на устойчивые связующие точки: деревянные колышки, забитые в землю, на верхнюю точку камня и др. Не допускается установка реек на землю.

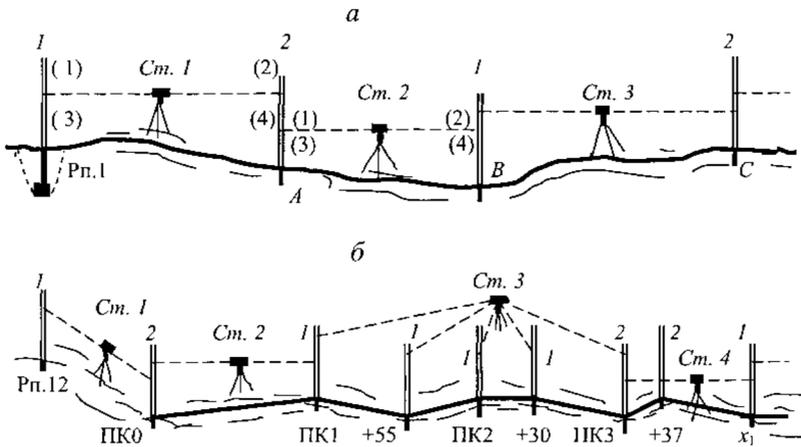


Рисунок 7.4 – Схемы технического нивелирования:
а – нивелирный ход; *б* – нивелирный ход с нивелированием промежуточных точек

Ходы технического нивелирования могут прокладываться: 1) без нивелирования промежуточных точек; 2) с нивелированием промежуточных точек. В первом случае (рисунок 7.4, а) на каждой станции отсчеты берутся только по задней и передней рейкам, которые поставлены на выступы устойчивых предметов, называемые *связующими точками*. Во втором случае (рисунок 7.4, б) отсчеты сначала берутся по рейкам на связующих точках (задней, затем передней), потом по рейке, которую последовательно ставят на нужные промежуточные точки.

Рассмотрим методику технического нивелирования для второго случая, когда нивелирный ход прокладывается по трассе проектируемого линейного сооружения, например автомобильной дороги.

Ось дорожной трассы через каждые 100 м обозначена забитыми в землю пикетными колышками ПК0, ПК1, ПК2 и т. д., а между ними перегибы земной поверхности обозначены так называемыми плюсовыми точками ПК1 +55, ПК2 +30, расположенными на расстояниях 55 м от ПК1, 30 м от ПК2 и т. д.

На каждой станции нивелирного хода действуют в определенной последовательности, называемой *программой наблюдений*: вначале берут (с записями в журнал нивелирования – таблица 7.3) отсчеты (1) и (2) по черной стороне задней и передней реек, затем отсчеты (3) и (4) по красной стороне задней и передней реек. После этого вычисляют превышения $h' = (1) - (2)$ и $h'' = (3) - (4)$. Если расхождение превышений больше 5 мм, наблюдения реек повторяют. Результаты повторных наблюдений записывают в новые строки журнала, а неверные записи зачеркивают, но не замазывают. Вычисляют среднее превышение $h_{ср} = (h' + h'') / 2$. Если между задней и передней рейками расположены подлежащие нивелированию промежуточные точки (точки ПК1 + 55, ПК2 + 30 на станции 2), то программа продолжается: заднюю рейку поочередно ставят на промежуточные точки, а соответствующие отсчеты записывают в журнал (таблица 7.3, записи на станции 3).

При перемещении нивелира на каждую следующую станцию меняют местами заднюю и переднюю рейки на связующих точках. Например, нивелир со станции 1 переносят на станцию 2, рейку 2 оставляют на связующей точке ПК0, а рейку 1 переносят на пе-

реднюю связующую точку ПК1 (см. рисунок 7.4, б). При переходе на станцию 3 рейку 2 переносят на переднюю связующую точку ПК3, а после наблюдений на станции 3 задней и передней реек заднюю рейку 1 ставят поочередно на промежуточные точки.

На крутых ровных склонах, где нет необходимости отмечать плюсовые промежуточные точки, рейки приходится ставить на вспомогательные связующие точки (кольшки или устойчивые местные предметы), которые называют *переходными точками* и обозначают ПТ1, ПТ2, ... или обозначают x_1, x_2, \dots (называют «икс-точками») (см. рисунок 7.4, б, станция 4, передняя связующая точка x_1).

Если для нивелирования используются односторонние рейки, то на каждой станции сначала отсчеты берут по задней и передней рейке при одном горизонте прибора, затем меняют высоту нивелира на 3–10 см и по этим рейкам берут отсчеты при втором горизонте. Вычислив превышения h', h'' и $h_{ср}$, нивелируют промежуточные точки.

Перед уходом с трассы на перерыв в работе необходимо надежно закрепить переднюю связующую точку. После перерыва нивелирование следует повторить на последней станции и убедиться, что превышение $h_{ср}$ не изменилось более чем на 5 мм.

Если ход технического нивелирования прокладывается через пункты съёмочного обоснования, то нивелируют только связующие точки, которые в журнале обозначают номером геодезического знака или переходной точки.

Вычислительную обработку журнала нивелирования завершают в камеральных условиях. Сначала выполняют *постраничный контроль* вычислений, сделанных в поле: вычисляют и записывают внизу каждой страницы сумму отсчетов по задней рейке ΣZ , по передней рейке $\Sigma П$ и сумму средних превышений $\Sigma h_{ср}$ (см. таблицу 7.3). Если выполняется равенство

$$(\Sigma Z - \Sigma П) / 2 = \Sigma h_{ср}, \quad (7.25)$$

то превышения h', h'' и $h_{ср}$ вычислены верно.

Вычисляют фактическую невязку превышений хода (в мм):

$$fh = \sum_i^n h_{ср} i - (H_k - H_n), \quad i = 1, 2, \dots, n, \quad (7.26)$$

где H_k и H_n – отметки конечного и начального реперов, выраженные в мм.

Если ход замкнутый, то $H_k = H_n$, поэтому

$$fh = \sum_i^n h \text{ ср } i, i = 1, 2, \dots, n. \quad (7.27)$$

Допустимую невязку превышений fh доп (в мм) вычисляют по формулам, установленным строительными нормами:

$$fh \text{ доп} = \pm 10 \sqrt{n} \text{ или } fh \text{ доп} = \pm 30 \sqrt{L}, \quad (7.28)$$

где n – число превышений (станций); L – длина хода, км, в формуле принимается безразмерной величиной. При этом если на 1 км хода количество станций $n \geq 25$, то применяется первая из формул (7.28).

Например, на сильно пересеченной местности при $L = 4$ км и $n = 100$ получаем на 1 км $n = 25$, тогда fh доп = $100 \sqrt{100} = 100$ мм, но на ровной местности при $L = 4$ км и $n < 25$ станций на 1 км применяется вторая формула и тогда fh доп = $\pm 30 \sqrt{L} = 30 \sqrt{4} = \pm 60$ мм.

Примечание. Первая из формул (7.28) обоснована в разд. 3.3, где для суммы равноточно измеренных превышений в выражении (3.35) допустимая погрешность $\Delta_{\Sigma \text{Дпред}}$ обозначена через $f_{\text{ддоп}}$, удвоенная погрешность определения среднего превышения $2m_{\text{ср}} = 10$ мм. Для второй формулы (7.28) осредненное значение $2m_{\text{ср}} = 30$ мм на 1 км.

Уравнивание превышений и вычисление отметок связующих точек. Фактическую невязку превышений fh , если она допустима, распределяют между средними превышениями с условием, чтобы уравненные (увязанные) превышения были числами, не содержащими долей мм. Поэтому предварительную среднюю величину поправок оценивают по формуле

$$v_{hi} = -f_h / n. \quad (7.28, a)$$

Согласно формуле (7.28, a) знак поправки противоположен знаку невязки. Поправки округляют до целых миллиметров, но если превышение содержит 0,5 мм, то и в поправку включают 0,5 мм. Проверяют, чтобы сумма поправок равнялась невязке с обратным знаком, т. е. $\sum v_{hi} = -f_h$.

Уравненные превышения

$$h_i = h_{cp} + v h_i. \quad (7.29)$$

Отметки связующих точек выражают в м и последовательно находят по формуле (7.30)

$$H_{i+1} = H_i + h_i, \quad (7.30)$$

где уравненное превышение h_i учитывается в м.

Пример 1. Уравнять превышения и вычислить отметки связующих точек в нивелирном ходе из 16 станций, если $H_n = 80,000$ м; $H_k = 86,563$ м; $\sum h_{cp} = +6598$ мм.

Решение. Выразив H_n и H_k в мм, по формуле (7.26) найдем $fh = 6598 - (86563 - 80000) = +35$ мм, а по формуле (7.28) $fh_{доп} = 10n = \pm 40$ мм. Здесь $fh < fh_{доп}$.

Средняя величина поправок $v h_i = -35 / 16 = -2,2$ мм получается дробной, но в таблице 7.3 над средними превышениями записаны округленные поправки $-2; -1,5; -1,5; -2$ мм и их сумма по всему ходу должна равняться -35 мм, т. е. невязке с обратным знаком. Под средними превышениями (графа 7, таблица 7.3) записаны превышения, увязанные без десятых долей мм по формуле (7.29). В графе 9 записаны результаты вычислений отметок по формуле (7.30), где увязанные превышения учтены в м ($h_1 = +0,121$; $h_2 = +3,513$; ...), например, $H_{ПК0} = H_{рп.12} + h_1 = 80,000 + 0,121 = 80,121$; $ПК1 = 80,121 + 3,513 = 83,634$, В конце вычислений должна получиться исходная отметка $H_k = 86,563$ конечного репера.

Вычисление отметок промежуточных точек. Для станций, на которых нивелировали промежуточные точки, определяют с контролем горизонт прибора:

$$\begin{aligned} ГП'i = HЗ_i + З_i; ГП''i = Hп_i + П_i; ГП_i = \\ = (ГП'i + ГП''i) / 2, \end{aligned} \quad (7.31)$$

где $HЗ_i$ и $Hп_i$ – отметки задней и передней связующих точек; $З_i$ и $П_i$ – отсчеты по черной стороне задней и передней реек, м; значения $ГП'i$ и $ГП''i$ могут различаться до $0,010$ м.

Отметки промежуточных точек определяют относительно среднего значения горизонта прибора, т. е.

$$H_j = ГП_i - C_j, \quad (7.32)$$

где C_j – отсчет по черной стороне рейки на промежуточной точке j , выраженный в метрах.

Таблица 7.3 – Журнал технического нивелирования

Станция	Точка	Отсчеты по рейкам, мм			Превышения h , h'' , мм	Среднее превышение, $h_{ср}$, мм	Горизонт прибора ГП, м	Отметка H , м	Примечание
		задние	передние	промежуточные, С					
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
1	Рп. 12	1472 (1) 6259 (3)			+0122 (5) +0124 (6)	-2 $\frac{-0123}{+0121}$ (7)		80,000 80,121	Рп. 12 грунтовой
2	ЛК0	3796 8584	1350 (2) 6135 (4)		+3513 +3516	-1,5 $\frac{+3514,5}{+3513}$		80,121 83,634	Рейка нивелирная, раздвижная, длиной 4 метра
3	ПК1	0823 (1) 5612 (3)	0283 5068		-3026 -3021	-1,5 $\frac{-3023,5}{-3025}$ (7)	84,457	83,634	
	ПК3		3849 (2) 8633 (4)				84,458 84,458	80,609	
	ПК1+55			3625 (9)				80,833	
	ПК2			1440 (10)				83,018	
	ПК2+30			1495 (11)				82,963	
4	ПК3	0647 5432			+0092 +0092	-2 $\frac{+0092}{+0090}$	81,256 81,254 81,225	80,609 80,699	
	x1		0555 5340						
	ПК3+37			2370				78,885	понижение

$\Sigma 3 = 32\ 625$; $\Sigma \Pi = 31\ 213$; $(\Sigma 3 - \Sigma \Pi) / 2 = 0706$; $\Sigma h_{ср} = +0706$ мм

Пример 2. Вычислить отметки промежуточных точек для станции 3 (см. таблицу 7.3). Здесь $ГП'3 = 83,634 + 0,823 = 84,457$; $ГП''3 = 80,609 + 3,849 = 84,458$; среднее $ГП3 = 84,458$. Отметки промежуточных точек: $НПК1 + 55 = 84,458 - 3,625 = 80,333$; $НПК2 = 84,458 - 1,440 = 83,018$ и т. д.

Теодолитно-тахеометрические ходы. При создании плано-высотного обоснования с помощью технического теодолита в комплекте с рейкой РНТ для съемки масштаба 1 : 2000 с высотой сечения рельефа $h_c = 2$ м прокладывают теодолитно-тахеометрические ходы. Расстояния между вершинами хода измеряют штриховым дальномером теодолита в прямом и обратном направлении с относительной погрешностью $1/400 - 1/500$, при этом длину сторон хода ограничивают до 120 м (см. разд. 5.3). Стороны длиной от 120 до 240 м можно измерять дальномером теодолита с той же точностью, если теодолит устанавливать в середине линии и затем суммировать ее измеренные отрезки. Допустимую длину теодолитно-тахеометрического хода рассчитывают по формуле (7.1) при $1 / T = 1 / 500$.

Горизонтальные углы между сторонами хода измеряют двумя полуприемами, вертикальные – при КП и КЛ в прямом и обратном направлении. Превышения вычисляют по формуле тахеометрического нивелирования (6.15), т. е. $h = (1/2)D \sin 2v + i - v$.

В камеральных условиях в журнале проверяют записи и сделанные в поле вычисления. Вычисляют углы наклона, их средние значения со знаком вертикального угла в прямом направлении, затем по формуле (6.15) – превышения между точками хода. Суммируют измеренные превышения между начальным и конечным исходными пунктами вычисляют фактическую невязку fh . Допустимая невязка превышений, m вычисляется по формуле (7.33):

$$fh \text{ доп} = \pm 0,04 \sum_i^n D i / n, i = 1, 2, \dots, n, \quad (7.33)$$

где $0,04 \sum D i$ – длина хода, в сотнях метров; n – число его сторон.

Фактическую невязку, если она допустима, распределяют с обратным знаком на вычисленные превышения, но не поровну,

а пропорционально длинам сторон, т.е. поправки вычисляют по формуле $v_{hi} = (fh / \sum D i) D i$. Отметки вершин хода последовательно рассчитывают по формуле (7.30) с контролем.

Плановые координаты вершин теодолитно-тахеометрического хода вычисляют так же, как и теодолитного, но допустимую угловую невязку определяют по формуле $f\beta_{\text{доп}} = 2' n$, а допустимую абсолютную невязку – по формуле $fd_{\text{доп}} = \sum D / 400 n$.

7.3. Теодолитная съемка

Топографические карты и планы больших территорий создаются в основном методом аэрофотосъемки, т. е. фотографирования земной поверхности с летательных аппаратов, преимущественно самолетов (воздушные съемки). В настоящее время разрабатываются и внедряются в практику другие методы воздушных съемок – сканирование земной поверхности в оптическом диапазоне, лазерное сканирование с последующей компьютерной обработкой данных. На территориях горных предприятий (например, добычи калийных солей, разработки торфяных месторождений, карьеров) применяют наземные топографические (маркшейдерские) съемки – теодолитную, тахеометрическую, нивелирование поверхности, фототеодолитную.

Наземной топографической съемкой называется комплекс работ, выполняемых на местности и в камеральных условиях с целью составления топографической карты или плана, а также получения данных для создания цифровой модели местности. Топографические съемки производятся относительно *пунктов съёмочного геодезического обоснования*, созданного теодолитно-нивелирными ходами, микротриангуляцией, геодезическими засечками или же современными более точными и технологичными методами, которые обеспечиваются электронными тахеометрами и спутниковыми приборами.

На рисунке 7.5 приведен пример схемы планового съёмочного обоснования, созданного теодолитными ходами.

Теодолитной съемкой называют плановую (контурную, горизонтальную) съемку участка земной поверхности и маркшейдерские контурные съемки в горных выработках, выполняемые

при помощи теодолита и мер длины. Теодолитом измеряют горизонтальные углы; длины линий – стальными лентами (рулетками), оптическими и лазерными дальномерами.

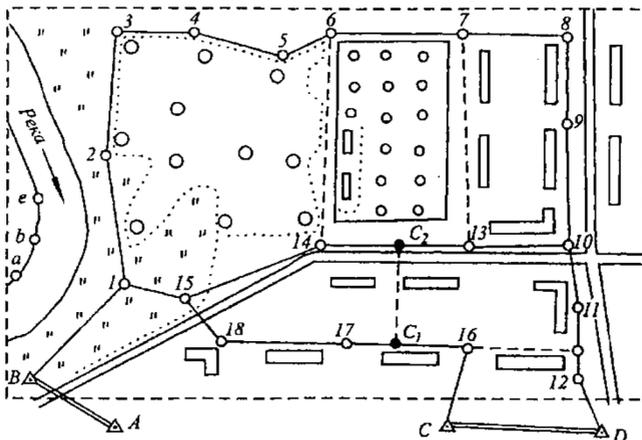


Рисунок 7.5 – Схема съемочного обоснования, созданного теодолитными ходами

По данным съемки составляют контурные планы объекта, определяют площади его участков. При необходимости теодолитная съемка дополняется высотной съемкой участка и на плане отображается рельеф горизонталями и (или) числовыми данными.

Способы съемки ситуации. Съемка ситуации (подробная съемка контуров местности) производится либо одновременно с проложением теодолитного хода, либо после вычисления координат его вершин. В процессе съемки составляются абрисы – разборчивые схематические чертежи, на которых показывают точки теодолитного хода, контуры объектов и записывают линейные и угловые данные съемочных измерений, выполняемых различными способами.

Способ перпендикуляров (способ прямоугольных координат) применяется для съемки объектов, расположенных вблизи сторон теодолитного хода. В комплект средств для измерений входят теодолит, мерная лента и рулетка, экер, вехи. Сторону 9–8 теодолитного хода (рисунок 7.6, а) обозначают вехами и принимают за

ось абсцисс. Мерную ленту, например длиной 20 м, помещают с помощью зрительной трубы теодолита (или ее оптического визира) в створе пунктов 9 и 8, совместив нуль ленты с точкой 9. Приложив нуль рулетки к углу дома № 4, на ленту опускают перпендикуляр и отсчитывают его длину (ординату y) по рулетке (5,33 м), по ленте – расстояние x от точки 9 до основания перпендикуляра (+12,83).

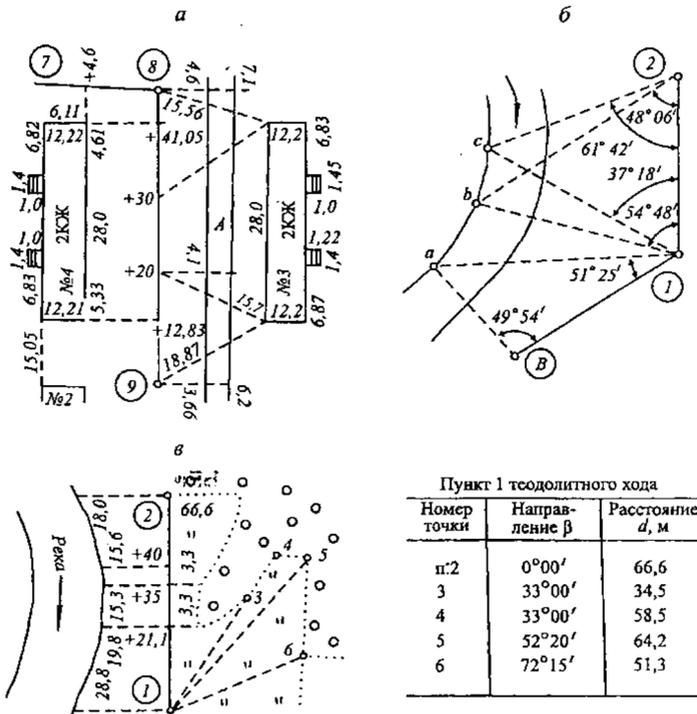


Рисунок 7.6 – Абрисы съемки ситуации: а – перпендикулярами и линейными засечками; б – угловыми засечками; в – полярным способом

Перпендикуляры длиной до 4–5 м восстанавливают на глаз, более длинные (до длины рулетки в 20–30 м) – при помощи экера. Ленту перемещают в створе 9–8 через интервалы, равные ее длине, и аналогичными перпендикулярами выполняют съемку

других точек. На абрисе указывают данные обмера контура здания по цоколю, и обмера его выступов, отмостки, расстояния между соседними постройками. По измеренной длине фасада контролируется съемка его краев перпендикулярами.

Способ линейных засечек. Как и при способе перпендикуляров, ленту помещают в створе стороны 9–8 теодолитного хода. Рулеткой измеряют расстояния от угла дома №3 до пункта 9 и до створной точки +20 (см. рисунок 7.6, а). Аналогично привязывают к теодолитному ходу второй угол дома. Обмеряют контур здания, в том числе для проверки съемки его точек линейными засечками.

Применяя *способ угловых засечек*, на противоположном берегу водной преграды или на стороне глубокого карьера ставят вехи в точках a , b , c (рисунок 7.6, б). Теодолитом относительно пунктов и сторон съемочного обоснования $B-1-2$ измеряют горизонтальные углы. По данным абриса точки находят на плане с помощью транспортира в пересечениях сторон углов.

При съемке границы луга *полярным способом* составляются абрис и таблица (рисунок 7.6, в). Теодолит устанавливается над пунктом 1 (полюсом). При визировании зрительной трубой в положении КЛ на веху в пункте 2 отсчет по горизонтальному кругу устанавливается на $0^{\circ}00'$ (задается полярное направление 1–2). Положение съемочных точек определяется горизонтальными углами β_i , отсчитанными по горизонтальному кругу теодолита относительно полярного направления, и расстояниями d_i , которые измеряются штриховым дальномером или рулеткой.

Способ обхода состоит в том, что теодолитный ход прокладывают по контуру пашни, леса или по границе территории, обозначенной граничными знаками. Точки хода наносятся на план по их координатам, а отрезки линий между точками представляют контуры местности или границы территории и изображаются соответствующими условными знаками.

Составление плана. В камеральных условиях план составляют в заданном масштабе по данным абриса. Точки наносят в соответствии со способом съемки, пользуясь масштабной линейкой, угольниками, циркулемизмерителем, транспортиром.

Конечный результат теодолитной съемки – это контурный план местности.

7.4. Тахеометрическая съемка

Топографическая съемка местности, выполняемая при помощи тахеометра или теодолита полярным способом относительно пунктов съемочного обоснования, называется *тахеометрической*. Тахеометрическая съемка производится для составления топографических планов крупного масштаба (1:500, 1:1000, 1:2000) на небольшие по площади участки застроенной и незастроенной территории, карьеры, а также на полосу местности вдоль протяженных объектов, например подземных и наземных коммуникаций (трассы водопровода, газопровода, канализации), отдельных дорог и др. На топографическом плане рельеф изображается горизонталями и дополняется отметками отдельных точек.

Для производства съемки тахеометр или теодолит устанавливают над пунктом B съемочного обоснования (рисунок 7.7), а тахеометрическую рейку ставят на характерные точки ситуации и рельефа и относительно стороны BA по тахеометру определяют пространственные полярные координаты съемочных пикетов, например для съемочного пикета I – горизонтальный угол β_1 , горизонтальное расстояние d_1 , превышение h_1 . Значения d_1 и h_1 определяют через измерения наклонного расстояния D_1 и его угла наклона ν_1 . В процессе съемки заполняется журнал измерений и составляется абрис.

Местоположение пунктов съемочного обоснования выбирается в процессе рекогносцировки с таким расчетом, чтобы весь участок местности был покрыт съемкой без пропусков, при этом учитываются допустимые расстояния до съемочных пикетов, которые назначаются в зависимости от точности применяемого тахеометрического прибора. Выбранные точки закрепляют кольшками или металлическими стержнями, составляют схему съемочного обоснования и его привязки к опорным пунктам геодезической сети.

Планово-высотное обоснование создается теодолитно-нивелирными ходами, т. е. через выбранные и закрепленные на

местности пункты прокладывают теодолитный ход и ход технического нивелирования, опирающиеся соответственно на ближайшие плановые и высотные пункты геодезической сети. Вычисляют плановые x , y и высотные H координаты пунктов съемочного обоснования. С таких пунктов и ведется тахеометрическая съемка на достаточно открытой местности.

Тахеометрическая съемка с помощью теодолита выполняется с соблюдением технических требований, указанных в таблице 7.4. Технология действий на станции следующая. На стороне AB съемочного обоснования пункт A обозначают вехой, а теодолит (например ТЗ0) центрируют по нитяному отвесу над пунктом B (см. рисунок 7.7), горизонтируют, измеряют высоту прибора i с точностью до 0,01 м и записывают в журнал тахеометрической съемки (таблица 7.5). На рейке РНТ высоту прибора отмечают, например, кольцевой резинкой.

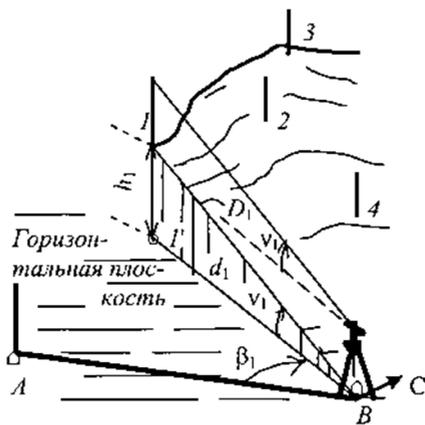


Рисунок 7.7 – Схема тахеометрической съемки

Теодолит ставят в положение КЛ, его ориентируют и закрепляют так, чтобы при визировании трубой на соседний пункт A отсчет по горизонтальному кругу был равным $0^\circ 00'$. Производят контрольные измерения: 1) по рейке, поставленной на пункт A , по дальномеру зрительной трубы отсчитывают расстояние D ; 2) визированием на метку высоты прибора при КЛ и КП определяют величины MO и угла наклона v (см таблицу 7.5) и превышения h .

Оценивают контрольные величины: 1) между дальномерным значением D (или $d = D \cos v$) и измеренной лентой длиной стороны BA допускается расхождение до 0,1 – 0,3 м; 2) между вычисленным превышением h и превышением из технического нивелирования – до 0, 02 м.

Завершив подготовительные действия, приступают к съемке. Составляют абрис прилегающей местности (рисунок 7.8): на лист плотной бумаги схематически наносят линию BA съемочного обоснования, прилегающие контуры ситуации. Элементы рельефа показывают условными горизонталями и стрелками направления скатов. Абрис дополняют в процессе съемки. Съемочные пикеты обозначают и нумеруют на абрисе одновременно с записями номеров точек в журнале тахеометрической съемки.

Таблица 7.4 – Тахеометрическая съемка при помощи теодолита

Масштаб съемки	Высота сечения рельефа	Максимальное расстояние, м			
		от теодолита до рейки при съемке контуров		между пикетами	от теодолита до рейки
		четких	нечетких		
1 : 500	0,5	60	80	15	100
	1	80	80	20	150
1 : 1000	0,5	80	100	20	200 150
	1	80	100	50	
1 : 2000	0,5	100	150	40	200
	1	100	150	60	250
	2	100	150	60	250

Примечание: в случае применения рейки РНТ максимальное расстояние от теодолита до рейки ограничивается до 150 м по условиям ее видимости.

Программа наблюдений реечной точки при работе с теодолитом. Тахеометрические измерения по рейке, поставленной на съемочную точку местности, могут выполняться в таком варианте:

Первое измерение: один из дальномерных штрихов зрительной трубы совмещают с метровым делением шкалы (1,00 или 2,00 м), по второму дальномерному штриху берут отчет расстояния $D = Kb$ (в м) и записывают в графу 2 журнала (таблица 7.5).

Тахеометрическая съемка при помощи электронных тахеометров. Электронные тахеометры – это геодезические приборы многофункционального назначения, обеспечивающие автоматизацию процессов измерения углов и расстояний и обработки данных измерений. В качестве примера современных электронных тахеометров можно назвать приборы серии LEICA TPS1200, характеризующиеся следующими показателями точности:

Тахеометр	TPS1201; TPS1203; TPS1204		
Погрешность угловая Г и В:	1"	3"	4"
Погрешность дальности:	2 мм + 2 ppm		
Дальность с 1 призмой:	1,5 – 3000 м		
Дальность без отражателя:	1,5 – 150 м		

Предусмотрена комбинация названных тахеометров со спутниковыми приемниками LEICA GPS 1200, у которых точность местоопределения составляет 5–10 мм в плане и 10–20 мм по высоте и достаточна для создания съемочного обоснования при крупномасштабных съемках.

Тахеометры снабжены компенсатором малых наклонов вертикального круга, вычислительным блоком с дисплеем, который работает по программам вычисления горизонтальных проложений, превышений, дирекционных углов, плановых и высотных координат пунктов съемочного обоснования и аналогичных данных для съемочных пикетов. Данные измерений, записанные в карту памяти, можно передавать на компьютер для хранения и автоматического составления цифровых моделей местности и получения топографических планов в графическом виде.

При работе электронный тахеометр устанавливают над пунктом съемочного обоснования, ориентируют, во встроенный компьютер вводят координаты x , y , H этого пункта, высоту прибора, а над съемочными точками местности ставят на штатге или на штативе призму светоотражателя, на нее визируют зрительной трубой и нажимают клавишу исполнения измерений. На дисплее процессора высвечиваются в соответствии с заданной программой отсчеты по угломерным кругам, дальность и пространственные прямоугольные координаты съемочной точки. Семантиче-

Таблица 7.3 – Журнал тахеометрической съемки

20 июня 2008 г. Теодолит 4Т30П. Станция В, $H_{ст} = 80,50$ м; $i = 1,45$ м. $K = 99,94$

Наблю- даемая точка	Отсчеты по даль- номеру D , м	Высота наведе- ния u , м	Отсчеты по кругам горизон- тальному Γ	Отсчеты по кругам вертикаль- ному B	Угол наклона v	Горизон- тальное пролож. d , м	Превышение, м		Отметка, м $H =$ $= H_{ст} + h$	Описание ресяного пикета
							h'	$h = h' +$ $+ i - v$		
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
A	123,6	1,45	0° 00'	II 179° 40'		123,5	+0,79	+0,79	81,29	Пункт съемочн. обоснования
Съемка при КЛ; МО = 0° 02'; ориентирование на пункт А										
1	138,4	3,00	28° 26'	1° 46'	+1° 44'	138,3	+4,18	+2,63	83,13	Дорога полевая
2	106,2	1,45	25° 45'	0° 18'	+1° 44'	106,2	+0,49	+0,49	80,99	-- " --
3	83,0	2,00	25° 45'	359° 30'	-0° 32'	83,0	-0,77	-1,32	79,18	-- " --
4	62,5	1,45	31° 27'	359° 50'	-0° 32'	62,5	-0,22	-0,22	80,28	-- " --
5	88,2	1,45	31° 27'	5° 27'	+5° 25'	87,5	+8,29	+8,29	88,79	Высотный
16	55,2	1,45	307° 40'	1° 20'	+1° 18'	55,1	+1,25	+1,25	81,75	Угол дома
22	84,4	1,45	9° 24'	359° 44'	-0° 18'	84,4	-0,44	-0,44	88,79	Высотный
A			0° 02'							Контроль

ские (описательные) данные об объектах местности записываются на электронный носитель в кодовой форме. Один из исполнителей съемки может находиться рядом со светоотражателем и там вести абрис.

Электронные тахеометры дают возможность создавать съемочное обоснование с более высокой точностью и более протяженными полигонометрическими ходами, чем указано в таблице 7.1. Съемку местности часто совмещают с работами по определению координат пунктов съемочного обоснования. Если топографический план будет составляться по координатам съемочных пикетов, рассчитанных процессором электронного тахеометра, то допустимые расстояния от прибора до съемочных пикетов принимают до 0,5 км и более в зависимости от масштаба съемки и условий видимости.

7.5. Составление топографического плана

По материалам теодолитной съемки составляют контурный план земной поверхности или подземных объектов, а по материалам тахеометрической съемки – топографический план с изображением рельефа местности. Оригиналы планов составляют на планшетах размером 50×50 см по внутренней рамке. Планшеты представляют собой листы чертежной бумаги высокого качества, наклеенные на недеформируемую основу. Иногда участок объекта изображают на отдельном листе чертежной бумаги нестандартных размеров. На планшетах и отдельных листах показывают прямоугольную координатную сетку с подиями абсцисс и ординат ее линий.

Координатную сетку наносят с высокой точностью с помощью координатографа, или фотомеханическим копированием или при помощи шаблонов или же при помощи координатной линейки ЛД-1 Дробышева. В металлической основе такой линейки вырезаны 6 окошек (рисунок 7.10, *a*), скошенные края которых очерчены дугами радиусов 10, 20, ..., 50 мм с общим центром 0 в начальном окошке. Скошенный конец линейки очерчен по дуге радиуса 70,711 мм, которая равна диагонали квадрата со сторонами 50×50 см.

На листе чертежной бумаги формата А1 (60×75 см) с помощью линейки и остро отточенного простого карандаша прочерчивают прямую AB (рисунок 7.10, б) на расстоянии 5 см от края листа. Линейку смещают так, чтобы линия AB пересекала окошки, вдоль их скошенных краев проводят штрихи $0, 1, 2, \dots, 5$. После этого линейку кладут перпендикулярно линии AB , совмещают 0 линейки со штрихом 5 и прочерчивают штрихи $1', 2', \dots, 5'$. Потом линейку кладут по диагонали A_3B_3 , совмещают нуль линейки с центром штриха 0 на линии AB и по скошенному концу линейки прочерчивают дугу, пересекающую штрих $5'$. Через полученную точку пересечения $5'$ и точку 5 вычерчивают перпендикуляр A_1B_1 к линии AB . Аналогично находят перпендикуляр A_2B_2 на нем штрихи $1'', 2'', \dots, 5''$.

Линейку кладут на линию $5''-5'$. Нуль 0 линейки совмещают с точкой $5''$. При этом дуга в шестом окошке должна пересечь точку $5'$ (допускается несовпадение дуг и соответствующих точек $0,1-0,2$ мм). После этого проводят остальные штрихи $1, 2, \dots$ – метки сетки квадратов. После нанесения всей координатной сетки проверяют ее точность: линейку совмещают скошенным краем с точками 0 и $5'$ и через вершины сетки прочерчивают короткие штрихи, треугольники погрешностей не должны превышать $0,2$ мм. Аналогично сетку проверяют по другим диагональным направлениям.

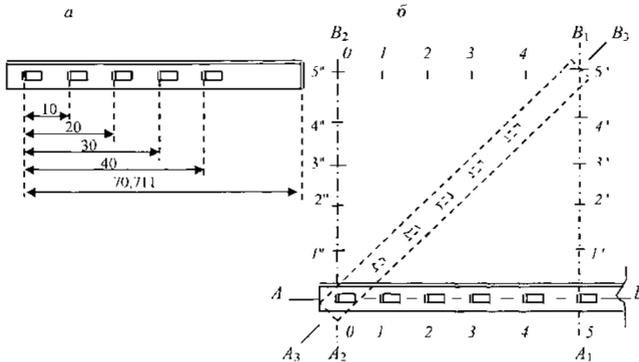


Рисунок 7.10 – Координатная линейка Дробышева: а – линейка; б – нанесение на планшет меток координатной сетки

Для нанесения с помощью линейки ЛД-1 координатной сетки общим размером 40×30 см действуют аналогично, но используют свойство “египетского треугольника” с соотношением катетов и гипотенузы 3–4–5: принимают катеты $AB = 40$ см, $A_1B_1 = 30$ см, гипотенузу $A_1B_2 = 50$ см. После нанесения всей сетки ее проверяют по диагональным направлениям. Контур сетки служит внутренней границей рамки планшета или отдельного плана. Между внутренней и внешней линиями рамки даются подписи абсцисс и ординат с учетом номенклатуры системы планов данного объекта. На учебных планах сетку оцифровывают с таким расчетом, чтобы участок съемки изображался на листе в заданном масштабе по возможности целиком.

На рисунке 7.11 координатная сетка оцифрована для плана масштаба 1:1000 через 100 м с учетом того, чтобы точки, координаты которых приведены в координатной ведомости (см. таблицу 7.2), расположились в пределах планшета. Изображение пункта триангуляции B ($x_B = 6000,00$ м; $y_B = 2000,00$ м) совпадает с пересечением линий сетки. Для нанесения на план полигонометрического пункта C ($x_C = 5784,46$ м; $y_C = 2344,09$ м) сначала находят квадрат, в котором пункт расположен, затем определяют ее положение в данном квадрате: приращения координат $\Delta x = 5784,46 - 5700 = +84,46$ м и $\Delta y = 2344,09 - 2300 = +44,09$. На плане масштаба 1:1000 $\Delta x_{п} = 84,46$ мм; $\Delta y_{п} = 44,09$ мм. Отметив на сторонах данного квадрата вертикальные отрезки $\Delta x_{п}$, наносят точку C по длине отрезка $\Delta y_{п}$. Точность нанесения проверяется измерением на плане отрезков до противоположных сторон квадрата: $\Delta x'_{п} = 5800 - 5784,46 = 15,54$ мм и $\Delta y'_{п} = 2400 - 2344,09 = 55,91$ мм; допускается расхождение до 0,2 мм. Аналогично наносят точки 3, 2 и т. д., а для проверки измеряют на плане длины отрезков $C-3$, $3-2$, и т. д., сравнивают их с соответствующими горизонтальными проложениями, записанными в координатной ведомости (см. таблицу 7.2, графу 6). Допускается расхождение до 0,3 мм.

Составление контурного плана. Его составляют по абрисам теодолитной съемки (см. рисунок 7.6). Способ нанесения точек и контуров на план соответствует способу съемки. При выполнении графических работ применяют циркуль-измеритель, масштабную линейку и прямоугольный треугольник для построения на

плане отрезков заданной длины, нанесения точек способом перпендикуляров и линейными засечками. Геодезический транспорт служит для нанесения точек угловыми засечками и полярным способом. Для этой же цели применяют тахеометрический транспорт (рисунок 7.9). Контуры местности изображаются на плане по их зарисовкам в абрисах. Размеры объектов, расстояния на плане между ними проверяются по данным абрисов (например, размеры зданий по цоколю, расстояния между соседними постройками, ширина улиц, проездов, тротуаров и т. п.).

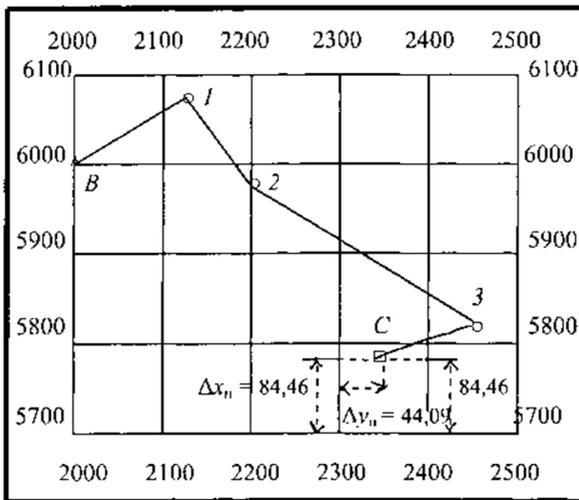


Рисунок 7.11 – Нанесение точек на план по координатам

На план наносят только постоянные контуры ситуации, и не прочерчивают такие поясняющие линии абриса, как перпендикуляры и полярные направления. После нанесения точек угловыми засечками стирают пересекающиеся линии. Не подписывают цифровые данные съемки.

После составления плана карандашом проверяют его точность и полноту в камеральных условиях и выборочно в поле, затем вычерчивают тушью в соответствующих условных знаках (топографических или принятых для маркшейдерских съемок).

Составление топографического плана по материалам тахеометрической съемки, выполненной с помощью теодолита.

Как и при подготовке плана по материалам теодолитной съемки на бумажную основу наносят координатную сетку, ее оцифровывают соответственно масштабу плана, наносят пункты съемочного обоснования по их прямоугольным координатам. Затем при помощи геодезического транспортира и масштабной линейки наносят на план съемочные пикеты по их полярным координатам – горизонтальному углу β_i и расстоянию d_i (см. рисунок 7.7). Для нанесения съемочных пикетов предназначен тахеометрический транспортир (см. рисунок 7.9), который закрепляется на плане иглой через отверстие O в точке B плана и затем ориентируется относительно линии BA .

Ситуацию наносят на план согласно абрису (рисунок 7.8). Рядом с высотными точками подписывают их отметки, используя которые проводят горизонтали. Горизонтали можно наносить на план с помощью прозрачной палетки, например в виде сетки параллельных линий, прочерченных на листе восковки через равные промежутки величиной $b = 30\text{--}20$ мм, которые должны быть меньше минимального расстояния между горизонталями (рисунок 7.12, *a*). Линии подписывают отметками горизонталей для данного участка плана. В нашем примере подписи соответствуют высоте сечения $h_c = 0,5$ м. Палетку кладут на план так, чтобы точка A расположилась между линиями палетки 68 и 68,5 (рисунок 7.12, *a*) пропорционально своей отметке $68,37 \approx 68,4$ м. Прижимают палетку в точке A заостренным предметом (карандашом, шариковой ручкой) и поворачивают в положение, при котором точка B располагается между линиями 70 и 70,5 пропорционально своей отметке 70,15. Точки пересечения отрезка AB линиями палетки 1, 2, 3, 4 переносят на план (см. рис. 7.12, *б*) – через эти точки (следы) пройдут горизонтали. Палетку поворачивают вокруг точки A (см. рисунок 7.12, *a*) в положение, при котором точка C располагается между линиями 70 и 70,5 пропорционально своей отметке 70,25, затем на отрезке AC плана (рисунок 7.12, *б*) отмечают точки 5, 6, 7, 8 – следы горизонталей. Аналогично находят след 9 на линии AD и следы горизонталей на линии CD . Затем через равнозначные по высоте следы проводят горизонтали

– плавные линии, которые местами дополняют подписями их высоты и бергштрихами.

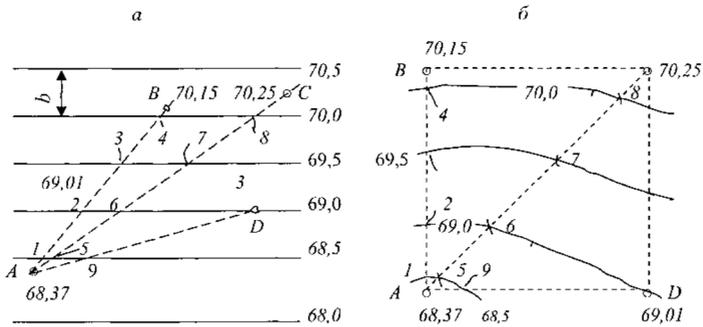
Вычерчивание топографического плана. План, составленный карандашом, тщательно проверяют, после чего вычерчивают тушью, соблюдая образцы начертания и размеры топографических условных знаков, пояснительных надписей, оформления рамок и размещения зарамочных надписей. На практике находят применение готовые условные знаки, которые переносят на план с прозрачной основы.

Пояснительные надписи и цифровые данные располагают параллельно

северной (южной) стороне рамки, горизонтали вычерчивают светлокоричневой тушью. На топографическом плане, составленном по материалам нивелирования поверхности (см. разд. 8.1) не показывают ни сетку квадратов, ни магистрали, ни поперечники за исключением тех случаев, когда эти данные нужны для составления проектов вертикальной планировки территории и подсчетов объемов земляных масс.

Учебное задание. На рисунке 7.12, в приведен фрагмент топографического плана с горизонталями, отображающими рельеф участка местности, но план вычерчен с неточностями, которые следует выявить: в толщине горизонталей, в нанесении бергштрихов, ориентации подписи «пашня», начертании знаков луга, границ между земельными угодьями, высотных точек.

Нивелирование застроенной территории производится после составления контурного плана, например по данным теодолитной съемки. С плана снимают копию для использования в качестве абриса нивелирования. Через участок съемки прокладывают ход технического нивелирования, связующие точки хода выбирают на устойчивых предметах, точки вертикальной съемки нивелируют как промежуточные. Их номера в журнале и на копии плана должны быть одинаковы. Плановое положение точек, не лежащих на контурах, определяют промерами относительно показанных на копии объектов, в пересечении створов и т. п. В камеральных условиях вычисляют отметки (см. разд. 7.2), их значения подписывают на плане и проводят горизонтали.



б

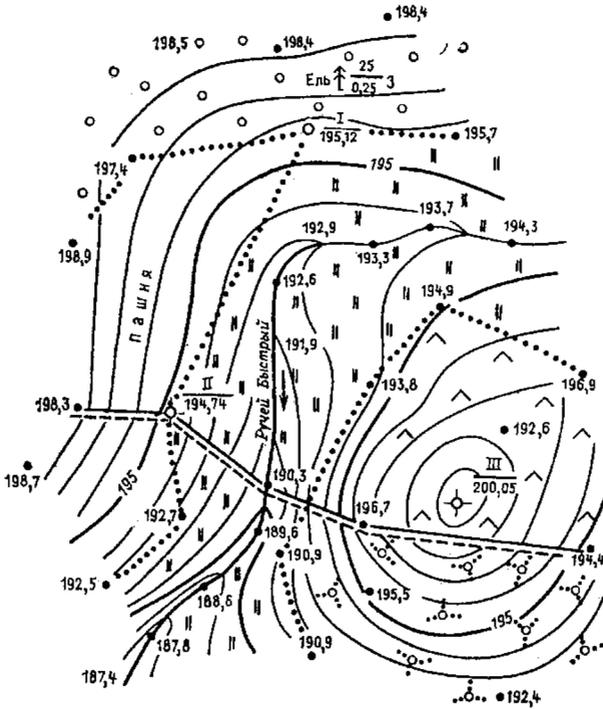


Рисунок 7.12 – Нанесение на план горизонталей при высоте сечения рельефа $h_c = 0,5$ м: а – палетка; б – фрагмент плана и горизонталей; в – пример топографического плана при высоте сечения рельефа $h_c = 1$ м

Нивелирование поверхности полярным способом можно выполнять при помощи теодолита и нивелира или посредством электронного тахеометра. Теодолит устанавливают над пунктом съёмочного обоснования и ориентируют как при тахеометрической съёмке (см. разд. 7.4). В нескольких метрах от теодолита устанавливают нивелир и определяют его горизонт (ГП) по отметкам двух высотных пунктов. В процессе высотной съёмки плановые полярные координаты съёмочных пикетов определяют по рейке теодолитом, а нивелиром – отметки тех же точек как разность «горизонт прибора минус отсчет по рейке в метрах».

Электронный тахеометр является универсальным прибором, его применение дает возможность эффективно модернизировать любой из рассмотренных способов нивелирования поверхности, использовать высокоточное тригонометрическое нивелирование, получать отметки в реальном времени, автоматизировать составление топографического.

7.6. Определение площадей

Площадь участка земной поверхности, проекции на нее контура полезного ископаемого, других объектов определяют по топографическим и маркшейдерским чертежам геометрическими способами (графическими измерениями) или механическим. На местности площадь геометрически простого участка определяют по результатам измерения его размеров. Площади земель определяют также аналитически – по координатам вершин граничного замкнутого многоугольника. Вычисления производят по компьютерным программам, в их числе основанным на ЦММ, или по программам, заложенным в процессор электронного тахеометра.

Геометрические способы определения площади применяют для небольших участков. На местности (рисунок 7.13, а) сложный контур $ABCDEK$ разделяют на простые геометрические фигуры, вершины которых обозначают вехами. В трапеции $ABEK$ измеряют основания a и b , высоту h , а в треугольниках BCD и BDE измеряют основания a_1 и a , высоты h_1 и h . Площадь участка $P = P_1 + P_2 + P_3$, где $P_1 = h(a + b)/2$; $P_2 = a_1 h_1 / 2$; $P_3 = a h_2 / 2$.

Если в треугольнике (рисунок 7.13, б) измерить две стороны и угол β между ними, то $P = 0,5ac \sin \beta$.

Площадь определяется рассмотренными способами с относительной погрешностью $1 / 1000 - 1/5000$.

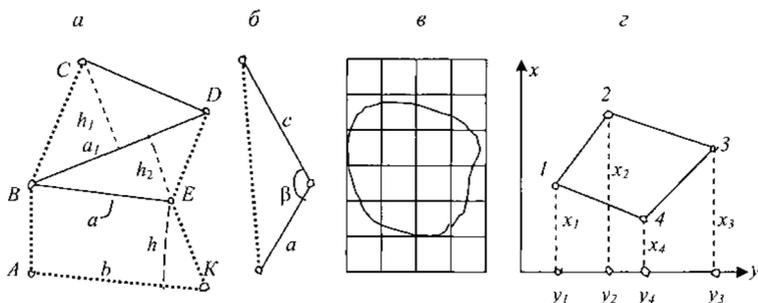


Рисунок 7.13 – Геометрические способы определения площадей:
 а, б – измерением геометрических фигур; в – с помощью палетки;
 з – по координатам

Аналогичные способы можно применить для *графического определения площади по плану* масштаба $1 : M$, но с относительной погрешностью $1/50 - 1/1000$, зависящей от масштаба и точности плана. С помощью карандаша и линейки контур $ABCDEK$ (см. рисунок 7.13, б) разграфляют на плане на простые фигуры, а их площади в нашем примере будут вычисляться по формулам, приведенным выше, или по формулам $P1 = M2 h (a + b)/2$; $P2 = M2 a_1 h_1 /2$; $P3 = M2 a h_2 /2$. Линейные величины a, b и h определяются по плану с погрешностями до 0,5 мм за счет неточностей изображения границ общего контура.

Площадь по плану или карте можно определить при помощи *палетки*, представляющей прозрачный лист пластика, на который нанесена сетка равных по площади фигур, например квадратов со стороной от 2 до 10 мм (рисунок 7.13, в). Палетку кладут на план и подсчитывают внутри фигуры число n_1 целых квадратов и число n_2 равных им квадратов, но составленных на глаз из частей, прилегающих к линии контура. Площадь участка

$$P = p (n_1 + n_2), \quad (7.35)$$

где p – площадь одного квадрата в масштабе плана.

Площадь затем определяют второй раз после поворота палетки на $40-50^\circ$ и выводят среднее из результатов. Относительная

погрешность определения площади палеткой составляет около $1/50 - 1/200$ без учета погрешности, вызванной неточным изображением контура на плане.

Аналитический способ определения площади применяют для замкнутых плоских многоугольников, в которых известны координаты x и y всех вершин (к таким многоугольникам относятся граница населенного пункта, промышленного, сельскохозяйственного или горнодобывающего предприятия, территории разработки торфяного месторождения и т. д.). Площадь замкнутого многоугольника вычисляют по различным формулам аналитической геометрии, наиболее распространены следующие:

$$2P = \sum_i^n x_i (y_{i+1} - y_{i-1}); 2P = \sum_i^n y_i (x_{i-1} - x_{i+1}); i = 1, 2, \dots, n, \quad (7.36)$$

т. е. удвоенная площадь многоугольника равна сумме произведений каждой абсциссы на разность ординат передней и задней по ходу точек, а также сумме произведений каждой ординаты на разность абсцисс задней и передней по ходу точек. Например, для многоугольника 1-2-3-4 (рисунок 7.13, з)

$$\left. \begin{aligned} 2P &= x_1 (y_2 - y_4) + x_2 (y_3 - y_1) + x_3 (y_4 - y_2) + x_4 (y_1 - y_3); \\ 2P &= y_1 (x_4 - x_2) + y_2 (x_1 - x_3) + y_3 (x_2 - x_4) + y_4 (x_3 - x_1) \end{aligned} \right\} (7.37)$$

Площадь вычисляют отдельно по каждой формуле (7.37) с промежуточным контролем разностей на условие

$$\sum_i^n (y_{i+1} - y_{i-1}) = 0; \sum_i^n (x_{i-1} - x_{i+1}) = 0, i = 1, 2, \dots, n. \quad (7.38)$$

Точность расчетов по формулам (7.37) определяется погрешностями координат. Например, если координаты вершин многоугольника получены теодолитным ходом, то площадь участка получается с относительной погрешностью $1/500 - 1/2000$. В случае неверно записанного значения хотя бы одной из координат x_i или y_i получается ошибочное значение площади при полном совпадении результатов расчетов по формулам (7.37) и (7.38). Такую ошибку можно обнаружить, например, по чрезмерному расхождению между площадью многоугольника и суммой площадей

контуров внутри него, нанесенных на план и измеренных планиметром.

Определение площади полярным планиметром. Полярный планиметр – это механическое устройство для определения площади фигур на планах и картах, а также на других чертежах. На полюсном рычаге планиметра закреплен груз с иглой, представляющей полюс O_p (рисунок 7.14, *a*), вторым концом полюсный рычаг шарнирно входит в гнездо корпуса счетного механизма, установленного на обводном рычаге. Обводное стекло с точкой M укреплено на обводном рычаге. Рабочий радиус R обводного рычага равен расстоянию AM между центром шарнира и обводной точкой M . Этот радиус можно изменить перемещением корпуса счетного механизма вдоль обводного рычага, а величину радиуса отсчитать по шкале на обводном рычаге и верньеру счетного механизма. В нашем примере (рисунок 7.14, *б*) $R = 2816$.

Отсчет по шкалам счетного механизма содержит четыре цифры (см. рисунок 7.14, *б*). Здесь отсчет $u = 5614$, где 5 – число оборотов счетного колеса, отсчитанное по циферблату; 614 – отсчет по шкале счетного колеса относительно верньера (61 – номер штриха, расположенного ниже нуля верньера; 4 – номер совмещенного штриха верньера).

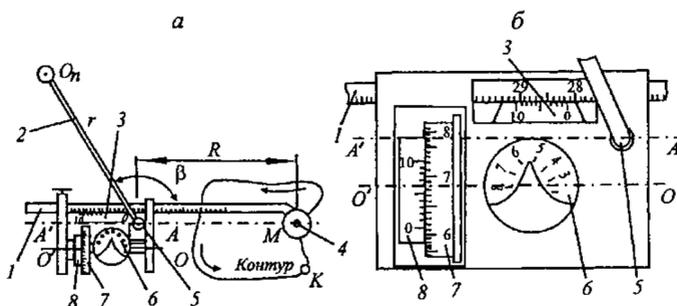


Рисунок 7.14 – Полярный планиметр: *a* – общая схема; *б* – счетный механизм; 1, 2 – обводный и полюсный рычаги; 3 – верньер счетного механизма; 4 – обводная точка; 5 – шарнир; 6 – циферблат; 7 – счетное колесо со шкалой сотых долей оборота; 8 – верньер

Поверки планиметра. До начала работ планиметр необходимо проверить на комплектность и устранить обнаруженные механические неисправности, затем выполнить поверки устройства.

1. Счетное колесо должно свободно вращаться при незначительном люфте и с небольшим ($0,1-0,2$ мм) зазором относительно пластинки верньера. При юстировке вращают два осевых винта, в отверстия которых входят конические концы оси счетного колеса.

2. Ось счетного колеса должна быть параллельна прямой, проходящей через обводную метку и центр шарнира, т. е. $O'O \parallel AM$ (рисунок 7.14, а, б). Для проверки контур обводят маркой М несколько раз в положении планиметра МЛ «счетный механизм слева от фигуры» (см. рисунок 7.15) и столько же раз в положении МП «счетный механизм справа от фигуры», не меняя точки полюса O . Если средние разности отсчетов $n_{МЛ}$ и $n_{МП}$ различаются в пределах точности измерений планиметром, то условие считается выполненным. Для юстировки исправительным винтом изменяют угол между корпусом счетного механизма и обводным рычагом.

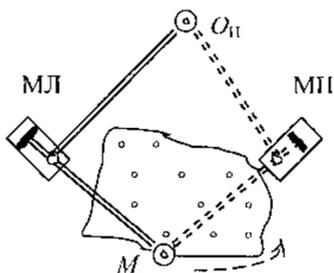


Рисунок 7.15 – Вторая поверка планиметра

При работе с неотъюстированным на данное условие планиметром каждую фигуру следует обводить при двух положениях планиметра – ПП и ПЛ и за окончательный результат принимать среднее.

Для измерения площади план кладут на расположенную горизонтально чертежную доску с гладкой поверхностью. Полюс

полярного планиметра можно закреплять на плане в положении *вне контура* или в положении *внутри контура*, предпочтительное положение полюса – вне контура. Выбирают положение полюса так, чтобы при обводе контура угол β между рычагами (см. рисунок 7.14, а) не был меньше 30° и больше 150° . Обводную точку M совмещают с какой-либо точкой K контура. По счетному механизму берут отсчет u_1 (см. рисунок 7.14, б, а также таблицу 7.6), затем контур плавно обводят точкой M и завершают обвод в точке K и берут отсчет u_2 (желательно обводить против часовой стрелки, в этом случае последовательные значения отсчетов u_i уменьшаются и это удобно для вычислений). Разность отсчетов $u_1 - u_2 = n_1$ представляет площадь в делениях планиметра.

Продолжают обводы, берут отсчеты u_i (см. таблицу 7.6) и вычисляют разности отсчетов n_i , которые не должны различаться между собой более чем на две единицы при $n \leq 200$, на четыре при $n \leq 1000$, на шесть при $n \leq 2000$. Вычисляют среднюю площадь n в делениях планиметра.

Если полюс расположен вне фигуры, ее площадь в масштабе плана вычисляется по формуле

$$P = c n, \quad (7.39)$$

если же полюс находится внутри фигуры, то площадь вычисляется по формуле

$$P = c n + Q, \quad (7.40)$$

где c – цена деления планиметра; Q – постоянное слагаемое (обе величины зависят от масштаба плана и радиуса планиметра); $n = u_i - u_{i+1}$ – разность начального и конечного отсчетов при обводе замкнутого контура

Определение постоянных планиметра c и Q . На плане данного масштаба выбирают простую фигуру с известной площадью P , например, квадрат координатной сетки 10×10 см или два таких квадрата и в положении “полюс вне контура” 4–5 раз обводят планиметром контур, находят среднюю разность n и цену деления планиметра

$$c = P / n. \quad (7.41)$$

Для определения постоянной Q выбирают фигуру, которую можно обвести с полюсом вне ее, и внутри. Поместив полюс

внутри фигуры получим $P_1 = c n_1 + Q$, а установив полюс вне фигуры найдем $P_2 = c n_2$ и, следовательно,

$$Q = c (n_2 - n_1). \quad (7.42)$$

Пример 1. Определить цену деления планиметра при радиусе $R = 2816$, если на плане масштаба $1 : 1000$ квадрат 10×10 см соответствует площади на местности $P = d^2 M^2 = 0,1^2 \cdot 1000^2 = 10000 \text{ м}^2 = 1 \text{ га}$.

Решение. Четырехкратным обходом этого контура с полюсом вне контура получена средняя разность отсчетов $n = 1013$ (см. таблицу 7.6). Цена деления планиметра $c = 10000 / 1013 = 9,8717 \text{ м}^2 / 1 \text{ деление} = 1 / 1013 = 0,0009871 \text{ га} / 1 \text{ деление}$. Такая “некруглая” цена деления осложняет устные вычисления по формулам (7.39) и (7.40).

Для изменения цены деления планиметра изменяют радиус R обводного рычага до значения R_0 , рассчитанного по формулам

$$R_0 = R (c_0 / c) \text{ или } R_0 = R (n / n_0), \quad (7.43)$$

где n_0 – средняя разность отсчетов, отвечающая значению c_0 .

Таблица 7.6 – Схема записей величин отсчетов и результатов вычислений при определении площади полярным планиметром №2815 на плане масштаба $1 : 1000$ (радиус $R = 2816$, полюс вне контура, размер контура 10×10 см)

Буквенные обозначения			Численный пример		
Отсчетов, u_i	Разности отсчетов, n_i	Средней разности отсчетов, n	Отсчетов, u_i	Разности отсчетов, n_i	Средней разности отсчетов, n
u_1	$u_1 - u_2 = n_1$	N	6949	1015	1013
u_2	$u_2 - u_3 = n_2$		5934	1011	
u_3	$u_3 - u_4 = n_3$		4923	1013	
u_4			3910		

В нашем примере круглое значение $c_0 = 10 \text{ м}^2 / 1 \text{ деление}$, ему соответствует радиус $R_0 = 2816 (10 / 9,8717) = 2853$ или $R_0 = 2816 (1013 / 1000) = 2853$. После установки радиуса R_0 проверяют новую цену деления несколькими обводами контура.

Зависимость цены деления планиметра от масштаба плана. Если при многократном обводе контура, например квадрата размером 10×10 см, средняя разность отсчетов $n_{ср} = 1000 \pm 2$ деления, то практически точные значения цены деления планиметра (формула (7.41)) будут равны:

- $c = 0,1$ га/дел. для плана масштаба 1:10 000;
- $c = 10$ м²/дел. (0,001 га/дел.) для плана масштаба 1:1000;
- $c = 2,5$ м²/дел. (0,00025 га/дел.) для плана масштаба 1:500.

Если же при обводе указанного квадрата величина $n_{ср}$ заметно отличается от 1000, то цена деления будет неудобной для устных расчетов. Для коррекции цены деления в соответствии с формулой (7.43) счетный механизм перемещают на радиус $R_0 = R n_{ср} / 1000$, где R – радиус, при котором получено $n_{ср}$. Результат коррекции проверяют несколькими обводами фигуры с известной площадью.

Уравнивание площадей. Если на плане (рисунок 7.16) измерены планиметром (или палеткой) площади P^i всех участков в пределах многоугольного контура с известной площадью P_T (вычисленной например по координатами x_i и y_i вершин замкнутого теодолитного хода), то необходимо оценить качество измерений и уравнять (увязать) измеренные площади участков.

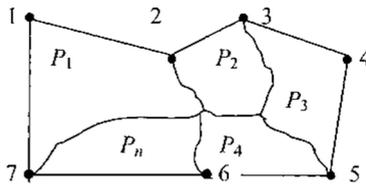


Рисунок 7.16 – Площади участков в пределах контура 1 – ... 4 – ... 7

Сначала вычисляют фактическую и допустимую невязки измеренных площадей:

$$f_P = \sum P^i - P_T; f_{P \text{ доп}} = \sum P^i / 200. \quad (7.44)$$

Для увязки измеренных площадей вычисляют коэффициент

$$K_P = -f_P / \sum P^i, \quad (7.45)$$

затем поправки к измеренным площадям

$$v_i = K_P \cdot P^i, \quad (7.46)$$

где знак всех поправок противоположен знаку невязки, а сумма поправок должна равняться фактической невязке с обратным знаком, т. е.

$$\sum v_i = -f_p. \quad (7.47)$$

Уравненные площади

$$P_i = P'_i + v_i. \quad (7.48)$$

Сумма уравненных площадей должна равняться теоретической величине P_T .

7.7. Фототопографическая съемка

Общие сведения. В настоящее время топографические карты и планы, а также картографические материалы специального назначения (например, планы территорий угольных, меловых, сланцевых, торфяных месторождений, карты населенных пунктов, сельскохозяйственных и лесных земель и др.) создаются и возобновляются в основном фототопографическими методами – путем получения изображений земной поверхности аппаратурой, установленной на летательных аппаратах (воздушные съемки) или на искусственных спутниках Земли (космические съемки) или же на земной поверхности (наземные фототопографические съемки).

Наука, которая изучает методы и технологию определения по фотографическим изображениям форму, размеры и планово-высотное положение объектов называется *фотограмметрией* (от греч. *phōtos* – свет, *gramma* – запись, изображение и *metrēō* – измеряю). Раздел фотограмметрии, который рассматривает составление карт и планов, называется *фототопографией*. Раздел, который изучает по снимкам с космических аппаратов изображения космических тел, а также земные природные ресурсы, экологические процессы, проблемы охраны природной среды и др. называется *космической фотограмметрией*.

Космические съемки применяются при изучении природных явлений, земных ресурсов, экологических исследованиях и сопровождаются картографированием объектов изучения. Одной из характеристик космической информации является ее разрешающая способность, т. е. минимальная линейная величина четкого

отображения контуров земной поверхности. Принято различать четыре категории разрешения для космических съемок фотографическими, оптикоэлектронными, радиолокационными, сканерными и другими методами:

- материалы низкого разрешения от 0,1–0,3 км до нескольких километров (используются в основном в гидрометеорологии);
- информация малого разрешения от 20 до 50 м (находит применение при изучении динамики природных процессов на значительных территориях, лесных пожаров и др.);
- космические съемки среднего разрешения в пределах 3–5 м (наиболее востребованы для решения научных, проектных и производственных задач);
- изображения с высоким разрешением около 1–2 м (применяются, как правило, для ограниченных по площади объектов и решения локальных задач).

Космические фотоснимки снимки высокого разрешения по графической точности соответствует топографическим картам масштаба 1:10000–1:25 000 (см. разд. 2.1). Такие снимки получают длиннофокусными фотокамерами, и в результате полоса фотографирования по ширине ограничивается до приблизительно 10 км, а повторный выход спутника на ту же или параллельную трассу происходит более чем через 1–2 месяца и реже, но фото съемка будет возможной только в отсутствии облачности. Стоимость космической съемки высокого разрешения пока еще выше стоимости аэрофотосъемки.

Аэрофотосъемка. Учитывая, что разрешение космических снимков в 1 м недостаточно для создания карт и планов масштабов 1: 5000 и крупнее, крупномасштабное картографирование выполняют с помощью воздушной съемки – аэрофотосъемки. *Аэрофотосъемкой* называют комплекс работ, который выполняется для получения топографических планов и цифровых моделей местности на основе материалов фотографирования местности с летательных аппаратов.

Наиболее распространена *плановая аэрофотосъемка*, при выполнении которой ось фотокамеры располагается вертикально

(при отклонении от вертикали не более 3°), а плоскость фотоизображения (аэрофотоснимка) практически совпадает с горизонтальной плоскостью. На плановых снимках отображается наибольший объем информации о ситуации и рельефе и других особенностях местности.

Перспективная аэрофотосъемка производится при наклонном положении оси фотокамеры. Перспективные снимки используются для оценки ландшафтных особенностей природных и искусственных объектов, экологических последствий антропогенной деятельности, дешифрирования плановых снимков.

Аэрофотоснимки получают с помощью пленочных, или же цифровых аэрофотоаппаратов, последние характеризуются наиболее высокими фотограмметрическими и технологическими показателями. На *цветных снимках* цветность изображения наиболее близка к естественной. На *спектрональных снимках* цвет избравшихся объектов заранее подбирают условным в зависимости от ряда факторов: например, породы лесонасаждений, периода вегетации и состояния сельскохозяйственных посевов, влажности земель и др. По отклонению условного цвета объекта от цвета эталонного устанавливают состояние здоровья лесов или характеристики произрастания и прогноза урожайности посевов или же нарушения экологических условий среды обитания. На *инфракрасных снимках*, полученных в инфракрасном диапазоне электромагнитных колебаний, отображаются наземные и подземные объекты, температура которых на доли градуса отличается от температуры окружающей земной поверхности, например подземные теплотрассы, тоннели неглубокого заложения. *Сканерные методы* фототопографической съемки могут выполняться видимыми или лазерными лучами при помощи соответствующей сканерной аппаратуры.

Маршруты аэрофотосъемки. Одиночная аэрофотосъемка ограничивается одним или несколькими снимками местности. *Маршрутная съемка* (рисунок 7.17, а) применяется для фотографирования местности вдоль заданного направления.

Площадная съемка (рисунок 7.17, б) производится параллельными маршрутами, которые прокладывают, как правило, вдоль

географических параллелей. С целью осуществления геометрической связи между аэрофотоснимками и возможности их совместной фотограмметрической обработки установлено продольное последовательное перекрытие снимков вдоль маршрута на 60 %, в результате обеспечивается тройное продольное перекрытие трех последовательных снимков. Для снимков соседних параллельных маршрутов установлено поперечное перекрытие на 20 %.

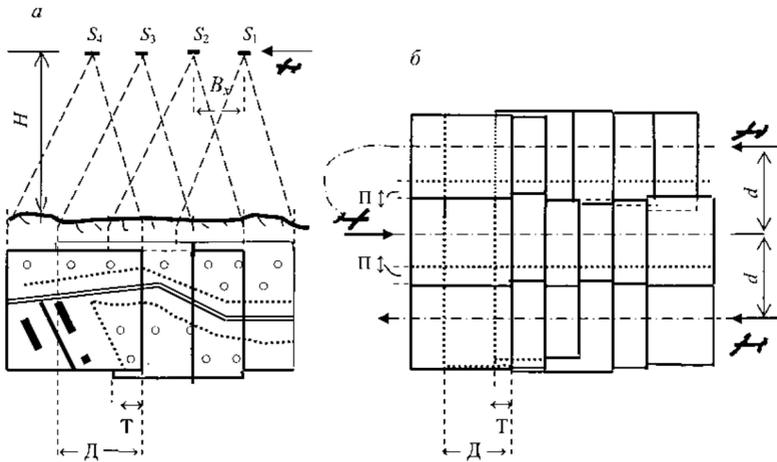


Рисунок 7.17 – Схемы аэрофотосъемки: *a* – маршрутная; *б* – площадная (S_1, S_2 – центры фотографирования, B – базис фотографирования; H – высота фотографирования; D – двойное продольное перекрытие снимков; T – тройное продольное перекрытие, Π – поперечное перекрытие)

Аэрофотоаппараты – сложные устройства. На рисунке 7.18, *a* приведена схема пленочного аэрофотоаппарата (АФА). В настоящее время применяются более совершенные – цифровые АФА, но геометрические характеристики пленочных и цифровых аэрофотоснимков описываются совпадающими математическими выражениями центральной проекции.

Над люком самолета (вертолета) аэрофотоаппарат закрепляют на амортизаторах совместно со стабилизирующим гироскопическим устройством, которое гасит вибрации АФА и удерживает его оптическую ось в вертикальном положении с точностью до

0,2–0,3° при покачиваниях самолета в полете. Автоматизация фотографирования осуществляется процессором, который задает моменты экспозиции в зависимости от скорости самолета, высоты полета и размера кадров фотоизображения. В пленочном АФА после экспозиции пленка автоматически перемещается на один кадр.

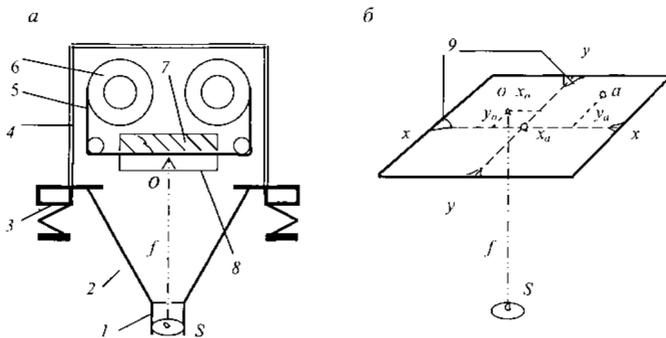


Рисунок 7.18 – Схема АФА и снимка: *а* – общая схема; *б* – плоскость снимка; 1 – объектив; 2 – конус фотокамеры; 3 – амортизатор; 4 – корпус; 5 – фотопленка; 6 – кассета; 7 – прижимная доска; 8 – стеклянная пластина с кадровой рамкой; 9 – координатные метки; f – фокусное расстояние АФА; S – центр проекции; x - x и y - y – оси абсцисс и ординат в плоскости снимка

Объектив АФА должен отвечать высоким требованиям на геометрическую точность построения изображения в плоскости снимка. Четкое изображение в плоскости негатива (рисунок 7.17, *б*) получается при *главном фокусном расстоянии* АФА $S_o = f$, которое равно расстоянию между центром проекции объектива S и плоскостью негатива в его главной точке O . Главное фокусное расстояние f аэрофотокамеры постоянно, рассчитано на бесконечное удаление предмета фотографирования и определено с высокой точностью.

По величине главного фокусного расстояния аэрофотоаппараты подразделяют на короткофокусные ($f = 50 - 140$ мм), среднефокусные ($f = 200$ мм) и длиннофокусные ($f = 350$ и 500 мм). Пленочные АФА выпускались для получения кадров размером 18×18 , 23×23 и 30×30 см. Цифровые АФА обеспечивают развертку кадров до заданного формата, например 40×40 см.

Подготовка к аэрофотосъемке. В техническом задании на аэрофотосъемку указывают объект фотографирования, его границы, масштаб фотографирования $1 : m$ (масштаб негативов при пленочной съемке), высоту фотографирования H , главное фокусное расстояние f АФА.

Аэрофотосъемка выполняется в масштабе $1 : m$, в несколько раз более мелком, чем масштаб $1 : M$ создаваемой карты, т. е.

$$m : M = K > 1, \quad (7.49)$$

где K – коэффициент трансформирования или коэффициент укрупнения масштаба конечного фотоизображения. При фотографировании на фотопленку вследствие ее зернистости коэффициент ограничивают до значений $K = 3-4$. При фотографировании цифровым АФА выбирают коэффициент $K = 20-100$ и больший в зависимости от разрешения цифровой фотоаппаратуры и масштаба создаваемой карты.

До начала аэрофотосъемки на полетную карту масштаба $1 : Mп$ наносят оси параллельных маршрутов через равные расстояния

$$d = B_y / Mп, \quad (7.50)$$

где B_y – заданная величина поперечного перекрытия аэроснимков:

$$B_y = ml (100 - P_y) / 100, \quad (7.51)$$

где l – длина стороны снимка; P_y – заданный процент поперечного перекрытия снимков.

Базис фотографирования B_x (расстояние между последовательными центрами фотографирования S_i (см. рисунок 7.17, а) равен

$$P_x = ml (100 - P_x) / 100. \quad (7.52)$$

Интервал времени между моментами фотографирования зависит от величины базиса фотографирования, скорости самолета, направления и скорости ветра.

Летно-съемочные работы. Фотографирование местности для картографирования производят в безоблачную погоду при высоком стоянии Солнца, весной до распускания листвы на деревьях. Скорость самолета должна быть до 400 км/час. Радиовысомером определяют высоту полета над земной поверхностью

с погрешностью 1–1,5 м. Современные спутниковые приборы дают возможность определять пространственные координаты центра фотографирования в полете с точностью около 1 м. На каждом аэроснимке отображаются: его номер, показания часов, высотомера и круглого уровня.

Первичная обработка материалов аэросъемки. Фотолабораторная химическая обработка пленочных аэрофильмов проводится при строгом режиме в соответствующих растворах. Материалы цифровой аэросъемки обрабатывают с помощью компьютера. Местность отображается на снимках в масштабе $1 : m$.

Накидной монтаж пленочных аэроснимков производят для проверки качества результатов летно-съемочных работ: снимки совмещают по одноименным контурам в единую картину, прижимая их грузиками к поверхности стола. С накидного монтажа делают фоторепродукцию в масштабе в 5–6 раз более мелком, чем масштаб смонтированных снимков.

Методом сканирования пленочных фотоизображений получают их цифровые аналоги. Цифровые снимки совмещают в единую картину с помощью компьютера. По накидному монтажу или компьютерному изображению определяют прямолинейность маршрутов, фактические величины продольного и поперечного перекрытий снимков, качество фотоизображений, углы наклона снимков (по показаниям уровня), их развороты относительно трассы полета.

Плановые аэрофотоснимки, их масштаб. Фотоизображения равнинной местности относят к плановым, если отклонение оси аэрофотоаппарата от отвесной линии не превышает 3° . При этом плоскость снимка Pc и предметная плоскость (местности) P располагаются практически горизонтально (рисунок 7.19). В момент экспозиции на снимке изображаются контуры местности и координатные метки внутренних осей x и y (см. рисунок 7.18, б). Контуры местности изображаются в *центральной проекции*, схема которой приведена на рисунке 7.19, на которой для упрощения геометрических построений плоскость снимка Pc помещена между центром проекции S и предметной плоскостью P на постоянном фокусном расстоянии f . Световые лучи проходят через центр

проекция S объектива, не меняя своего направления. Расстояние H от центра S до предметной плоскости (местности) называется *высотой фотографирования*.

Из пропорционального подобия фигур в центральной проекции на горизонтальном снимке и предметной плоскости следует, что рассматриваемый снимок является планом, его масштаб равен

$$1/m = f/H = ce/CE = d/D, \quad (7.53)$$

где ce и CE – пропорциональные отрезки на плоскостях снимка и предметной; d – длина изображения отрезка 1–2 на снимке; D – длина горизонтального отрезка 1–2 на местности.

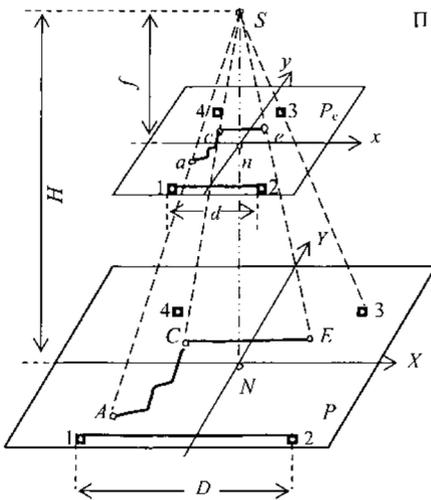


Рисунок 7.19 – Центральная проекция и масштаб планового снимка равнинной местности: P_c – плоскость снимка; P – предметная плоскость (местности)

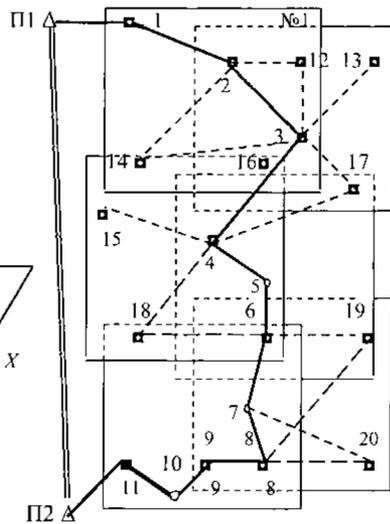


Рисунок 7.20 – Опорные точки и их плановая привязка теодолитным ходом и полярным способом

Плановая и высотная привязка аэрофотоснимков. Для плановысотной привязки аэрофотоснимков на каждом из них необходимо дешифрировать не менее четырех четко распознаваемых точек местности (пересечения дорог, углы контуров, строений и т. п.) и определить их геодезические координаты x , y , H .

Такие точки именуют *опознаками*. Наиболее оперативно координаты опознаков определяют при помощи спутниковых геодезических приборов. Плановые и высотные координаты каждого опознака определяют также теодолитными ходами и различными засечками (рисунок 7.16) с точностью не грубее 0,3 мм в масштабе плана, а отметки – с точностью технического нивелирования.

Масштабирование плановых аэрофотоснимков. Приведение изображения на снимке к заданному масштабу осуществляется либо с помощью фототрансформатора (по пленочным негативам), либо с помощью компьютера (цифровые отображения).

Сущность масштабирования фотоизображения на бумажном носителе состоит в следующем. На план наносят координатную сетку и в заданном масштабе наносят по координатам четыре опорные точки, опознанные на данном кадре аэрофильма, например для аэронегатива № 1 (см. рисунок 7.20) – точки 1, 12, 13, 3. На негативе № 1 в опорных точках пробивают отверстия диаметром около 1 мм, затем негатив вставляют в кассету фототрансформатора и включают осветительное устройство, создающее световые проецирующие лучи, проходящие через опорные отверстия в негативе. На экран фототрансформатора кладут план и, перемещая экран вдоль оси проектора, наклоняя экран, добиваются, чтобы четыре световых проецирующих луча совместились с соответствующими опорными точками на планшете. Затем на планшет кладут фотобумагу, экспонируют на нее изображение с негатива. После проявки и закрепления фотокадры представляют фрагменты *фотоплана местности*.

Для составления фотоплана на планшеты данного масштаба наносят опознаки по их координатам и каждый масштабированный фотоотпечаток монтируют на планшет, совмещая одноименные опорные точки (изображения опознаков). Перекрывающиеся снимки прорезают. Основную часть каждого снимка приклеивают к планшету безводным клеем. Точность фотоплана контролируют по положению опознаков и величинам несовпадения контуров вдоль линий разреза и вдоль рамок соседних планшетов.

Компьютерная обработка цифровых аэрофотоснимков производится по специальным программам. В результате получаются

цифровые модели планов местности в ортогональной проекции. Высокоточный принтер (плоттер), связанный с компьютером, обеспечивает печать на бумажном носителе планшетов размером 50×50 см в цветном изображении и с соблюдением условных топографических знаков.

Искажения аэрофотоснимка на рельеф. На горизонтальном снимке неровной местности (рисунок 7.21) масштаб ее изображения получается переменным в зависимости от высоты неровностей. Для горизонтальных участков местности, расположенных вблизи точки A (на возвышении), точки надира N (в горизонтальной предметной плоскости EE), точки B (в понижении) высота фотографирования равна соответственно $H - h_A$, H и $H + h_B$, а масштаб соответствующих участков фотоизображения в плоскости C снимка принимает значения

$$1 : mA = f : (H - h_A); 1 : mN = f : H; 1 : mB = f : (H + h_B). \quad (7.54)$$

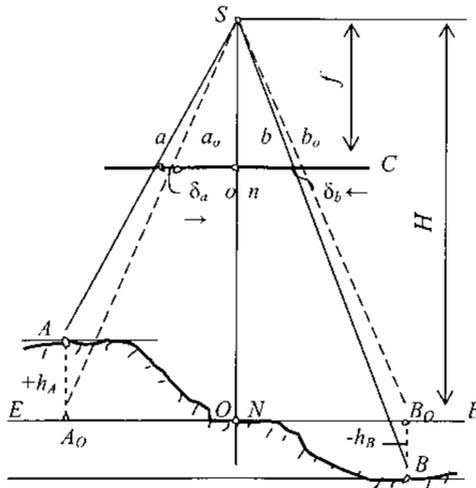


Рисунок 7.21 – Смещения точек аэрофотоснимка при неровном рельефе местности

На отвесном проецирующем луче SN аэрофотоаппарата расположены точки надира n (на снимке) и N (на предметной плоскости EE). Точки местности A и B в центральной проекции изоб-

ражаются на снимке в точках a и b . Но для получения их изображения ao и bo в отвесной проекции точки местности A и B теоретически следует отвесно спроецировать на предметную горизонтальную плоскость EE в точки AO и BO . Проецирующие лучи SAO и SBO определяют, что для исправления искажений изображения, вызванных рельефом, точки снимка a и b необходимо сместить в положение ao и bo в радиальных направлениях относительно точки надира n . Величины радиального смещения δ элементов изображения в точки ao и bo рассчитывают по формуле

$$\delta_a = rh / H = rh / fm, \quad (7.55)$$

где r – радиальное расстояние участка изображения от точки надира n на снимке.

Искажения фотоизображения, вызванные рельефом, устраняют компьютерной обработкой числовой модели стереопары снимков.

Стереопара аэрофотоснимков. Два соседние перекрывающиеся аэрофотоснимки образуют стереопару. Рассматривая стереоснимки двумя глазами, наблюдатель воспринимает объемное изображение земной поверхности и ее предметов. Линейные зависимости, формирующие модель стереоизображения, заложены в конструкцию фотограмметрических стереоскопических приборов и в компьютерные программы обработки стереоизображения для получения топографических планов местности.

В полете самолета расстояние B между центрами проекции S_I и S_{II} (рисунок 7.22) образует *базис фотографирования*. В центральной проекции изображения местности фиксируются на левом и правом снимках в масштабе $1 : m$. Снимки стереопары взаимно ориентируют на стереоприборе и тем создают стереоскопическую картину, подобную самой местности. Масштаб стереомодели $1 : m_M$ равен отношению базиса модели b_M к базису фотографирования B , т. е.

$$1 : m_M = b_M : B. \quad (7.56)$$

Для правильного взаимного ориентирования и создания неискаженной стереомодели в заданном масштабе снимки необходимо трансформировать в этот масштаб и ориентировать относительно опорных геодезических пунктов, используя изображения опознаков.

Измерение на стереомодели превышений. В идеальном случае базис фотографирования B , а также плоскости левого и правого снимков стереопары будут горизонтальны (см. рисунок 7.18). На снимках находят главные точки $o_{\text{л}}$ и $o_{\text{п}}$ и опознают их на соседних снимках. Оси абсциссов совмещают с направлением, проходящим через собственную главную точку и опознанную точку соседнего снимка.

Точка A предметной плоскости E (местности) изображена на левом

снимке в точке $a_{\text{л}}$, на правом – в точке $a_{\text{п}}$, их абсциссы соответственно равны $+x_{\text{л}}$ и $-x_{\text{п}}$ (в масштабе стереомодели). Разность абсциссов изображения одной и той же точки на левом и правом снимках стереопары называется *продольным параллаксом* p

$$p = +x_{\text{л}} - x_{\text{п}}. \quad (7.57)$$

Продольный параллакс точки A (см. рисунок 7.22) равен

$$p_a = +x_{a_{\text{л}}} - x_{a_{\text{п}}} = x_{a_{\text{л}}} + |x_{a_{\text{п}}}|. \quad (7.58)$$

Аналогично определяются продольные параллаксы точек c и d , которые лежат в вертикальной плоскости $O_{\text{л}}S_{\text{л}}S_{\text{п}}O_{\text{п}}$:

$$p_c = x_{c_{\text{л}}} - x_{c_{\text{п}}}; p_d = x_{d_{\text{л}}} - x_{d_{\text{п}}}. \quad (7.59)$$

Чтобы показать на правом снимке точки $c'_{\text{л}}$ и $k'_{\text{л}}$, соответствующие точкам $c_{\text{л}}$ и $k_{\text{л}}$ на левом снимке, проведем лучи $S_{\text{п}}c'_{\text{л}} \parallel S_{\text{л}}c_{\text{л}}$. Для подобных треугольников $S_{\text{л}}S_{\text{п}}C$ и $c_{\text{п}}c'_{\text{л}}S_{\text{п}}$ справедливо соотношение $B/H_C = p_c / f$, из которого находим зависимость между параметрами фотографирования и продольным параллаксом p_c

$$H_C = Bf / p_c. \quad (7.60)$$

Из формулы (7.60) получаем также величину базиса b фотографирования в масштабе снимков $1 : m$

$$p_c = Bf / H_C = B / m = b. \quad (7.61)$$

Для точки K местности высота фотографирования

$$H_K = H_C - h = Bf / p_K. \quad (7.62)$$

Превышение h между точками K и C (см. рисунок 7.22) равно разности высот фотографирования:

$$\begin{aligned} h &= H_K - H_C = Bf / p_K - Bf / p_c = \\ &= [Bf / p_c](p_K - p_c) = H_C \Delta p / p_c, \end{aligned} \quad (7.63)$$

где $\Delta p = p_K - p_c$ – разность продольных параллаксов точек c и k , которую измеряют по снимкам стереопары.

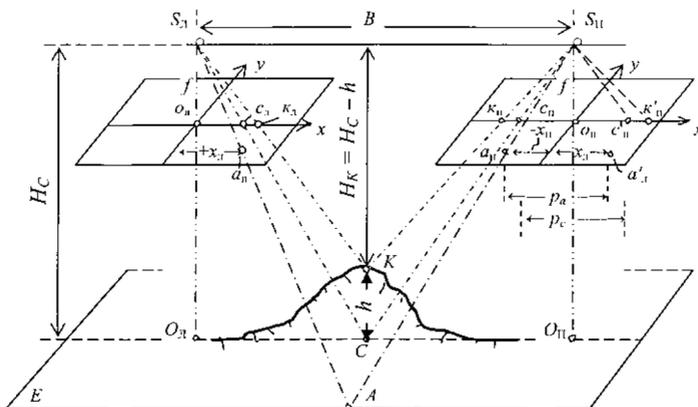


Рисунок 7.22 – Продольный параллакс одноименных точек на стереоскопических снимках

Согласно формуле (7.61) $p_c = b$, поэтому

$$p_K = p_c + \Delta p = b_c + \Delta p,$$

и тогда формула (7.63) принимает вид

$$h = H_C \Delta p / (bc + \Delta p). \quad (7.64)$$

Если превышения невелики и разность продольных параллаксов $\Delta p \leq 1-2$ мм, то значения h можно вычислять по приближенной формуле

$$h = H \Delta p / b = H \Delta p / p. \quad (7.65)$$

Чтобы оценить, с какой точностью необходимо измерять разности продольных параллаксов, воспользуемся формулой (7.65) и напишем $\Delta p = hp/H = hb/H$, а согласно формуле теории погрешностей (3.24) искомая погрешность $m\Delta p = mh b/H$. При $mh = 0,1$ м; $b = 150$ мм и $H = 1000$ м находим $m\Delta p \approx 0,015$ мм. С такой точностью разности продольных параллаксов измеряют по стереоснимкам с помощью специальных фотограмметрических приборов или вычисляют компьютерными методами.

Изображение рельефа горизонталями. Фотограмметрические приборы обеспечивают определение численных значений высотных координат необходимого количества точек на видимой поверхности стереоскопической модели местности и высоты объектов. Отметки точек определяются относительно отметок опо-

знаков и других опорных точек. Горизонталы для изображения рельефа можно проводить на снимке по стереоскопической модели в фотограмметрическом приборе вручную относительно подписей отметок земли. Компьютерные технологии обеспечивают автоматизацию составления топографических планов.

7.8. Понятие о цифровых моделях местности

Топографические и маркшейдерско-геодезические планы, профили, другие чертежи местности и полезных ископаемых являются графическими отображениями наземной ситуации и рельефа, а также контуров подземных залежей. Математическое и цифровое описание таких объектов применяется в компьютерных системах сбора, регистрации и обработки данных о местности и недрах и используется в технологиях системного автоматизированного решения многообразных маркшейдерско-геодезических задач в процессе инженерных изысканий, проектирования и эксплуатации горных предприятий, извлечения полезных ископаемых, восстановления нарушенных земель и др.

Цифровой моделью местности (ЦММ) называют совокупность точек местности с известными координатами x_i , y_i , H_i и различными кодовыми обозначениями, предназначенными для замены реальных геометрических форм, отображающих на планах земные объекты, другими геометрическими формами, которые соответствуют математическому языку ЭВМ. Например, кривые линии контуров и горизонталей заменяются ломаными, такие замены называются аппроксимациями, но в дальнейшем при переходе к изображению названных кривых на дисплее компьютера или в графической форме на плане восстанавливается их кривизна соответствующими компьютерными подпрограммами. ЦММ составляются для ситуации, рельефа, почвенно-грунтовых, гидрологических, геологических, метеорологических и других характеристик местности. При геометрическом описании полезных ископаемых составляются ЦМГН – цифровые модели геометризаций недр. Информационная емкость цифровых моделей объектов, как правило, значительно больше информационной емкости самого подробного плана или карты. Это значит, что на

носителях информации для ЭВМ записывается значительно больше разнообразных данных, чем можно показать в графической форме на маркшейдерско-геодезическом чертеже. Математические выражения, в которые подставляются данные ЦММ для решения конкретных инженерных задач на компьютере, называются математическими моделями местности (МММ). На базе общей ЦММ разрабатываются несколько МММ различного назначения, например для составления профиля земной поверхности по оси трассы дороги, канала, профилей карьеров, геологических разрезов и др. Конкретные виды ЦММ используются при автоматизированном проектировании объектов линейного вида, учете объемов извлечения полезных ископаемых и пустой породы и т. п. Автоматизированное проектирование инженерных сооружений ведется на уровне компьютерных систем автоматизированного проектирования (САПР) с получением откорректированной ЦММ и соответствующих крупномасштабных планов того же участка и объекта проектирования. Эффективность перехода от графического моделирования местности и геологических образований (планы, профили, разрезы) к цифровому, и математическому зависит от возможностей применяемой геодезической техники в автоматизации топографических съемок, специальных угломерных и нивелирных работ, возможностей записи результатов полевых измерений в карты памяти. К таким приборам относятся электронные тахеометры и автоматизированные нивелиры. Современные средства аэрофотосъемки и сканирования земной поверхности с самолета в сочетании с наземным фотографированием представляют наиболее полные данные для получения ЦММ.

Виды цифровых моделей местности. Цифровые данные о местности записывают для точек, которые в проекции на горизонтальную плоскость расположены либо в вершинах правильных фигур, либо распределены иными способами. Применяемые виды ЦММ подразделяются на несколько групп.

Регулярными ЦММ называются такие, в которых точки модели совмещены с узловыми точками геометрически правильных сеток (треугольных, прямоугольных, шестиугольных), которые

как бы накладывают на поверхность аппроксимации (рисунок 7.23, а, б).

Нерегулярные ЦММ более разнообразны. К ним относится система точек на магистралях и поперечниках (рисунок 7.23, в). Данная конкретная модель получается в результате съемки местности соответствующим способом (рисунок 7.23, б).

Иной вид нерегулярной ЦММ создается на основе крупномасштабных планов и карт, когда массив точек, определяемых координатами x_i , y_i и H_i , размещается на горизонталях через заданные интервалы (рисунок 7.23, з). Данные регистрируются с помощью специального прибора – дигитайзера при перемещении его визира вдоль горизонтали плана.

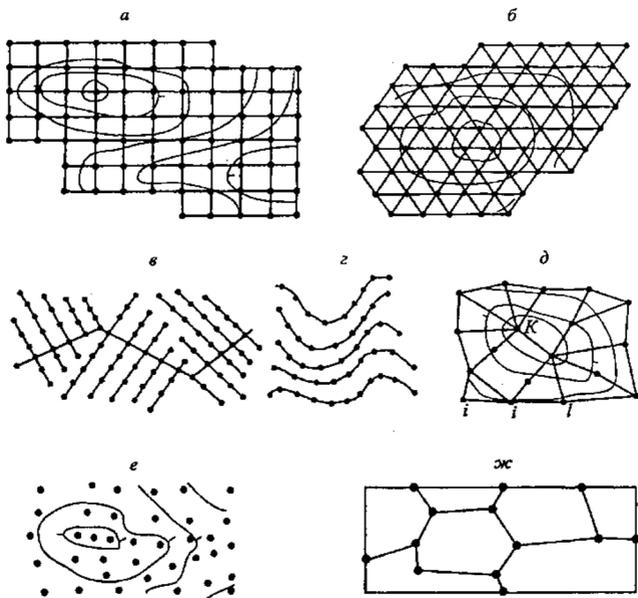


Рисунок 7.23 – Геометрические виды цифровых моделей местности: а, б – в вершинах прямоугольных и треугольных сеток; в – на поперечниках к магистральному ходу; г – на горизонталях, д – на структурных линиях, е – статистические; ж – на контурах

Структурные ЦММ могут строиться, например, по данным тахеометрической съемки (рисунок 7.23, д). Структурные линии соединяют точки, между которыми определяется положение горизонталей.

Статистические ЦММ основаны на определении координат точек, случайно и достаточно равномерно выбранных на местности (рисунок 7.23, е).

Контурные ЦММ относятся к простейшим (рисунок 7.23, ж). В них определяются плановые координаты точек контуров местности, задающих положение прямых отрезков линейных объектов.

Методы получения данных для формирования ЦММ основаны на результатах наземных топографических съемок или обработки материалов аэрофото и сканерной съемок, а также измерений по крупномасштабным топографическим планам. Данные, полученные непосредственными измерениями на местности, являются наиболее точными (координаты точек теодолитных ходов, абрисы съемки ситуации, материалы тахеометрической съемки, нивелирования поверхности).

При использовании для построения ЦММ существующих топографических карт и планов и материалов аэрофотосъемки анализируют их точность и, если она недостаточна, то переходят к съемкам местности. Необходимое разрешение цифровой модели выбирается с учетом требуемой точности решаемых с ее помощью инженерных задач. В числе общих требований: погрешность планового положения контуров ситуации не должна выходить за пределы 1 мм в масштабе плана; погрешности высот при моделировании рельефа не должны выходить за пределы 1/4 высоты сечения рельефа для равнинной местности и 1/2 высоты сечения в пересеченной. В равнинной местности среднее расстояние между точками исходного массива (см. рис. 7.23, а, б, в, г) принимается равным 20–30 м, в пересеченной – 10–15 м.

Инженерные задачи, решаемые с использованием цифровых и математических моделей местности. В САПР ряда объектов строительства с применением ЦММ и МММ получены методы решения многих инженерных задач, среди них:

- выбор оптимального положения на местности автомобильных дорог, каналов;
- получение продольного профиля и поперечных профилей сооружений линейного вида (дорог, каналов, трубопроводов и др.);
- получение геологических разрезов по заданным маршрутам;
- проектирование преобразованного рельефа на площадках застройки или отвалов вскрышных пород и определение в них объемов земляных масс.

Разрабатываются решения многих других задач, например, по оптимизации процессов проектирования искусственного рельефа с учетом требований по минимизации нарушений естественной природной среды.

Перечень использованных источников

1. *Богатов С.Ф., Перфилов В.Ф., Скогорева Р.Н., Усова Н.В.* Геодезия: учебник для вузов. М.: Высш. шк., 1988.
2. *Большаков В.Д., Левчук Г.П.* Справочник геодезиста: в 2 кн. Кн.1. М.: Недра, 1985.
3. *Большаков В.Д., Левчук Г.П., Ключин Е.Б.* Справочное пособие по прикладной геодезии. М.: Недра, 1987.
4. *Бориц-Компоницец В.И.* Основы геодезии и маркшейдерского дела. М.: Недра, 1987.
5. *Закатов П.С.* Инженерная геодезия: учебник для вузов. М.: Недра, 1976.
6. *Закатов П.С.* Курс высшей геодезии: учебник для вузов. М.: Недра, 1976.
7. *Зенин В.Н., Зенин О.В.* Нивелиры: методические указания к лабораторным работам. Бишкек: Изд-во КРСУ, 2002.
8. *Зенин В.Н., Зенин О.В.* Теодолиты: методические указания к лабораторным работам. Бишкек: Изд-во КРСУ, 2003.
9. Инструкция по топографической съемке в масштабах 1:5000, 1:2000, 1:1000 и 1:500. ГКИНП-02033-82. М., 1985.
10. *Куштин И.Ф., Куштин В.И.* Инженерная геодезия: учебник. Ростов н/Д.: Феникс, 2002.
11. *Лазарев Т.Е., Самошкин Е.М.* Основы геодезии: учеб. пособие для техникумов. М.: Недра, 1980.
12. *Машимов М.М.* Геодезия. Теоретическая геодезия. Справочное пособие. М.: Недра, 1991.
13. *Найдин И.Н., Найдина К.В.* Руководство к практическим занятиям по геодезии и маркшейдерскому делу: учеб. пособие для техникумов. М.: Недра, 1981.
14. *Омельченко А.Н.* Терминологический словарь по маркшейдерскому делу. М.: Недра, 1987.
15. *Поклад Г.Г.* Геодезия: учебник для вузов. М.: Недра, 1988.
16. *Попов В.Н., Чекалин С.И.* Геодезия: учебник. М.: Мир горной книги, 2007.
17. *Родионов В.И.* Геодезия. М.: Недра, 1987.

18. *Родионов В.И., Волков В.Н.* Задачник по геодезии. М.: Недра, 1987.
19. *Турсбеков С.В.* Маркшейдерско-геодезические приборы: учеб. пособие. Алматы: КазНТУ, 2008.
20. Условные знаки для топографических планов масштабов 1:5000, 1:2000, 1:1000, 1:500. Гл. упр. геодезии и картографии при СМ СССР. М.: Недра, 1989.
21. *Ушаков И.Н.* Маркшейдерское дело: учебник для вузов: в 2 ч. М.: Недра, 1989.
22. *Федоров Б.Д., Коробченко Ю.В.* Основы геодезии и маркшейдерского дела: учебник для техникумов. М.: Недра, 1985.
23. *Федотов Г.А.* Инженерная геодезия: учебник. М.: Высш. шк., 2002.
24. *Фролова Г.П.* Инженерная геодезия: методические указания к лабораторным работам. Бишкек: Изд-во КРСУ, 2011.

СОДЕРЖАНИЕ

Краткие сведения из истории развития геодезии	3
Г Л А В А 1. ОСНОВНЫЕ ПОНЯТИЯ ГЕОДЕЗИИ	5
1.1. Предмет геодезии	5
1.2. Фигуры земли, их размеры и метод ортогональной проекции.....	6
1.3. Основные системы геодезических координат	12
1.4. Ориентирование.....	19
1.5. Прямая и обратная геодезические задачи	24
1.6. Понятие о государственной геодезической сети и съемочных сетях.....	26
1.7. Понятие о спутниковых системах местоопределения и современных геодезических опорных сетях.....	31
Г Л А В А 2. ТОПОГРАФИЧЕСКИЕ КАРТЫ, ПЛАНЫ И ЧЕРТЕЖИ.....	44
2.1. Понятие о картах и планах. Масштабы	44
2.2. Номенклатура топографических карт и планов	48
2.3. Условные знаки топографических карт и планов	52
2.4. Решение инженерно-геодезических задач по картам и планам	58
2.5. Ориентирование карты на местности	64
Г Л А В А 3. ЭЛЕМЕНТЫ ТЕОРИИ ПОГРЕШНОСТЕЙ И КОНТРОЛЯ ТОЧНОСТИ РЕЗУЛЬТАТОВ ИЗМЕРЕНИЙ.....	69
3.1. Геодезические измерения и оценка их точности.....	69
3.2. Статистические характеристики погрешностей результатов равноточных измерений	74
3.3. Средняя квадратическая погрешность функции измеренных величин	77
3.4. Элементы математической обработки результатов неравноточных измерений	81
3.5. Технические средства и правила вычислений	83

Г Л А В А 4. ИЗМЕРЕНИЯ УГЛОВ	86
4.1. Горизонтальные и вертикальные углы и устройство теодолитов	86
4.2. Типы теодолитов	99
4.3. Поверки и юстировки теодолитов	102
4.4. Измерение горизонтальных углов	107
4.5. Измерение вертикальных углов	113
Г Л А В А 5. ИЗМЕРЕНИЯ РАССТОЯНИЙ.....	118
5.1. Механические приборы для измерения расстояний.....	118
5.2. Светодальномеры	128
5.3. Оптические дальномеры	133
5.4. Учет значимости погрешностей измерения углов и расстояний при обосновании точности маркшейдерско-геодезических работ.....	138
Г Л А В А 6. ИЗМЕРЕНИЯ ПРЕВЫШЕНИЙ	141
6.1. Геометрическое нивелирование	141
6.2. Приборы для геометрического нивелирования	145
6.3. Поверки и юстировки нивелиров	151
6.4. Тригонометрическое нивелирование.....	156
6.5. Сведения о современных нивелирах и видах нивелирования	160
Г Л А В А 7. ТОПОГРАФИЧЕСКИЕ СЪЕМКИ	163
7.1. Плановое съёмочное обоснование. Теодолитные ходы...	163
7.2. Высотное съёмочное обоснование. Техническое нивелирование, теодолитно-тахеометрические ходы.....	177
7.3. Теодолитная съёмка	185
7.4. Тахеометрическая съёмка.....	189
7.5. Составление топографического плана.....	195
7.6. Определение площадей.....	202
7.7. Фототопографическая съёмка	210
7.8. Понятие о цифровых моделях местности	223
Перечень использованных источников	228

Абдиев Арстанбек Раимбекович

ГЕОДЕЗИЯ

Учебное пособие

Редактор *И.С. Волоскова*
Компьютерная верстка *Д.Ю. Иванова*

Подписано в печать 25.05.2017.
Печать офсетная. Формат 60×84^{1/16}.
Объем 29,25 п. л. Тираж 100 экз. Заказ 84

Издательство КРСУ
720000, г. Бишкек, ул. Киевская, 44

Отпечатано в типографии КРСУ
720048, г. Бишкек, ул. Горького, 2