



студентам
высших
учебных
заведений

В.П. Подшивалов М.С. Нестеренок

ИНЖЕНЕРНАЯ ГЕОДЕЗИЯ



В.П. Подшивалов М.С. Нестеренок

ИНЖЕНЕРНАЯ ГЕОДЕЗИЯ

Утверждено
Министерством образования
Республики Беларусь
в качестве учебника для студентов
высших учебных заведений по строительным
специальностям



Минск
«Вышэйшая школа»

УДК 528.48(075.8)
ББК 26.1я73
П56

Рецензенты: кафедра «Изыскания и проектирования дорог» Белорусского государственного университета транспорта (кандидат технических наук, доцент *М.М. Иванова*); кандидат технических наук, доцент *Л.Ф. Зуева*

Все права на данное издание защищены. Воспроизведение всей книги или любой ее части не может быть осуществлено без разрешения издательства

Подшивалов, В. П.

П56 Инженерная геодезия : учебник / В. П. Подшивалов, М. С. Нестеренок. – Минск : Выш. шк., 2011. – 463 с. : ил. ISBN 978-985-06-1957-0.

Рассматриваются основы теории и практики инженерно-геодезических работ в промышленном и гражданском строительстве в объеме, необходимом для усвоения значения геодезического обеспечения геометрической точности строительства. Даны сведения о современных средствах измерений, применяемых в геодезии (электронных тахеометрах, лазерных рулетках, спутниковых приборах, сканерах).

Для студентов вузов, учащихся ССУЗов, преподавателей. Будет полезен практическим работникам строительной отрасли.

УДК 528.48(075.8)
ББК 26.1я73

ISBN 978-985-06-1957-0

© Подшивалов В.П., Нестеренок М.С., 2011
© Издательство «Вышэйшая школа», 2011

ОТ АВТОРОВ

Инженер-строитель *должен знать* назначение и методы производства геодезических работ на всех этапах строительства, а также при эксплуатации различных сооружений; технологию топографо-геодезических съемок, представляющих неотъемлемую часть комплекса инженерных изысканий, использование топографических планов и цифровых моделей местности при проектировании и размещении на местности зданий, сооружений и инженерных сетей.

Инженер-строитель *обязан уметь* выполнять доступные типичные разбивочные работы в процессе текущих строительно-монтажных операций на строительной площадке, производить исполнительные съемки, документально отражающие соответствие геометрической точности монтажа конструкций проектным требованиям.

Теоретические знания и практические умения по инженерной геодезии необходимы строителям всех специальностей для взаимодействия с работниками геодезической службы, обеспечивающими выполнение основного комплекса работ по геодезическому обеспечению строительства.

Учебник написан в соответствии с типовой учебной программой курса «Инженерная геодезия», утвержденной Министерством образования Республики Беларусь 15.06.2009 г. (регистрационный номер ТД–J.021/тип.) для студентов вузов специальностей строительного профиля:

1-70 01 01 Производство строительных изделий и конструкций;

1-70 02 01 Промышленное и гражданское строительство;

1-70 02 02 Экспертиза и управление недвижимостью;

1-70 04 01 Водохозяйственное строительство;

1-70 04 02 Теплогазоснабжение, вентиляция и охрана воздушного бассейна;

1-70 04 03 Водоснабжение, водоотведение и охрана водных ресурсов;

1-70 07 01 Строительство тепловых и атомных станций;

1-08 01 01-05 Профессиональное обучение (строительство).

В учебнике содержится информация по новым приборам и современным технологиям производства геодезических измерений на строительной площадке, их обработке и представления в цифровом виде.

Замечания и предложения по настоящему изданию просим присылать по адресу: издательство «Вышэйшая школа», пр. Победителей, 11, 220048, Минск.

ВВЕДЕНИЕ

Краткие сведения о развитии геодезии

Геодезия возникла в глубокой древности, когда появилась необходимость ориентирования на местности, межевания объектов землевладений и измерения их площадей. Для решения этих задач, а также при строительстве различных сооружений определенных геометрических форм и размеров выполнялись специальные измерения на местности. По их результатам задавали уклоны искусственных водотоков, составляли чертежи участков земной поверхности и сооружений на ней. В Древнем Египте, в античной Греции в IV–II вв. 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 оформилась наука *геометрия* (землеизмерение). Термин *геодезия* (землеразделение) впервые встречается в трудах Аристотеля (384–322 гг. до н.э.) для обозначения различия между теоретическими и практическими задачами единой того времени науки о межевании земель, включающей расчеты их площадей и описание средств измерений на местности. Основные теоремы, формирующие научные основы геометрии, имели практический смысл. Например, Пифагоров треугольник служил для построения прямого угла на местности, число π – для расчета радиуса окружности заданной длины и др. Научные основы геодезии того времени отражены в трудах Герона Александрийского «О диоптрах», «Измерение площадей». Эратосфен (276–194 гг. до н.э.) из определений длины отрезка сферической прибрежной полосы поверхности моря рассчитал близкий к действительному радиус Земли (≈ 6 тыс. км).

В древние времена зародились принципы практического применения геометрических понятий к созданию и применению простейших измерительных устройств (мерных шнуров, отвесов, угольников, угломеров, водяных уровней) для придания заданной геометрии различным видам возводимых сооружений (зданиям, башням, пирамидам, водопроводам и др.).

В исторически длительном процессе постепенного усовершенствования методов геодезических измерений по изучению

и картографированию земной поверхности в 1616 г. голландский ученый Снеллиус предложил определять большие расстояния методом триангуляции, из решения цепочки треугольных фигур, в которых измерены все горизонтальные углы и не менее двух базисных сторон.

Для подтверждения закона всемирного тяготения И. Ньютона и его теоретических выводов о полярном сжатии Земли использовались астрономо-геодезические измерения. Ученые Французской академии наук в 1735–1736 гг. методом триангуляции определили длину и разность широт отрезка дуги меридиана вблизи экватора (Перуанские градусные измерения) и вдоль границы Финляндии и Швеции (Лапландские градусные измерения). В результате было подтверждено существование полярного сжатия планеты и впервые достаточно точно для того времени были определены размеры земного эллипсоида. По мере накопления результатов градусных измерений по определению формы и размеров Земли к 1795 г. во Франции была установлена единица длины *метр*, равная 1 : 40 000 000 длины дуги «парижского меридиана».

Первые научно обоснованные геодезические работы на территории современной Беларуси начались в 1816–1821 гг., когда корпусом военных топографов была создана первая в России Виленская опорная сеть триангуляции и на ее основе получены точные топографические карты. В годы существования СССР территория республики была обеспечена пунктами опорных геодезических сетей (в виде составной части геодезической сети СССР), на их основе создавались необходимые для народного хозяйства и обороны страны топографические карты масштаба 1 : 10 000 и 1 : 25 000, крупномасштабные планы городов, промышленных предприятий, сельскохозяйственных и лесных земель.

После 1960-х гг. оптико-механические геодезические приборы и относительно простые вычислительные устройства стали активно заменяться высокоавтоматизированными электронно-цифровыми измерительными комплексами и компьютерными технологиями обработки результатов измерений для получения баз картографо-геодезических данных. Спутниковые методы позиционирования и дистанционного зондирования получили эффективное применение для решения задач геодезии и картографии с 1990-х гг., обеспечивая высокую точность, производительность и снижение трудоемкости.

Высокую геометрическую точность строительства и установки технологического оборудования энергетических объектов, уникальных зданий и сооружений строители обеспечивают в сотрудничестве с работниками геодезической службы строительных и специализированных геодезических организаций. В геодезическом обеспечении строительства применяются современные высокоточные теодолиты, цифровые нивелиры, лазерные светодальномеры, электронные тахеометры.

ОСНОВНЫЕ ПОНЯТИЯ ГЕОДЕЗИИ

1.1. Предмет геодезии и его применение в строительстве

В процессе развития геодезии выделился ряд связанных между собой научных дисциплин. Среди них следует назвать те, которые в определенной мере учитываются или используются в геодезическом обеспечении строительства:

- *космическая (спутниковая) геодезия*, рассматривающая методы координатных описаний движения искусственных спутников Земли в режиме реального времени для решения геодезических задач методами, основанными на определении расстояний от наземных приемников до спутников, излучающих специальные радиосигналы;

- *высшая геодезия*, изучающая методы определения формы и размеров планеты Земля, методы координатных определений на ее поверхности, современные движения земной коры и их прогнозирование с использованием астрономических, гравиметрических, геодезических измерений и спутниковых систем позиционирования;

- *топография*, рассматривающая методы производства измерений на земной поверхности, аэрокосмические методы дистанционного зондирования земной поверхности, их обработки и представления для создания топографических карт и планов;

- *фотограмметрия*, рассматривающая методы расчета параметров аэрофотосъемки земной поверхности для получения стереографического изображения и пространственной модели местности, на основе которой аналитическими методами создаются топографические карты; в настоящее время внедряются технологии цифровой и космической фотограмметрии на основе сканерных съемок местности;

- *картография*, изучающая теоретические основы картографических проекций и технологию создания карт различных масштабов и назначения для отображения земной поверхности, различных природных и техногенных объектов на ней, обеспечения рациональных методов природопользования; в настоящее время развиваются методы создания и практического использования цифровых и электронных карт;

- *маркшейдерское дело*, рассматривающее применение методов геодезии при строительстве подземных сооружений (например, тоннелей) и для обеспечения геометрических задач горнодобывающей промышленности, решаемых при разведке и съемке залежей полезных ископаемых, строительстве горных сооружений, проходке и съемке горных выработок, определении их объема и положения и др.;

- *инженерная геодезия*, рассматривающая методы производства геодезических измерений в условиях строительства различных объектов. Основными задачами инженерной геодезии являются:

- топографо-геодезические изыскания, в ходе которых выполняется создание на объекте работ съемочной геодезической сети, топографическая съемка, геодезическая (координатная) привязка точек инженерно-геологических, гидрологических и других изысканий;
- инженерно-геодезическое проектирование, включающее разработку генеральных планов сооружений и их цифровых моделей; геодезическую подготовку проекта по выносу сооружений в натуру в плане и по высоте, расчеты по горизонтальной и вертикальной планировке территории застройки, определению площадей, объемов земляных работ и др.;
- геодезические разбивочные работы, включающие создание на объекте геодезической разбивочной сети и последующий вынос от нее в натуру плановых и высотных опорных точек сооружения, необходимых для придания объекту заданной геометрической формы;
- геодезическая выверка конструкций и технологического оборудования при установке их в проектное положение;
- наблюдения за деформациями сооружений в виде определения неравномерности их осадки и плановых смещений, а также крена.

1.2. Понятие о форме и размерах Земли, метод ортогональной проекции

Фигуры Земли. Размеры и форму физической поверхности планеты Земля относят к той или иной ее геометрически правильной модели, поверхность которой используется в ка-

честве основы для установления глобальных, региональных или же частных систем координат для выполнения геодезических работ и картографирования.

Реальная поверхность земной коры представляет собой рельеф, выраженный сочетаниями неровностей различной величины и формы. Воды Мирового океана покрывают более 71% твердой поверхности Земли, поэтому поверхность его послужила основой для создания физической модели Земли, представляющей фигуру нашей планеты. Гладкая, всюду выпуклая поверхность, образованная уровнем воды 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 *основную уровенную поверхность*, относительно которой отсчитывают высоты точек на земной поверхности в принятой системе. В связи с тем что в различных странах положение геоида определяется от уровня воды в ближайшем море или океане, принимаются различные системы высот. Например, у нас в Беларуси принята Балтийская система высот, за отсчетную поверхность в которой взята поверхность геоида, проходящая через нуль Кронштадтского футштока, фиксирующего средний уровень поверхности воды Финского залива Балтийского моря. Из-за неравномерного распределения плотности в земной коре и рельефа поверхность геоида имеет глобальные и локальные волны и не имеет строгого геометрического описания, поэтому невозможно решение на ней задач вычисления и передачи координат точек земной поверхности. Для решения этих задач в геодезии используют математическую модель – общий земной эллипсоид, представленный эллипсоидом вращения, сжатым у полюсов, ось вращения которого и геометрический центр совпадают с осью вращения и центром масс Земли на определенную эпоху (рис. 1.1, а).

Системы геодезических (географических) координат (широт φ , долгот λ), отнесенные к поверхности такого эллипсоида, называют *общеземными геоцентрическими*.

В 1940 г. на основе градусных измерений, выполненных на территории СССР и в ряде других стран, под научным руководством профессора Ф.Н. Красовского были получены наиболее точные для того времени параметры общего земного эллипсоида: размеры его большой полуоси $a = 6\,378\,245$ м и полярное сжатие $\alpha = (a - b) / a = 1/298,3$. Данный эллипсоид был

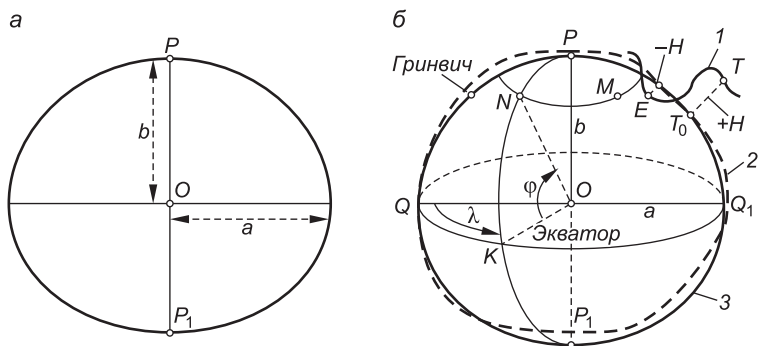


Рис. 1.1. Земной эллипсоид:

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

ориентирован относительно геоида под условием минимальных отклонений их поверхностей только на территории СССР. Эллипсоиду с указанными параметрами и ориентировкой в теле Земли присвоено наименование «референц-эллипсоид Красовского». Этот термин указывает на то, что данный эллипсоид является наиболее подходящим к геоиду не на всей поверхности Земли, а только на ее части. На его поверхность проецировали центры геодезических пунктов полигонов триангуляции 1-го класса Государственной геодезической сети СССР, вычислили их координаты, используя геометрию и параметры этого эллипсоида. Таким образом была закреплена на территории СССР система координат СК-42, которая до настоящего времени используется на территории Республики Беларусь. После совместной математической обработки сплошной астрономо-геодезической сети 1–2-го классов на территории СССР, выполненной к 1990-м гг., а также с использованием данных спутниковых определений, накопленных к тому времени, на поверхности эллипсоида Красовского была закреплена референцная система геодезических координат СК-95. К настоящему времени с бурным развитием спутниковых методов в геодезии получены современные общеземные геоцентрические системы координат. Примерами таких систем служат WGS-84 (США), ПЗ-90 (Россия).

Высотная координата H точки T земной поверхности в инженерно-геодезических работах определяется вдоль отвесной линии TT_0 относительно поверхности геоида (рис. 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 L на эллипсоиде Ф.Н. Красовского равна $2\pi a$, или 40 075 км, на земном шаре $2\pi R$, или 40 030 км ($\approx 40\,000$ км).

Учет кривизны земной поверхности в инженерно-геодезических работах. Фактор кривизны Земли учитывается при картографировании ее поверхности и в ряде инженерно-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 $R = CO$ (рис. 1.2, а).

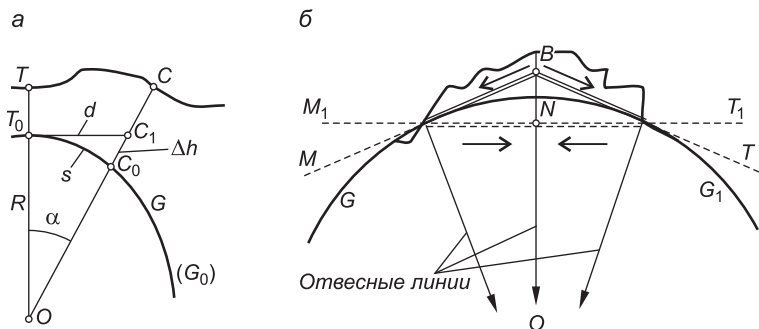


Рис. 1.2. Учет кривизны уровенной поверхности:

а – при измерении расстояний и превышений; б – при строительстве тоннеля; $\rightarrow N \leftarrow$ направления вод внутрь прямолинейного тоннеля M_1T_1 ; $\leftarrow B \rightarrow$ сток вод от возвышенной средней части тоннеля MBT

В точке T_0 проведем горизонтальную линию T_0C_1 – касательную к сфере. Точка C_1 представляет вертикальную проекцию точки C на касательную T_0C_1 , а вертикальное расстояние $C_0C_1 = \Delta h$ выражает влияние фактора кривизны на измерения высот точек, определяемых относительно горизонтальных линий:

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

или

$$\Delta h = d^2 / 2R. \quad (1.1)$$

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

Таблица 1.1

Величины поправок Δh в зависимости от расстояния D

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

Величина Δh учитывается как поправка при расчете высоты точки C_1 относительно поверхности G сферы или практически относительно основной уровенной поверхности G_0 . Несовпадение между уровенной поверхностью G_0 и горизонтальной плоскостью T_0C_1 необходимо учитывать при строительстве ряда сооружений, например тоннелей (рис. 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 . Для обеспечения естественного стока тоннели строят с подъемом их средней части, например по профилю MBT .

Учет фактора кривизны Земли при измерении расстояний. Согласно рис. 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

$$\Delta d = d - s = R \operatorname{tg} \alpha - s,$$

где угол $\alpha = s / R$ и выражен в радианах.

Значение 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):

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

Из формулы (1.3) рассчитываются на сферической поверхности размеры участка, в пределах которого можно не учитывать влияние фактора кривизны при условии, что допускается относительная величина искажения длины $\Delta d / d = 1 / 1\,000\,000$ (1 мм / 1 км). Решив уравнение (1.3), получаем $d = 11$ км – радиус участка, который отвечает поставленному условию. Если принять иную величину допуска, например $\Delta d / d = 1 / 200\,000$ (5 мм / 1 км), то плоским можно считать участок на сферической и уроченной поверхности радиусом 25 км.

Метод ортогональной проекции на горизонтальную плоскость. Иначе этот метод называется *методом горизонтальной проекции* и применяется при выполнении геодезических работ для отображения их данных на горизонтальной плоскости в виде числовых величин и картографических чертежей. Точки контура $ABCM$ земной поверхности (рис. 1.3, а) проецируют на уроченную поверхность P_y отвесными линиями. На уроченной поверхности точки a', b', c', m' ; линии $m'a', m'b', m'c', d'b', \dots$, а также контур $d'b'c'm'$ представляют *отвесные проекции* соответствующих элементов контура $ABCM$. Для ограниченной территории на горизонтальной плоскости P_r ортого-

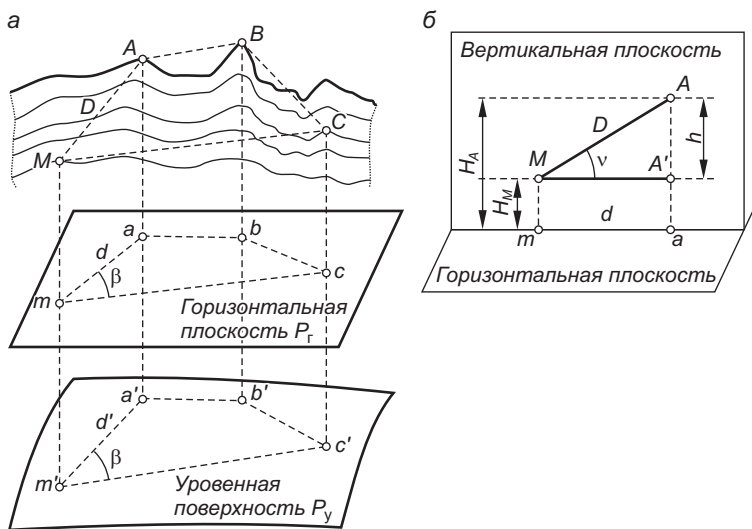


Рис. 1.3. Ортогональные проекции:

а – на горизонтальную плоскость и уроченную поверхность; б – горизонтальное проложение

нальная проекция осуществляется практически параллельными вертикальными лучами: получаются точки a, b, c, m ; линии ta, tc, ab, \dots , а также контур $abcm$. В инженерной практике горизонтальную плоскость P_{Γ} приближают к уровенной поверхности на территории города, промышленного предприятия.

Отрезок прямой линии MA длиной D (см. рис. 1.3, *a*) принадлежит вертикальной плоскости $m'MAa'$. Угол наклона прямого отрезка MA измеряется относительно горизонтальной плоскости или параллельной ей прямой линии MA' (рис. 1.3, *б*). Длина d проекции ta 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 на горизонтальную плоскость (горизонтальной проекции) в геодезии измеряют *горизонтальный угол* между направлениями MA и MC (см. рис. 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. Исходя из формулы (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. Для решения геодезических задач в глобальном масштабе используются различные системы глобальных координат: географические, геодезические, астрономические, геоцентрические, пространственные прямоугольные и др.

Географические координаты используются, когда нет необходимости учитывать сжатие земного эллипсоида, что вполне допустимо для создания географических карт мелких масштабов. Положение точек земной поверхности в проекции на поверхность земного эллипсоида определяется угловыми вели-

чинами 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 (см. рис. 1.1, б).

Меридиан точки N – это линия PNP_1 пересечения сфероидической поверхности эллипсоида плоскостью, совпадающей с осью его вращения. Такой меридиан имеет 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 MN является окружностью (см. рис. 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. Долготы 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 рис. 1.1, б не показаны) определяют с помощью 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 и отсчитываются по отвесным линиям.

Геодезические координаты – геодезические широта B и долгота L по смыслу и величине близки к географическим; отличие в том, что они отсчитываются по нормальям к поверхности референц-эллипсоида. Значения геодезических координат B и L вычисляют по астрономическим координатам с учетом поправок за отклонения отвесных линий и высот. Следует отметить, что геодезические широты и долготы являются наиболее точными и служат для координирования центров пунктов

государственных геодезических сетей 1-го класса. В инженерно-геодезических работах перечисленные системы координат не используют, поэтому можно применить общее для них название «географические координаты».

Всемирная геоцентрическая система координат WGS-84 (World Geodetic System, 1984 г.) поддерживается созвездием спутников GPS-NAVSTAR и рекомендована 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 (рис. 1.4).

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 ВИН, положение которого определено Международным бюро времени (Bureau International de l'Heure – ВИН) 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, 1990 г.) поддерживается созвездием спутников ГЛОНАСС, является аналогом системы WGS-84 (см. рис. 1.4), но ориентирована с максимальным приближением к геоиду на территории бывшего СССР.

Параметры земного эллипсоида в основных современных системах координат приведены в табл. 1.2.

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

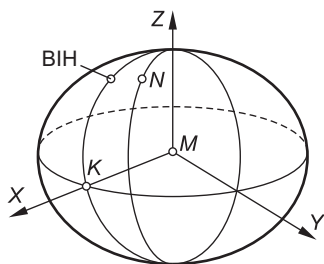


Рис. 1.4. Схема прямоугольной геоцентрической системы координат WGS-84

Параметры основных земных эллипсоидов

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

Параметры систем координат WGS-84 и ПЗ-90 различаются на малые величины, характеризующие точность методов их определения. В настоящее время принимаются попытки совместного применения созвездий ИСЗ этих систем, ведутся работы по созданию аналогичных спутниковых систем в других странах.

Высотные координаты, превышения. В инженерно-геодезических работах высотные координаты (высоты) точек определяют над исходной уровенной поверхностью. Абсолютная высота H точки равна ее расстоянию по отвесной линии до уровенной поверхности, принятой за основную, высота $+H$ точки T положительна, высота $-H$ точки E отрицательна (см. рис. 1.1, б). На территории бывшего СССР и в Республике Беларусь основная уровенная поверхность совпадает со средним уровнем Балтийского моря в Финском заливе. Поэтому систему высот называют *Балтийской*, а высоты точек – *абсолютными*. Численные значения высот в инженерной геодезии именуют 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 (см. рис. 1.3, б), которое представляет расстояние между уровенными поверхностями, проходящими через две данные точки A и M с отметками H_A и H_M . Превышение между точками M и A положительно и 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 наиболее просты для

отображения результатов решаемых геодезических задач методами аналитической геометрии на плоскости и существенно упрощают математическую обработку результатов измерений, выполненных на земной поверхности. Но при этом необходимо проецировать измеренные величины и геометрические элементы с поверхности эллипсоида на плоскость, что ведет к неизбежным искажениям их формы и размеров. Понятно, что величины искажений напрямую зависят от размеров территорий, на которых выполнены измерения. Для ограничения искажений до пренебрегаемо малых величин прямоугольные координаты используют на территориях малых размеров, а большие территории отображают на плоскости по частям.

Для территории бывшего СССР государственная зональная система прямоугольных координат была создана с применением конформной (сохраняется подобие изображаемых фигур) проекции Гаусса – Крюгера. Выдающийся математик К. Гаусс разработал теорию данной проекции, а Л. Крюгер получил рабочие формулы и таблицы для вычислений прямоугольных координат точек сфероида на плоскости в 6-градусных зонах на территорию Германии). Проекция является поперечно-цилиндрической, когда картинная плоскость представлена в виде цилиндра, касающегося поверхности эллипсоида вдоль одного из меридианов, принятого за осевой. Относительно каждого осевого меридиана определяются границы соответствующей зоны, очерченные меридианами эллипсоида от Северного до Южного полюсов (рис. 1.5, *а*). Зоны пронумерованы с 1-й по 60-ю от Гринвичского меридиана на восток. Каждая сферическая зона математически проецируется на плоскость (рис. 1.5, *б*, *в*). На рис. 1.5, *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 сохраняется подобие фигур, поэтому 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 , которая представляет изображение отрезка экватора (см. рис. 1.5, *б*). Положительное направление оси X – северное, в северном полушарии все абсциссы положительны. Масштаб проекции вдоль оси Y получается переменным – увеличивается при удалении от оси X .

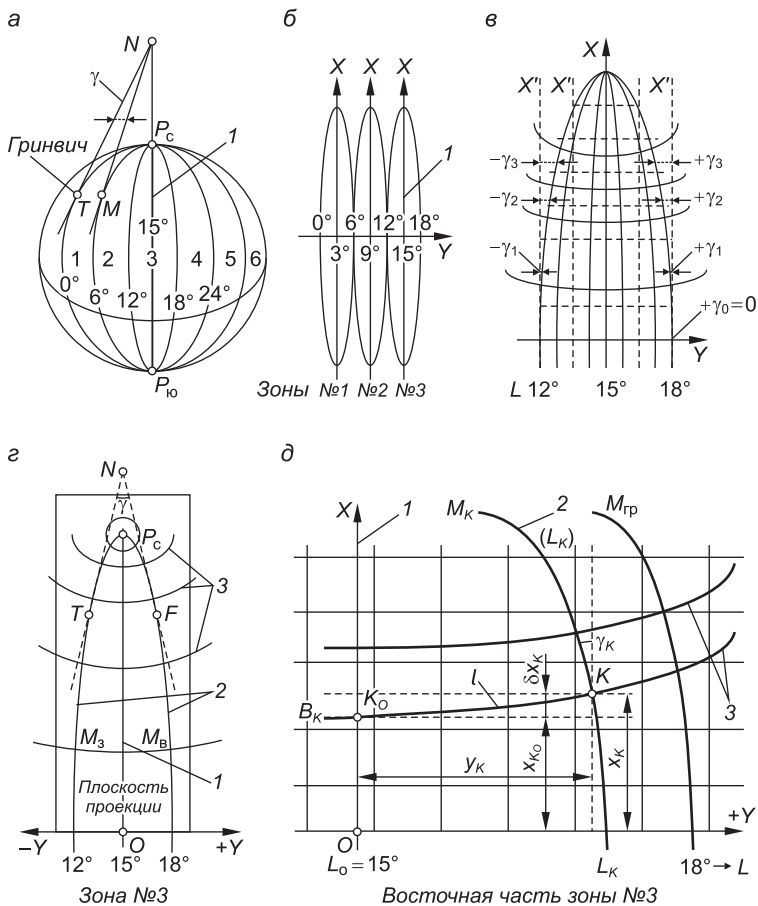


Рис. 1.5. Зональные плоские прямоугольные координаты:

a – 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 $L_0 = 15^\circ$; $M_{гр}$ – граничный меридиан зоны; *2* – изображение меридиана точки *K*; *3* – изображения параллелей

Принятая в геодезии левая система декартовых прямоугольных координат отличается от общепринятой в математике правой системы не только поворотом положительного направления оси абсцисс на север и положительного направления оси ординат на восток, но и счетом четвертей – по часовой стрелке относительно положительного направления оси абсцисс.

Изображения восточной и западной частей зоны симметричны относительно осевого меридиана (см. рис. 1.5, ε). 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. На рис. 1.5, δ на плоскости в проекции Гаусса – Крюгера точка K находится на пересечении изображений параллели широтой B_K и меридиана долготой L_K .

Абсцисса и ординаты точки K вычисляются по ее геодезическим (сферическим) координатам B_K и L_K , выраженным в угловой мере, по следующим формулам:

$$\left. \begin{aligned} x_K &= x_{K_0} + \delta x_K; \\ y_K &= y_{K_0} + \delta y_K, \end{aligned} \right\} \quad (1.5)$$

где x_{K_0} – абсцисса параллели в точке K_0 пересечения с осевым меридианом; δx_K – приращение абсциссы на кривизну изображения меридиана на его отрезке $l = (L_K - L_0) \sin B_K$ (здесь L_K и L_0 – геодезические долготы точки K и осевого меридиана); y_{K_0} и δy_K – линейная и нелинейная составляющие расчетной ординаты.

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 длины линий в проекции с поверхности сфероида на плоскость примем $R = 6371$ км, тогда при $y = 200$ км максимальное искажение масштаба проекции на краю зоны $m_y = 1 + 0,0004927 = 1 + 1 / 2030$. Соответствующее искажение длины линии (или поправка в длину горизонтального проложения за счет изменения масштаба проекции) равно $\delta_d = +d \times 0,0004927 = +d(1 / 2030)$. Такие искажения (поправки в длину линий) не учитывают при составлении топографических карт масштаба 1 : 10 000 и мельче, но при крупномасштабных

съемках (1 : 5000 и крупнее) 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 пользуются только положительными *преобразованными ординатами*, 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 $y_E = 3\ 415\ 270$ м означает, что точка E расположена в зоне № 3 к западу от ее осевого меридиана, поскольку действительная зональная ордината $(y_E)_д = 415\ 270 - 500\ 000 = -84\ 730$ м.

На краях 6-градусной зоны искажения линий величиной $1/2000$ могут быть чрезмерными для точных геодезических работ. 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 города или крупного предприятия, или же используют местную систему плоских прямоугольных координат без применения картографической проекции.

Местная система плоских прямоугольных координат.

В данной системе (рис. 1.6, *а*) пренебрегают кривизной Земли, ось абсцисс совмещают с меридианом некоторой точки, расположенной юго-западнее участка, или, если требуется, ориентируют параллельно осям наиболее крупных инженерных сооружений соответственно левой системе координат. 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 (рис. 1.6, *б*).

Биполярные координаты отдельной точки N на плоскости (рис. 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_O с двумя полюсами O_1 и O_2 .

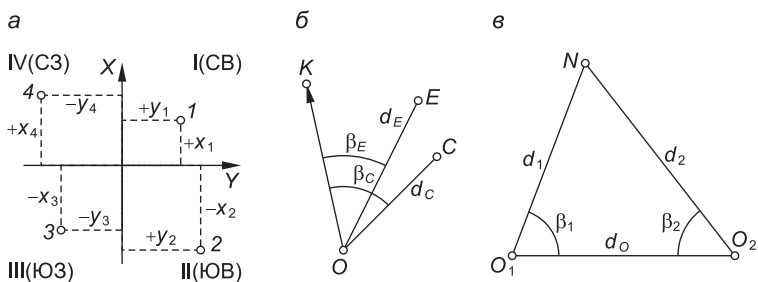


Рис. 1.6. Местные плоские горизонтальные координаты:
 а – прямоугольные; б – полярные; в – биполярные

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 оси магнитной стрелки. Положение географического меридиана определяют астрономическими наблюдениями или вычислениями. Направление оси абсцисс, или линии, ей параллельной в 6-градусной зоне, задано северным направлением осевого меридиана, а в местной системе координат – северным направлением линии, принятой за ось абсцисс.

Склонение магнитной стрелки. Продольная ось свободно подвешенной магнитной стрелки устанавливается по касательной к направлению силовой линии геомагнитного поля в данной точке. Вертикальная плоскость, проходящая через эту ось, определяет направление условного магнитного меридиана M_m в данной точке (рис. 1.7). Условные магнитные меридианы находятся под углом к географическим меридианам 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 назы-

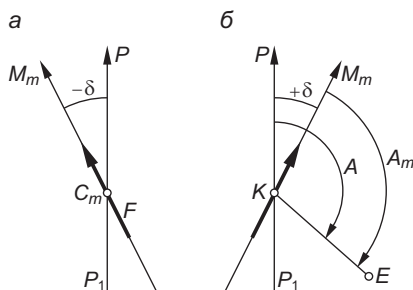


Рис. 1.7. Склонение магнитной стрелки:
a – западное; *б* – восточное; PP_1 – географический меридиан; M_m – магнитный меридиан

вается **склонением магнитной стрелки**. Склонение северного конца магнитной стрелки к западу называется *западным* и учитывается со знаком минус $-\delta$ (см. рис. 1.7, *a*), к востоку – *восточным* и положительным $+\delta$ (см. рис. 1.7, *б*).

Сближение меридианов. Согласно определению, данному в п. 1.3, географические (геодезические, астрономические) меридианы на поверхности земного эллипсоида (земного шара) представлены плоскими кривыми, пересекающимися в полюсах (см. рис. 1.5, *a*). Через точки *T* и *M*, расположенные на одной параллели, проведем касательные в плоскостях их меридианов. 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. рис. 1.5, *б*), а зональный угол γ сближения меридианов в данной точке берется по отношению к изображению осевого меридиана (оси *X*), или линии ему параллельной, например углы $+\gamma_0, +\gamma_1, +\gamma_2, +\gamma_3$. Значения γ отрицательны в западной и положительны в восточной части зоны. Их величина, например для точки *K* (см. рис. 1.5, *з*), вычисляется по приближенной 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.

Азимут 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* (азимут A_m линии KE – см. рис. 1.7, б), от географического меридиана – *географический (геодезический) азимут* (азимут A – там же), его устаревшее название – *истинный азимут*.

Данные азимуты связаны зависимостью

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

в которой склонение δ учитывается со своим знаком.

Следствие взаимной непараллельности изображения на плоскости меридианов X , M_K и M_E (рис. 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, что усложняет ориентирование по азимутам.

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

Дирекционным углом называют горизонтальный угол, отсчитанный в данной точке от северного направления линии,

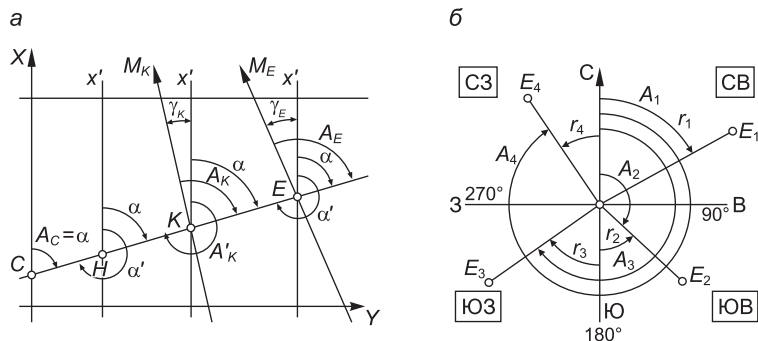


Рис. 1.8. Углы ориентирования:
а – азимуты и дирекционный угол; б – румбы

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 (см. рис. 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 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. рис. 1.8, *a*). Согласно рис. 1.8, *a* в точке C на осевом меридиане зоны в проекции Гаусса – Крюгера географический азимут равен дирекционному углу, т.е. $A_C = \alpha$; 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.

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 величины δ , обусловленного суточными, годовыми, вековыми изменениями, кратковременными возмущениями) магнитного поля Земли.

Различают *прямые* и *обратные азимуты* и *прямые* и *обратные дирекционные углы*. Принимая прямым направление CK (см. рис. 1.8, *a*), его прямой географический азимут A_C отсчитывают в начальной точке C , обратный A'_K – в точке K . Из рисунка следует, что обратный географический азимут рассчитывают с учетом сближения меридианов

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

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

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

Здесь знак «плюс» берется при $\alpha \leq 180^\circ$ и знак «минус» – при $\alpha > 180^\circ$.

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

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 табл. 1.3.

Таблица 1.3

Соотношения между азимутами (дирекционными углами) и румбами

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

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

1.5. Прямая и обратная геодезические задачи

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

В *прямой геодезической задаче* известны горизонтальное проложение d прямого отрезка 1–2 (рис. 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.

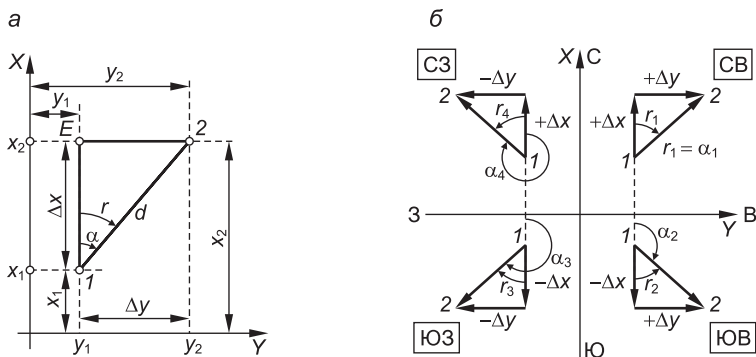


Рис. 1.9. Прямая и обратная геодезические задачи:
 а – прямая и обратная задачи; б – знаки приращений координат, дирекционные углы и румбы при различных направлениях $l-2$

Сначала вычисляют приращения координат решением прямоугольного треугольника $l-E-2$:

$$\left. \begin{aligned} \Delta x &= d \cos \alpha = d \cos r; \\ \Delta y &= d \sin \alpha = d \sin r, \end{aligned} \right\} \quad (1.12)$$

затем искомые координаты:

$$\left. \begin{aligned} x_2 &= x_1 + \Delta x; \\ y_2 &= y_1 + \Delta y. \end{aligned} \right\} \quad (1.13)$$

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

При вычислениях с использованием румба r (положительного числа) соответствующие значения Δx и Δy также необходимо записывать со знаком «плюс» или «минус» в соответствии с рис. 1.9, б.

Пример 1.1. 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 найдем $\Delta x = 100,00 \cdot \cos 54^\circ 40' = 57,83$ м; $\Delta y = 100 \cdot \sin 54^\circ 40' = 81,58$ м. Определив знаки $-\Delta x$ и $+\Delta y$ для направления ЮВ (см. рис. 1.9, б), вычислим 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 1–2 (см. рис. 1.9, а) вычисляют горизонтальное проложение d , румб r_{1-2} и дирекционный угол α_{1-2} .

Вначале вычисляют тангенс румба (см. рис. 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:

$$r = \text{arctg}(\delta y / \delta x).$$

По знакам разностей $(y_2 - y_1)$ и $(x_2 - x_1)$ определяют название четверти румба (см. рис. 1.9, б) и вычисляют дирекционный угол (см. табл. 1.3). Длину отрезка 1–2 находят по двум из трех следующих формул:

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

Пример 1.2. Вычислить длину d_{1-2} и дирекционный угол α_{1-2} линии 1–2, 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 найдем $\text{arctg}(\Delta y / \Delta x) = -30,299^\circ = -30^\circ 17,9'$. 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 $d_{1-2} = 86,34 / \cos 329^\circ 42,1' = 86,34 / \cos 329,702^\circ = 86,34 / 0,86341 = 100,00$ м; $d_{1-2} = \sqrt{86,34^2 + 50,46^2} = 100,00$ м.

1.6. Понятие о государственной геодезической сети и съёмочных сетях

Геодезические сети подразделяются:

- по виду определяемых координат – плановые и высотные;
- по виду построения – триангуляция, полигонометрия, трилатерация и их сочетания;
- по назначению – государственные, сети сгущения и сети съёмочного обоснования, сети специального назначения.

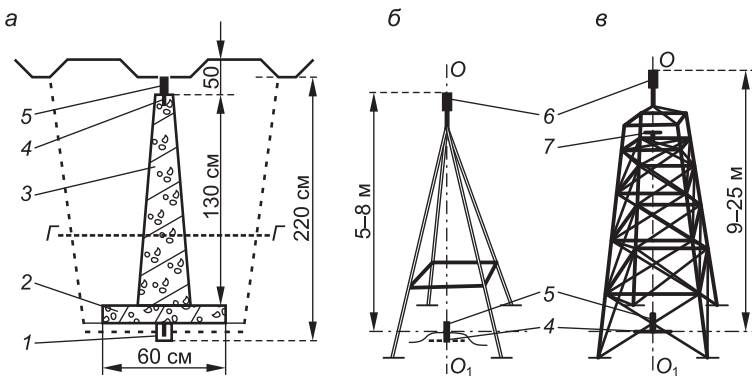


Рис. 1.10. Геодезические пункты:

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 – граница промерзания грунта; OO_1 – вертикальная ось

Государственная геодезическая сеть создается для распространения на всю территорию страны единой системы плановых координат и высот. Эта сеть представлена геодезическими пунктами, закрепленными на местности (рис. 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 м.

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

Плановые координаты пунктов государственных геодезических сетей в прошлом определялись геометрическими методами триангуляции и полигонометрии, в некоторых случаях методом трилатерации. В настоящее время координаты существующих геодезических пунктов уточняются, а координаты новых пунктов определяются при помощи спутниковых геодезических приборов. Применяются также методы триангуляции и полигонометрии и их комбинации.

Понятие о геометрических методах создания государственных геодезических сетей. Метод *триангуляции* состо-

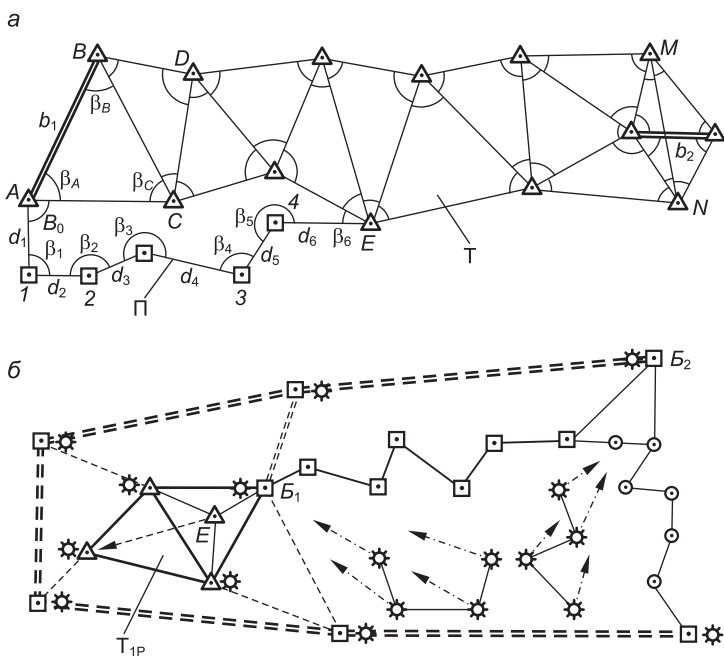


Рис. 1.11. Схемы плановых геодезических сетей:

a – триангуляция (Т) и полигонометрия (П); b – спутниковые сети; Δ – пункты триангуляции; \square – пункты полигонометрии; \bigcirc – пункты теодолитных ходов; $\square \star$ – опорные пункты спутниковых геодезических сетей; B_1, B_2 – базовые пункты спутникового позиционирования; \star – определяемые спутниковые пункты

ит 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 – рис. 1.11, a). Длины остальных сторон вычисляют по тригонометрическим формулам, находят дирекционные углы сторон и определяют координаты пунктов.

Триангуляция – метод построения геодезических сетей в виде треугольных фигур, в которых измеряются только их стороны (расстояния между центрами геодезических пунктов), а углы между сторонами вычисляют решением треугольников.

Метод **полигонометрии** основан на построении геодезической сети, состоящей из ломаных линий, называемых *ходами*, вершины которых закреплены геодезическими пунктами

(см. рис. 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.

Пункты государственных геодезических сетей 1-го и 2-го классов являются исходными для развития геодезических сетей любого назначения на территории государства. Расстояния между ними составляют 7–25 км. Для увеличения плотности исходных геодезических пунктов внутри сетей 1-го и 2-го классов выполняется развитие сетей триангуляции и полигонометрии 3-го и 4-го классов (длины сторон 2–8 км). Погрешности расстояний между соседними пунктами составили 5–15 см (в относительной мере от 1 : 300 000 до 1 : 25 000).

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.

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 1, 2, 3 и 4-го классов на местности закреплены постоянными знаками – *реперами* (рис. 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 превышений), 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 нивелирного хода, допустимые невязки превышений определяются соответственно классу нивелирования следующими величинами:

$$3\sqrt{L}, 5\sqrt{L}, 10\sqrt{L}, 20\sqrt{L}, \text{ мм}$$

где L – длина хода, км.

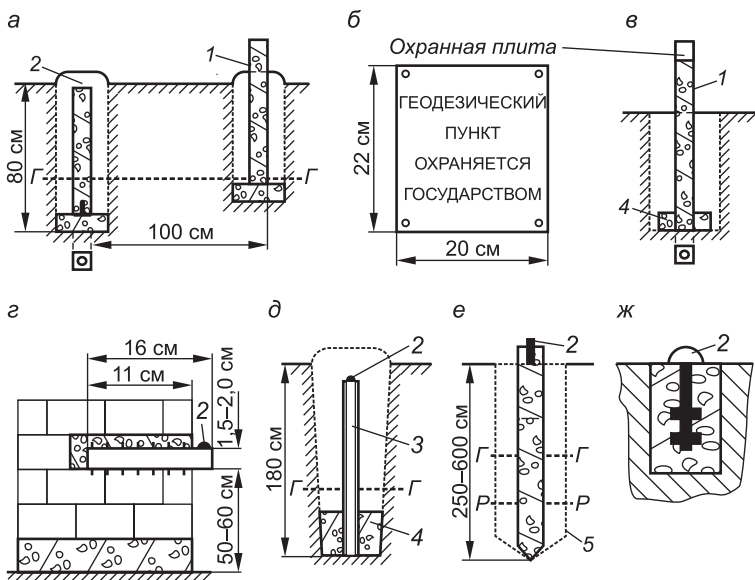


Рис. 1.12. Схемы реперов и знаков:

a, д – репер грунтовой для зоны сезонного промерзания; *б, в* – охранная плита и опознавательный столб; *г* – стенной репер; *е* – репер свайный для закладки в скважине ниже зоны рыхлых грунтов; *ж* – репер плитный (цокольный) для закладки в конструкции 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. Сети сгущения необходимы для увеличения количества опорных пунктов на территории строительства или крупного промышленного предприятия при геодезическом обеспечении съемочных, строительных или горных работ. Сети сгущения создаются относительно пунктов более высокого класса точности методами триангуляции или полигонометрии (см. рис. 1.11, б). Дополнительные пункты сетей сгущения (например, пункт *E*) определяются различными способами: триангуляционным, прямой или обратной угловыми засечками и др.

По точности эти сети подразделяются на сети 1-го и 2-го разрядов. Они опираются на геодезические пункты более высокого класса точности. Средние квадратические погрешности измерения углов в разрядных сетях составляют 5" и 10", относительные погрешности сторон в слабом месте не более 1/20 000 и 1/10 000.

Съемочное геодезическое обоснование предназначено для координатной привязки в плане и по высоте материалов топографических съемок, изыскательских, инженерно-геодезических и других работ. Съемочное обоснование развивается внутри сетей сгущения. Места для пунктов съемочного обоснования выбирают с учетом технологии предстоящих съемочных и изыскательских работ и закрепляют постоянными или временными знаками (деревянными кольями или металлическими стержнями).

Координаты пунктов съемочного обоснования определяют полигонометрией (см. рис. 1.11, б), микротриангуляцией и различными засечками технической точности, при этом углы в треугольных фигурах не должны быть меньше 30° и больше 150° , а длина их сторон не больше 150–250 м. Полигонометрический ход технической точности называют *теодолитным ходом*, в нем углы измеряются со средней квадратической погрешностью $0,5'$, стороны длиной от 20 до 350 м – с допустимой относительной погрешностью $1/1000$ – $1/3000$.

Сети специального назначения создаются для геодезического обеспечения строительства, как правило, уникальных энергетических, гидротехнических, мелиоративных и других сооружений. Методы создания таких сетей могут быть любыми из рассмотренных, но при этом точность определения взаимного положения пунктов может существенно превосходить любые из ранее рассмотренных. Этого добиваются применением специальных методик и приборов для производства измерений. Для закрепления координированных точек используют специальные типы центров, обеспечивающие их стабильное пространственное положение на период строительства и эксплуатации объекта.

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 геодезического надзора Государственного комитета по имуществу Республики Беларусь.

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

Общие характеристики спутниковых систем местоопределения. К концу 80-х гг. XX в. в результате практической ре-

ализации большого объема сложных научных и технических разработок в Соединенных Штатах Америки 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 (навигационная система определения расстояний и времени, глобальная система позиционирования). Спутники GPS равномерно размещены в шести орбитальных плоскостях, наклоненных относительно плоскости экватора на 55° , высота над поверхностью Земли

около 20 150 км. Период обращения спутников составляет 12 ч 58 мин. На рис. 1.13 показан пример расположения таких спутников в трех орбитальных плоскостях *B*, *E* и *F* (всего существует шесть орбитальных плоскостей).

В России создана аналогичная система ГЛОНАСС (ГЛОбальная НАвигационная Спутниковая Система), состоящая из 24 спутников, 3 из которых резервные. Все спутники вращаются на средней высоте 19 100 км над геоидом.

К 2013 г. планируется создание европейской спутниковой навигационной системы «Galileo». При этом общая космическая группировка навигационных спутников достигнет 80 единиц, соответственно возрастет точность определений координат с помощью средств, способных принимать и обрабатывать сигналы всех трех спутниковых систем.

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

Пространственное положение спутников в геоцентрической системе координат (относительно центра масс Земли) известно в каждый момент времени. Аппаратура спутников генери-

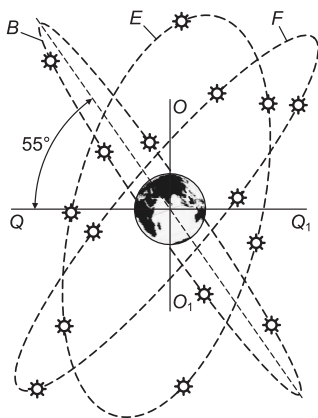


Рис. 1.13. Схема части космического сегмента спутниковой навигационной системы GPS: OO_1 – ось вращения Земли; QQ_1 – плоскость экватора

рует сложные числовые коды, которые повторяются каждую миллисекунду. Коды составлены так, чтобы обеспечивать компьютерное распознавание спутников, сравнение кодовых данных и устранение неоднозначностей при определениях расстояний 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 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 двух солнечных батарей 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 МГц. Из основной частоты формируются две или три рабочих частоты всех спутников GPS:

$$L_1 = f_0 \cdot f_{L_1} = 10,23 \cdot 154 = 1275,42 \text{ МГц} \\ (\text{длина волны } \lambda_1 = 19,05 \text{ см});$$

$$L_2 = f_0 \cdot f_{L_2} = 10,23 \cdot 120 = 1227,60 \text{ МГц} \\ (\text{длина волны } \lambda_2 = 24,45 \text{ см});$$

$$L_3 = f_0 \cdot f_{L_3} = 10,23 \cdot 115 = 1176,45 \text{ МГц} \\ (\text{длина волны } \lambda_3 = 25,5 \text{ см}).$$

Сигналы L_i зашифрованы специальными кодами, которые предназначены для повышения точности определения координат GPS-приемника. Вычислительный модуль двухчастотного приемника осуществляет компьютерную обработку кодов, зашифрованных в сигналах L_1 и L_2 , и выдает в реальном времени геоцентрические широту φ_T и долготу λ_T центра антенны приемника. В процессе обработки сигналов определяются текущие расстояния (дальности) между приемником и наблюдаемыми спутниками и решается пространственная обратная геодезическая задача по определению геоцентрических координат центра приемника.

В системе ГЛОНАСС спутники распределены по трем орбитам. Для формирования сигналов L_1 и L_2 на каждом спутнике установлен стабильный генератор основной частоты $f_0 = 5,11$ МГц, а несущие частоты формируются с учетом номера спутника n согласно следующим зависимостям:

$$L_1 = f_0 \cdot f_{L1} + 0,5625 \cdot n \quad (\lambda_1 = 18,7 \text{ см});$$

$$L_2 = f_0 \cdot f_{L2} + 0,4375 \cdot n \quad (\lambda_2 = 24,1 \text{ см}).$$

Аппаратура пользователей многообразна. В геодезических работах используют 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 расстояний. Измерения дальностей между приемником и спутниками, а также наземные расстояния между приемниками основаны на использовании кодовых и фазовых сигналов, излучаемых спутниками.

Кодовые измерения дальностей выполняются со значительными погрешностями (до нескольких метров), получаемые величины называют *псевдодальностями*. Аппаратура спутника и приемника синхронно генерируют однотипные кодовые сигналы. Кодовые сигналы от спутника поступают к приемнику с запозданием на время τ , равное времени распространения радиоволны, и расстояние между спутником и приемником (псевдодальность) будет

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

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

Фазовые измерения расстояний 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 $\Delta\lambda$ 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 получим искомое расстояние $S_{\text{ф}}$:

$$S_{\text{ф}} = (N + \delta\varphi^\circ / 360^\circ)\lambda + \delta R, \quad (1.17)$$

где δR – 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* принимаются 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 ГФ 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 антенны автономного наземного приемника относительно спутников, координаты которых определены относительно центра масс Земли. Точность результата ограничена до 5–60 м следующими факторами:

- 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 неодина-

кового их преломления, соответствующая погрешность координат $m_1 \approx 1,5$ м;

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

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

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

- 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 расстояний 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 (до 30–40 км) все основные погрешности непосредственного позиционирования 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 мобильных приемников 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.

По методу базовой станции при расстояниях D (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 $\rho \approx 206\,000$ – число секунд в радиане.

Например, при $D = 1$ км получаем абсолютную погрешность расстояния $\Delta D = (4 \div 12)$ мм или относительную $\Delta D/D = 1/250\,000 \div 1/83\,000$; для расстояний $D = 10$ км соответственно находим $\Delta D = (13 \div 30)$ мм; $\Delta D/D = 1/770\,000 \div 1/330\,000$.

Отметим, что в современной практике спутниковых геодезических работ разность фаз измеряется с погрешностью около 1%, следовательно, теоретически достижимая точность определения расстояний фазовым методом на ограниченных расстояниях в несколько километров равна $\Delta \lambda \approx \lambda / 100$ и в настоящее время характеризуется пределом 2–2,5 мм.

В табл. 1.4 приведены показатели фактической точности местоопределения по методу базовой станции при различных режимах перемещений и установок мобильного приемника (ровера).

Режим статике является наиболее точным, но длительным (до нескольких часов). Используется при выполнении высокоточных геодезических работ.

Режим быстрой статике – это разновидность статического режима. Продолжительность измерений ограничивают до нескольких минут при благоприятном геометрическом факторе созвездия спутников.

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

- *режим «стой – иди»* (Stop and Go) осуществляют с кратковременными остановками ровера над съёмочными точками, координаты которых определяют при постобработке;

- *режим RTK* (кинематика в реальном времени – Real Time Kinematics) предполагает оснащение приемников радиомоде-

Достижимая точность определения координат точек спутниковыми методами относительно базовой станции

Название режима 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	$\pm(3 \div 5 + 1 \cdot 10^{-6}D)$
Быстрая статика	Малое время наблюдения 5–6 спутников (от 5 до 30 мин), короткие базисные линии (менее 10 км)	$\pm(10 \div 30 + 2 \cdot 10^{-6}D)$
Кинематика	Определение положения точек при работе ровера в движении или с короткими остановками	$\pm(10 \div 30 + 2 \cdot 10^{-6}D)$
«Стой–иди»	Остановки на 1–2 мин на определяемых пунктах	$\pm(10 \div 30 + 2 \cdot 10^{-6}D)$
RTK	Постоянная связь с базовой станцией по радиомодему и определение координат в реальном масштабе времени	$\pm(10 \div 20 + 2 \cdot 10^{-6}D)$
OTF (в полете)	Определение двухчастотным приемником координат центров фотографирования при аэрофотосъемке в полете	100–200

мами 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 аэрофотосъемке 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 искомых координат.

Спутниковые геодезические приемники. В Беларуси используют геодезические приемники фирм США, Германии, Швейцарии (TRIMBLE, LEICA и др.). На рис. 1.14 показан одночастотный полевой GPS-приемник LEICA SR20, обеспе-



Рис. 1.14. GPS-приемник LEICA SR20:

1 – корпус антенного модуля; 2 – выдвижная (телескопическая) штанга; 3 – подставка; 4, 5 – дисплей и клавиатура процессора; ZZ – вертикальная ось приемной части

чивающий в режиме «статика» измерения базовых линий с погрешностью от 5 до 10 мм + 2 · 10⁻⁶D.

GPS-приемник LEICA Sistem 1230 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 ч.

Показатели точности определения расстояний GPS-приемником LEICA 1200 по методу базовой станции:

- в режиме измерений *статика* $\Delta D = 5 \text{ мм} + 10^{-6}D$;

- в режиме измерений *кинематика* $\Delta D = 10 \text{ мм} + 10^{-6}D$;

- при камеральной обработке (постобработке) на компьютере данных

режима *статика* $\Delta D = 3 \text{ мм} + 10^{-6}D$;

- погрешность превышения ΔH в 2 раза больше погрешности расстояния ΔD .

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

Спутниковая государственная геодезическая сеть. Для модернизации государственной геодезической 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 10–15 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 : 100 000 000). Внутри ФАГС размещаются пункты высокоточной геодезической сети (ВГС) при расстояниях между ними 150–500 км, определяемых с погрешностью 1 мм на 10 км (10 000 000). 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 I класса СГС-1 при расстояниях между ее пунктами 20–40 км и погрешностями, близкими к 1 мм на 1 км (1 : 1000 000). 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.

Государственная геодезическая сеть Республики Беларусь создается в соответствии с нормативными документами: государственными стандартами СТБ 1653-2006 [8] и СТБ 1820-2007 [9], а также техническими кодексами установившейся практики: ТКП 120-2007 (03150 «Порядок создания фундаментальной астрономо-геодезической сети» [10] и ТКП 119-2007 (03150 «Порядок создания спутниковой геодезической сети I класса» [11]). Работы по сгущению сети опорных геодезических пунктов осуществляются спутниковыми методами. При этом отпала необходимость строить дорогостоящие высокие сигналы типа знаков, показанных на рис. 1.10, в.

Главной геодезической основой территории Беларуси служит спутниковая ВГС, созданная в 1998 г. (рис. 1.15), координа-



Рис. 1.15. Схема высокоточной геодезической сети (ВГС) Республики Беларусь

ты ее центрального пункта «Минск» определены также в системе ФАГС Российской Федерации. Согласно СТБ 1653–2006 пространственное положение пунктов ВГС Беларуси должно определяться методами космической геодезии, обеспечивающими точность их взаимного положения со средними квадратическими погрешностями, не превышающими:

- в плане $m_D = \pm 3 \text{ мм} + 5 \cdot 10^{-8}D$;
- по высоте $m_H = \pm 5 \text{ мм} + 7 \cdot 10^{-8}D$,

где D – расстояние между пунктами.

Например, при $D = 150$ км находим $m_D = 10$ мм (или $1 : 15\,000\,000$) и $m_H = 15$ мм; при $D = 300$ км определяем $m_D = 20$ мм (или $1 : 15\,000\,000$) и $m_H = 26$ мм.

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 $m_D = \pm 3 \text{ мм} + 1 \cdot 10^{-7}D$;
- по высоте $m_H = \pm 5 \text{ мм} + 2 \cdot 10^{-7}D$.

Ранее созданные плановые сети триангуляции 1–4-х классов модернизируются на основе спутниковых технологий, точность определения их координат не должна быть грубее ± 10 см.

Опорные плановые геодезические сети для съемочных работ. Для топографо-геодезических изысканий на территориях городов, промышленных предприятий, мест добычи полезных ископаемых, вдоль линий метрополитенов необходимо создавать местные плановые опорные геодезические сети всеми доступными современными методами с необходимой точностью. Спутниковые методы обеспечивают снижения затрат времени, трудоемкости работ и стоимости 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.

Опорные пункты и пункты съемочного обоснования на освоенных территориях рекомендуется закреплять постоянными знаками для многократного использования длительное время.

Количество и местоположение опорных геодезических пунктов должны быть обоснованы в проекте съемочного обоснова-

ния, в котором основное место отводится теодолитным (полигонометрическим) ходам и при необходимости предусматриваются геодезические засечки.

Возможности модернизации традиционных методов создания опорных и съемочных геодезических сетей основаны на внедрении спутниковых технологий, 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.

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

Вопросы и задания для самопроверки

1. Что является предметом изучения основных разделов геодезии? 2. Назовите основные задачи инженерной геодезии. 3. Определите понятие геоида, общего земного эллипсоида, земного шара. 4. Почему в геодезии физическую поверхность Земли заменяют ее обобщенными формами – геоидом, земным эллипсоидом, земным шаром? 5. Назовите основные системы координат, применяемых в геодезии и дайте определения географическим координатам точек. 6. Опишите местную систему плоских прямоугольных координат. 7. Опишите назначение и особенности зональной системы прямоугольных координат в проекции Гаусса – Крюгера. 8. Дайте определения высотным координатам точек – абсолютным и относительным. 9. В каких пределах поверхность земного шара (или уровенную поверхность) можно принимать плоской при определении высот и расстояний? 10. Как вычислить горизонтальное проложение отрезка наклонной линии? 11. Дайте определения магнитному и географическому азимутам, дирекционному углу, укажите различия между ними. Как вычисляются обратные азимуты и дирекционные углы протяженных линий? 12. Как вычисляются обратные румбы? 13. Дайте решение прямой и обратной геодезических задач. 14. Дайте численное решение обратной геодезической задачи по значениям: $x_1 = 500,00$ м; $y_1 = 1000,00$ м; $x_2 = 442,17$ м; $y_2 = 1081,58$ м (ответ: $\alpha_{1-2} = 125^\circ 20'$; $d_{1-2} = 100,00$ м). 15. С какими целями и какими методами

создаются плановые и высотные геодезические сети? **16.** Изложите сущность спутниковых определений координат точек методом базовой станции, укажите точность и преимущества спутникового метода. **17.** К какой точке спутниковой аппаратуры относится определение координат? **18.** Почему точность определения координат дифференциальными спутниковыми методами выше по сравнению с абсолютными определениями? **19.** Изложите принципы модернизации государственных геодезических сетей.

ТОПОГРАФИЧЕСКИЕ КАРТЫ, ПЛАНЫ И ЧЕРТЕЖИ

2.1. Понятие о картах и планах. Масштабы

Обширные территории изображают на картах в определенном масштабе. Под *масштабом карты* подразумевают отношение длины отрезка на карте к длине соответствующего отрезка на местности. Масштаб карты выражается в виде обыкновенной дроби, числитель которой равен единице. Например, масштаб, равный $1 : 100\,000$, указывает на то, что отрезок на местности изображается на карте в среднем уменьшенным в $100\,000$ раз, или 1 см на карте соответствует 1 км на местности. Контуры и точки земной поверхности, отнесенные к поверхности земного эллипсоида или шара, проецируют на картинную плоскость, а с нее на карту по определенным математическим законам, используя методы генерализации и обобщения. Высоты точек и рельеф местности на картах отображаются в Балтийской системе высот.

Топографические карты создают в конформной проекции эллипсоида на плоскость в масштабах $1 : 1\,000\,000$ (одна миллионная) и более крупных – $1 : 100\,000$ (одна сотысячная); $1 : 50\,000$ (одна пятидесятитысячная); $1 : 25\,000$ (одна двадцатипяти тысячная); $1 : 10\,000$ (одна десяти тысячная). 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, составляют топографический план. *Топографический план* представляет собой уменьшенное и подобное изображение контуров и рельефа участка местности в ортогональной проекции на горизонтальную плоскость.

Картографирование населенных мест, промышленных предприятий, дорожных сетей, подземных коммуникаций, водных и других объектов необходимо для инженерного обеспечения их функционирования. При проектировании таких объектов используют топографические планы, а также специальные стро-

ительные 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 сооружения (здания, спортивные объекты, мосты, дороги, трубопроводы, кабели, тоннели, штреки и др.).

К картографическим материалам относят также и *профили* – уменьшенное изображение вертикального разреза земной поверхности 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 . Специальные инженерные профили дополняют инженерно-геологическими разрезами местности вдоль выбранного направления и используют для проектирования наземных и подземных сооружений линейного вида (дороги, трубопроводы, каналы, тоннели и т.д.), на них отображают вертикальные разрезы построенных сооружений.

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

Численный масштаб 1 : M выражает отношение длины отрезка d_n на плане к длине горизонтального проложения d соответствующего отрезка на местности:

$$1 : M = d_n : d. \quad (2.1)$$

Знаменатель M численного масштаба характеризует величину уменьшения горизонтальных линий местности при их изображении на плане:

$$M = d : d_n. \quad (2.2)$$

Если $d = 100$ м, $d_n = 10$ см, то $M = 100 \text{ м} : 10 \text{ см} = 10\,000 \text{ см} : 10 \text{ см} = 1000$, 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 (рис. 2.1) представляет собой отрезок прямой, на котором несколько раз отложен отрезок a , называемый *основанием масштаба*.

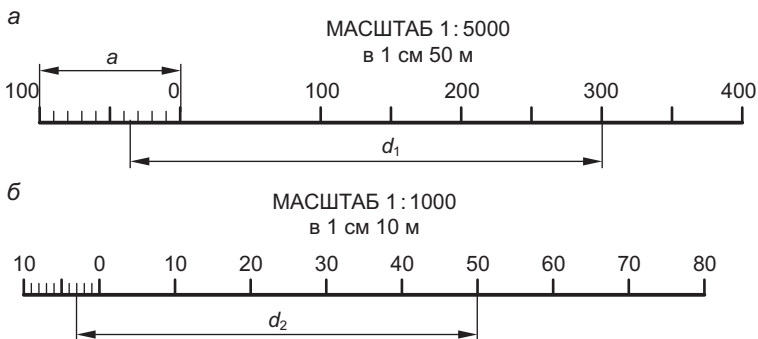


Рис. 2.1. Линейные масштабы:
 а – с основанием 2 см; б – с основанием 1 см

На рис. 2.1, а основание $a = 2$ см, левый крайний отрезок разделен наименьшими делениями на 10 равных частей. Для плана масштаба 1 : 5000 (в 1 см 50 м) данному основанию соответствует расстояние на местности $d = 100$ 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 рис. 2.1, б основание $a = 1$ см. Для плана масштаба 1 : 1000 (в 1 см 10 м) отрезок $d_2 = 50 + 3 + 0,0 = 53,0$ м.

Поперечный масштаб (рис. 2.2) предназначен для более точных измерений по плану. Его гравировают на металлических масштабных линейках. Для графического построения поперечного масштаба на бумаге прочерчивают одиннадцать параллельных прямых отрезков через 2,5 или 3 мм. Перпенди-

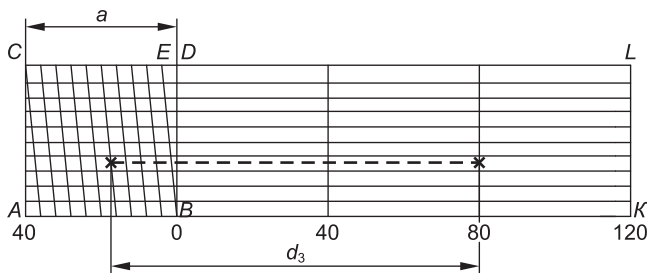


Рис. 2.2. Поперечный масштаб

кулярно 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.

Например, при основании $a = 2$ см (см. рис. 2.2) для плана масштаба $1 : 2000$ (в 1 см 20 м) находим цену основания $a_{\text{ц}} = 40$ м и отрезок d_3 в делениях поперечного масштаба $d'_3 = 2a_{\text{ц}} + 4(0,1a_{\text{ц}}) + 3,5(0,01a_{\text{ц}}) = 2,435a_{\text{ц}}$ или $d_3 = 2,435 \cdot 40 = 97,5$ м. Или же непосредственно по масштабу отсчитываем $d_3 = 80 + 16 + 1,5 = 97,5$ 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 $1 / M$. Поскольку $0,1 \text{ мм} = 0,0001 \text{ м}$, находим в метрах:

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

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

Погрешности расстояний, измеренных по плану (карте). По ряду причин (погрешности съемочных 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 $(\delta_{xy})_{\text{п}} \approx 0,2\text{--}0,4$ мм (в отдельных случаях отклонения достигают 0,7–1 мм). Расстояние $d_{\text{п}}$, измеряемое между такими точками по плану масштаба $1 : M$, получается со средней вероятной погрешностью $\delta d_{\text{п}} = (\delta_{xy})_{\text{п}} \sqrt{2} \approx 0,4\text{--}0,6$ мм. Средняя погрешность расстояния, измеренного по карте (плану), оценивается по формуле

$$\Delta d = \delta d_{\text{п}} \cdot M = 0,0005M. \quad (2.4)$$

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 $d_{\text{п}} = 155,3$ мм, то на местности $d = d_{\text{п}} \cdot M = 0,1553 \cdot 500 = 77,65$ м, и оценка средней погрешности результата составляет $\Delta d = \delta d_{\text{п}} \cdot M = 0,0005 \cdot 500 = 0,25$ 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

$$d = d_{\text{п}}M + \delta d_{\text{п}}M = d_{\text{п}}M \pm 0,0005M. \quad (2.5)$$

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 топографической карты масштаба 1 : 1 000 000. Рамки листов такой карты представлены трапецией, образованной изображениями меридианов, проведенных через 6° , и параллелей, проведенных через 4° (рис. 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 (см. рис. 2.3) находим, что г. Минск ($\lambda \approx 27,6^\circ$; $\varphi \approx 53,8^\circ$) изображается на листе *N-35* топографической карты масштаба 1 : 1 000 000 (одна миллионная). Западной и восточной сторонами рамки этой карты служат отрезки изображения меридианов с долготой 24° и 30° , южной и северной

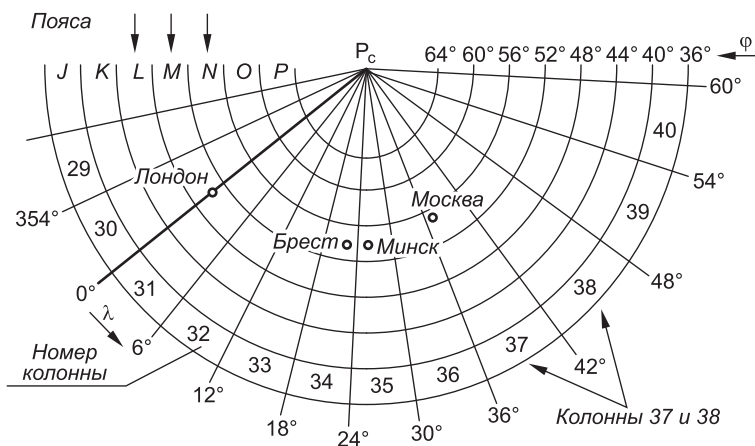


Рис. 2.3. Разграфка и номенклатура листов карты масштаба 1 : 1 000 000 (фрагмент)

сторонами – отрезки изображения параллелей с широтой 52° и 56° .

Отметим, что карта (трапеция) $N-35$ относится к 6-градусной координатной зоне № 5 (см. рис. 1.5, а).

Номенклатура топографических карт. Для получения рамок топографических карт масштаба 1 : 100 000 (одна сотысячная) трапецию карты масштаба 1 : 1 000 000 разграфляют на $12 \times 12 = 144$ части, которые нумеруют по порядку (рис. 2.4, а). Номенклатура листов имеет вид $N-35-1$, $N-35-2$ и т.д. В градусной мере каждая трапеция равна по широте $4^\circ : 12 = 240' : 12 = 20'$, а по долготе (вдоль параллелей) – $6^\circ : 12 = 360' : 12 = 30'$.

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

Рамки карт масштаба 1 : 50 000 (одна пятидесятитысячная) получают разграфкой листов карт масштаба 1 : 100 000 на 4 части, которые обозначают заглавными буквами русского алфавита А, Б, В, Г. 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 : 25 000 (одна двадцатипяти тысячная) получают разграфкой листов карт масштаба 1 : 50 000 на

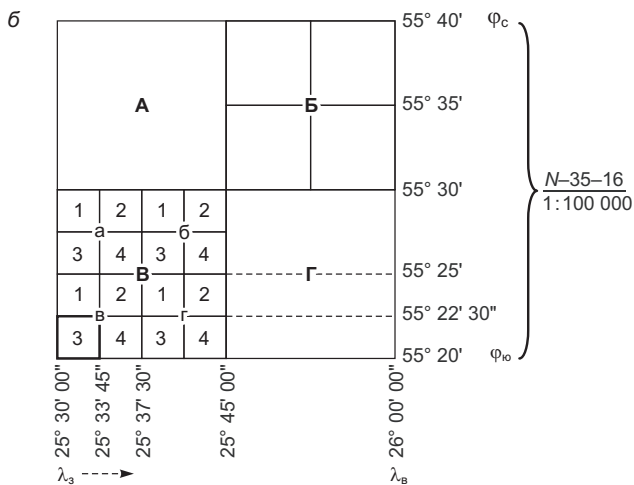
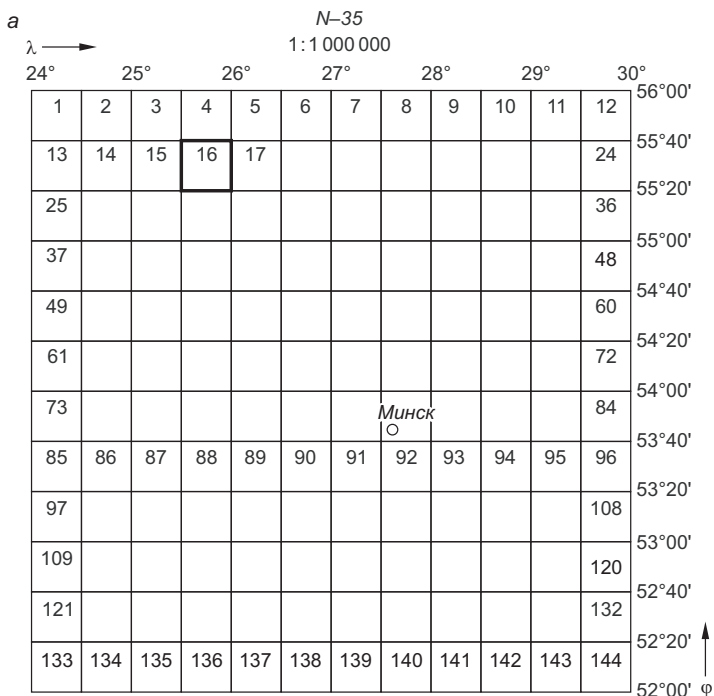


Рис. 2.4. Разграфка топографических карт масштабов 1 : 100 000 (а) и 1 : 50 000, 1 : 25 000, 1 : 10 000 (б)

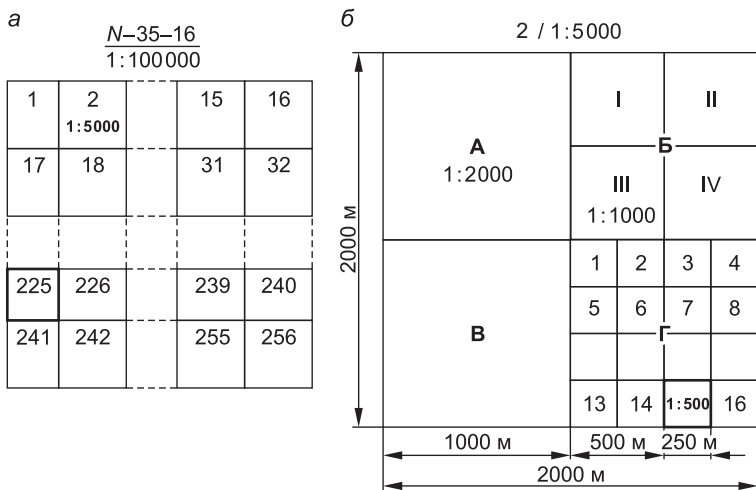


Рис. 2.5. Разграфка:

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

4 части, которые обозначают строчными буквами русского алфавита а, б, в, г (см. рис. 2.4, б, лист В). Карта *N-35-16-B-B* 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 : 10 000 (одна десятитысячная) образованы разграфкой листов карт масштаба 1 : 25 000 на 4 части, которые обозначены арабскими цифрами от 1 до 4 (см. рис. 2.4, б). Карта *N-35-16-B-B-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 : 100 000 на 256 частей (рис. 2.5, а), каждый планшет масштаба 1 : 5000 обозначают порядковым номером, заключенным в скобки, например на рисунке выделено обозначение планшета *N-35-16* (225).

Номенклатура топографических планов (планшетов).

При топографических съемках территорий и участков застройки площадью до 20 км² в местной системе прямоугольных координат планы масштаба 1 : 5000 составляют на отдельных листах с размером рамки плана 40 × 40 см. Листы нумеруют по порядку арабскими цифрами (на рис. 2.5, б пока-

зан лист 2). Разграфкой каждого такого листа на 4 равные части получают границы планов масштаба 1 : 2000 размером 50 × 50 см и обозначают их русскими прописными буквами А, Б, В, Г. Разграфкой планов масштаба 1 : 2000 на 4 равные части получают границы листов плана масштаба 1 : 1000, которые нумеруют римскими цифрами I, II, III, IV, например 2-Б-IV. Разграфкой планов масштаба 1 : 2000 на 16 частей получают границы планов масштаба 1 : 500, которые обозначаются арабскими цифрами, например 2-Г-15 (см. рис. 2.5, б). Размер рамок 50 × 50 см одинаков для планов всех масштабов. Планы наклеивают на плоские листы твердой основы и получают планшеты. В настоящее время разработаны и применяются на практике автоматизированные цифровые технологии создания планов различных масштабов с использованием компьютерной графики.

2.3. Условные знаки топографических карт и планов

Объекты местности изображаются на топографических картах и планах соответствующими условными знаками. **Контурными условными знаками** в масштабе карты или плана изображают очертания объектов в подобной форме, по ним можно определить размеры объекта в плане и его площадь. *Четкие контуры* характерны для зданий и сооружений, на план они наносятся соответствующими сплошными линиями. Нечеткие контуры местности (границы леса, пашни, луга, болота и др.) обозначаются пунктиром (рис. 2.6, а). 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. 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 внемасштабными

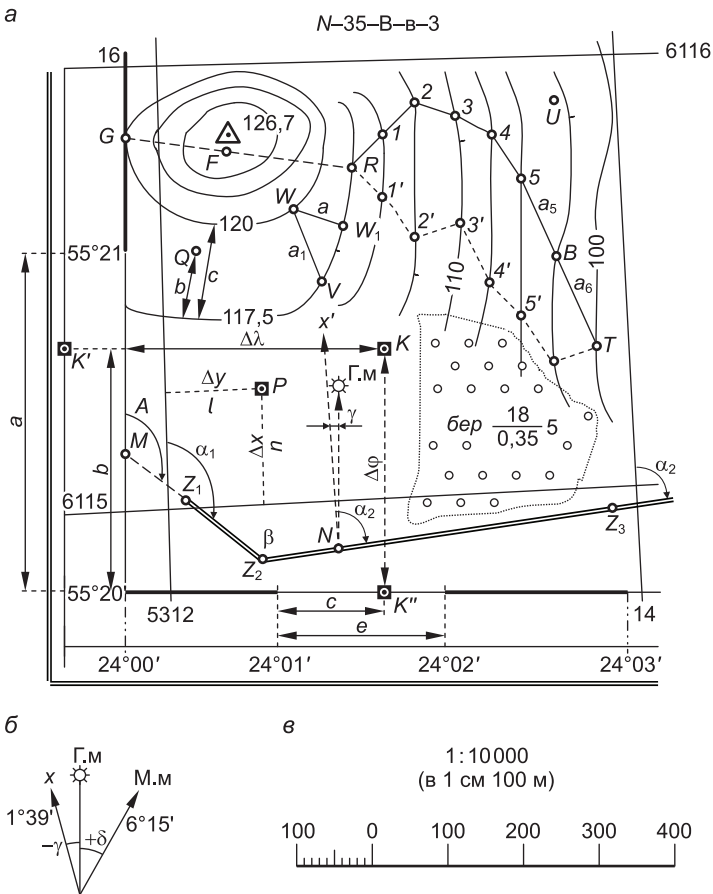


Рис. 2.6. Схема части топографической карты:

a – часть рамки и километровой сетки; *б* – вертикальные линии километровой сетки (и географический (Г.м) и магнитный (М.м) меридианы; *в* – численный и линейный масштабы

ми. Условные знаки дополняют пояснительными надписями (например, «Пашня», «Огород», «Изрыто», «Просадки»), буквенными обозначениями и цифровыми данными. На рис. 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 горизонталью соответствует, например, береговая линия спокойной водной поверхности – линия сечения земной поверхности данной уровенной поверхностью (на плане горизонтальной плоскостью) определенной высоты.

Схема пересечения горы несколькими уровенными поверхностями показана на рис. 2.7, а. Линии пересечения CD , BE и KT проецируют отвесно на уровенную поверхность или же на горизонтальную плоскость P , на которой они изображаются замкнутыми кривыми линиями – *горизонталями*. Вертикальное расстояние h_c между соседними секущими уровенными поверхностями называется *высотой сечения рельефа*. Горизонтальное расстояние a между горизонталями (в расчете на

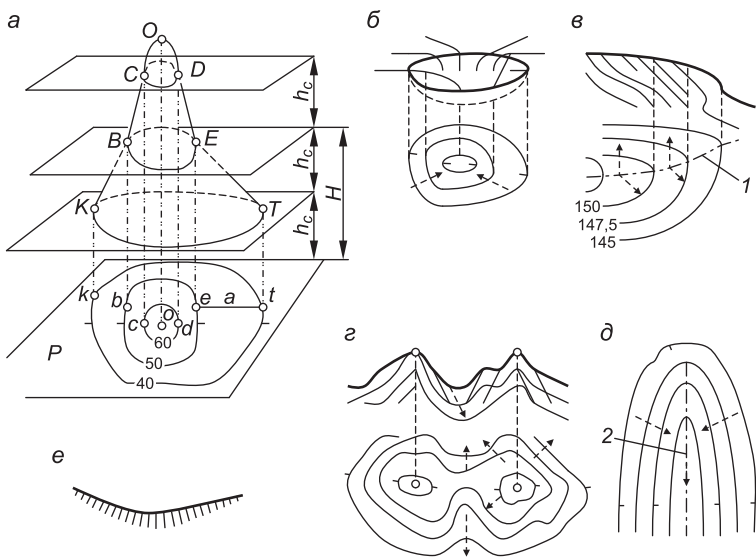


Рис. 2.7. Изображение основных форм рельефа горизонталями:

a – горизонтальные сечения горы и проекция горизонталей на уровенную поверхность; b – котловина; v – хребт; z – седловина; d – лощина; e – обрыв земляной; 1 – ось хребта; 2 – линия водостока (талвег); $--\blacktriangleright$ – направление стока поверхностных вод

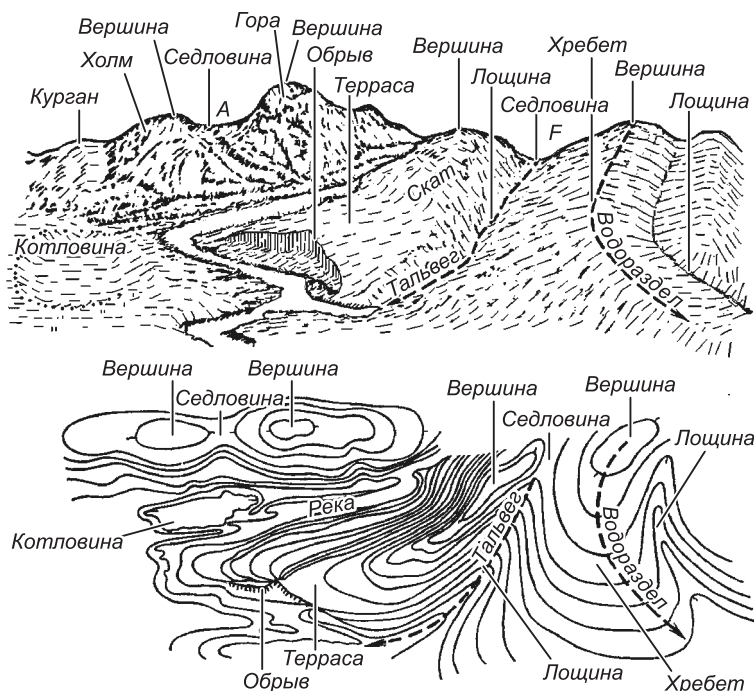


Рис. 2.8. Формы рельефа и их изображение горизонталями

местность) именуется *заложением*. Высота H горизонтали над исходной уровенной поверхностью выражается числом, называемым *отметкой горизонтали*. 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 м 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 горизонтالي прочерчивают плавными линиями светло-коричневого цвета и некоторые из них утолщают: каждую пятую при $h_c = 1, 2, 5$ и 10 м и каждую четвертую при $h_c = 0,5$ м и 2,5 м.

Среди многообразных форм рельефа выделяют основные (рис. 2.7, 2.8):

- *гора* – куполообразная возвышенность (см. рис. 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 (см. рис. 2.7, б). Изображение котловины горизонталями на карте похоже на изображение горы. Эти формы рельефа распознают на плане по направлению бергштрихов и расположению подписей высоты горизонталей;

- *хребет* – вытянутая возвышенность, в которой противоположные скаты разделяются осью хребта, называемой также водораздельной линией (линия 1 на рис. 2.7, в);

- *седловина* – понижение местности между двумя возвышенностями (см. рис. 2.7, г);

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





- *овраг* – свежая промоина с противоположными обрывистыми склонами, со временем преобразуется в лощину;

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

Условные знаки для топографических планов несколько отличаются от условных знаков для топографических карт. В табл. 2.1, 2.2 и 2.3 приведены примеры условных знаков для топографических планов и строительных плановых чертежей.

Таблица 2.1

Условные знаки для крупномасштабных (1 : 500 и 1 : 1000) топографических планов

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

Строения	
<p>одноэтажные</p>  <p>КН – каменный нежилой</p>	<p>многоэтажные</p>  <p>2КЖ – двухэтажный каменный жилой</p>
Линейные сооружения	
<p>Трамвайные пути</p> <p>Дороги</p> <p>1 – откос; 2 – кювет; 3 – обочина; 4 – проезжая часть А – асфальт, Б – булыжник Обочина; кювет</p>	 
<p>Линии телефонной связи</p>	
Ограждения	
<p>Ограды каменные и железобетонные</p> <p>Ограды деревянные на металлических и железобетонных опорах</p> <p>Заборы деревянные</p> <p>Ограждения из проволоочной сетки</p> <p>Изгороди</p> <p>Живые изгороди</p>	     
Растительность	
<p>Отдельно стоящие деревья:</p> <p>лиственные</p> <p>хвойные</p> <p>Узкие полосы лесонасаждений</p> <p>Сады фруктовые</p>	<p> <i>Тополь</i></p> <p> <i>Сосна</i></p> <p> <i>Ель</i></p> <p></p> <p></p>

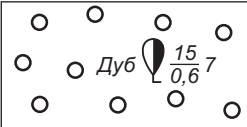



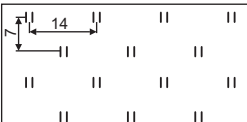


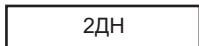
Древесная растительность	
Горелый и сухостойный лес	
Вырубленный лес	
Сплошные заросли кустарника	
Луг	
Пашня, огород	

Таблица 2.2

Примеры условных обозначений строительных объектов на планах, разбивочных и исполнительных чертежах




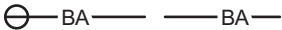
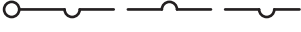
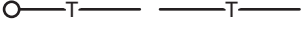

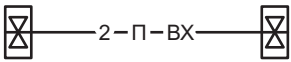
Капитальное здание и отметка пола первого этажа (трехэтажное, каменное, нежилое)	
Некапитальное здание (двухэтажное, деревянное, нежилое)	

Номер и координаты точки угла здания										
Отметка угла здания } проектная } фактическая										
Отметки вертикальной планировки										
<table border="1" style="margin-left: auto; margin-right: auto;"> <tr> <td style="border: none;">Рабочая</td> <td style="border: none;"> </td> <td style="border: none;">Проектная</td> </tr> <tr> <td style="border: none;">-----</td> <td style="border: none;"> </td> <td style="border: none;">-----</td> </tr> <tr> <td style="border: none;"></td> <td style="border: none;"> </td> <td style="border: none;">Фактическая</td> </tr> </table>	Рабочая		Проектная	-----		-----			Фактическая	
Рабочая		Проектная								
-----		-----								
		Фактическая								
Расстояние (м) по оси проектируемой трассы, дирекционный угол направления оси										
Контур выемки										
Контур насыпи										
Расстояние вдоль оси проектируемого проезда, трубопровода, дирекционный угол оси объекта										
Горизонталь для фактической поверхности земли										
Проектная горизонталь и ее отметка (при сечении 0,25 м)										
Уклон линии, выраженный в тысячных долях, ее направление и протяженность										

Таблица 2.3

Некоторые условные обозначения сетей подземных коммуникаций на планах, разбивочных и исполнительных чертежах

Название условных знаков	Изображение
1	2
Канализация хозяйственная, трубы керамиковые ($d = 150$ мм)	
Канализация производственная, трубы стальные ($d = 300$ мм)	
Канализация ливневая (водосток), кирпичный коллектор ($d = 1200$ мм)	

1	2
Водопровод при обратном водоснабжении (вода градири)	
Водопровод городской воды	
Водопровод артезианской воды	
Водопровод артезианской воды самотечный	
Газопровод	
Теплофикация (ПП – прямая, ОБР – обратная)	
Паропровод	
На опорах две трубы теплофикации (П – паропровод; ВХ – воздухопровод)	

На планшетах
зеленым цветом

Условные знаки для строительных чертежей применяют в соответствии с требованиями строительного черчения.

2.4. Решение инженерно-геодезических задач по картам и планам

Определение географических координат. Схематический фрагмент топографической карты представлен на рис. 2.6, а. На западной и южной сторонах рамки данного фрагмента внутренние линии соответствуют изображениям меридиана с долготой $\lambda = 24^\circ 00'$ и параллели с широтой $\varphi = 55^\circ 20'$. Изображения меридиана и параллели размечены через $1'$ линиями чередующейся толщины (шкалами минут): на западной стороне рамки соответствующие точки шкалы минут подписаны значениями широты $\varphi = 55^\circ 20'$ и $\varphi = 55^\circ 21'$; на южной стороне рамки точки шкалы минут подписаны значениями долготы $\lambda = 24^\circ 00'$; $\lambda = 24^\circ 01'$; $\lambda = 24^\circ 02'$.

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 (измерив, например, $b = 34,2$ 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 $\lambda_K = 24^\circ 01' + 60''(c/e)$.

Определение прямоугольных координат точек. Горизонтальные линии километровой сетки на схеме топографической карты (см. рис. 2.6, а) подписаны на западной стороне рамки значениями абсцисс $x = 6115$ км и $x = 16$ км (на карте сокращена полная запись $x = 6116$), отсчитанными от экватора. Абсцисса точки P равна $x_P = x + \Delta x$, 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. п. 1.3) точки P равна $y_P = y + \Delta y$, где $y = 5312$ км – преобразованная ордината вертикальной линии километровой сетки (здесь 5 – номер зоны); $\Delta y = lM$ – отрезок, измеренный по плану. Действительная зональная ордината y_{PD} получается после вычитания 500 км из значения y_P . Например, если $y_P = 5\ 312,144$ км, то $y_{PD} = 5\ 312,144 - 500 = -187,856$ км (знак «минус» указывает, что точка P расположена к западу от осевого меридиана зоны № 5). Измеренные по карте значения x_P и y_P содержат погрешности, которые можно оценить с учетом формул (2.4) и (2.5).

Определение углов ориентирования. Данное определение 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 α равно углу γ сближения осевого меридиана (параллельной ему линии) и географического меридиана (Г. м) данной точки N (см. рис. 2.6, а). Погрешность измерения углов транспортиром составляет 0,1–0,25°.

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

Определение высоты сечения рельефа и высоты точек.

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

Высотная координата (отметка) точки, лежащей на горизонтали, равна высоте этой горизонтали (см. рис. 2.6, а: отметка точки W равна $H_W = 120$ м; точки R равна $H_R = 117,5$ м). Отметка точки Q , лежащей между горизонталями 117,5 м и 120 м равна $H_Q = 117,5 + \Delta h$, где $\Delta h = h_c(b/c)$ – это часть полного сечения $h_c = 2,5$ м, здесь b и c – отрезки, измеряемые по плану с точностью до 0,1 мм в направлении кратчайшего расстояния между горизонталями.

Если $b/c = 0,6$, то $\Delta h = 1,5$ м и $H_Q = 117,5 + 1,5 = 119$ м.

Погрешности отметок точек W 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

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

где h_c – высота сечения рельефа.

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

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

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 (рис. 2.9) составлен по данным карты (см. рис. 2.6, а) 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

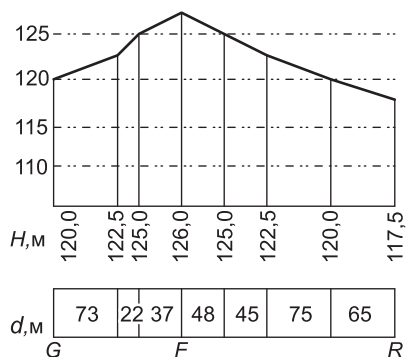


Рис. 2.9. Продольный профиль

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.

Определение крутизны ската. Крутизна ската определяется на карте по кратчайшему расстоянию $a = WW_1$ между двумя соседними горизонталями (см. рис. 2.6, а), которое называется заложением ската. Крутизна ската рассматривается в вертикальной плоскости (рис. 2.10) и характеризуется углом наклона v , т.е. углом между линией ската и горизонтальной плоскостью. В направлении заложения ската $a = WW_1$ (см. рис. 2.6, а) крутизна линии максимальна. При определении по карте угла наклона отрезка линии, произвольно ориентированного относительно горизонталей, используют заложение между соседними горизонталями по этому произвольному направлению, например заложение a_1 по направлению WV .

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 (см. рис. 2.10) равен

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

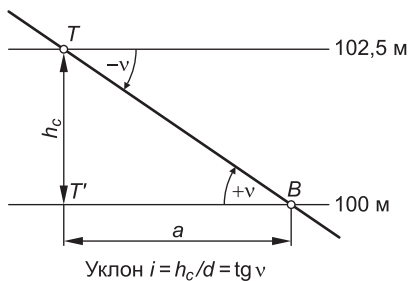


Рис. 2.10. Элементы ската:

h_c – высота сечения рельефа; a – заложение; v – угол наклона; i – уклон

где h_c – высота сечения рельефа; $a = a_{\Pi}$ М – горизонтальное расстояние, соответствующее заложению a_{Π} , измеренному на карте; М – знаменатель масштаба карты; v – угол наклона линии ската TB .

В направлении TB при $h_c = 2,5$ м; $a = a_{\Pi}$ М = 153 м, уклон (тангенс угла наклона) $i = +0,0163$.

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

На рис. 2.6, a заложение ската $WW_1 = a_{\Pi}$ М = 77 м, уклон ската $i = -2,5 / 77 = -0,0325$, угол наклона ската $\operatorname{arctg} 0,0325 = -1,859^\circ = -1^\circ 52'$. В более пологом направлении WV заложение $a_1 = a_{\Pi}$ М = 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 (рис. 2.11, a) через равные отрезки подписывают углы наклона в градусах. Вычисляют заложение a_{Π} по формуле

$$a_{\Pi} = (h_c / \operatorname{tg} v) : \text{М}.$$

Через концы построенных отрезков a_{Π} проводят плавную кривую. В раствор циркуля-измерителя берут на карте заложение a_1 , переносят его на график заложений (см. рис. 2.11, a) и определяют по графику угол наклона $v_1 = 1,5$. Для заложения a_2 находим $v_2 = 3,8^\circ$.

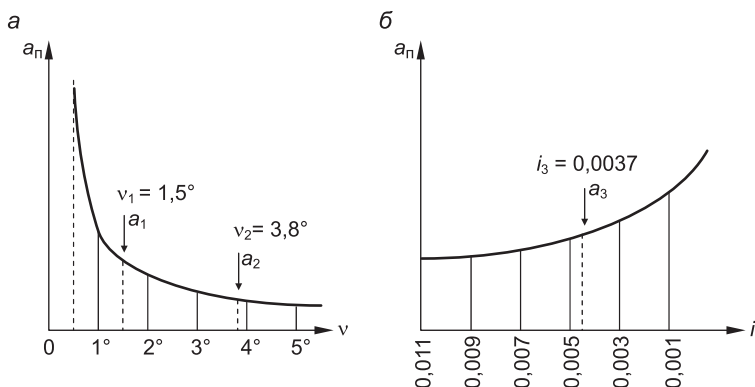


Рис. 2.11. Графики заложений:
 а – для углов наклона; б – для уклонов

График заложений для уклонов рассчитывают по формуле

$$a_{\text{п}} = (h_c / i) : M. \quad (2.10)$$

Горизонтальную ось i графика (рис. 2.11, б) размечают через выбранные интервалы уклонов. Плавную кривую заложений проводят через концы отрезков $a_{\text{п}}$. 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.

Нанесение на карту проектной линии с уклоном, не превышающим предельно допустимой величины. На рис. 2.6, а 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 $h_c = 2,5$ м. По формуле (2.10) вычислено допустимое минимальное заложение между двумя последовательными горизонталями $a_{\text{п min}} = (2,5 / 0,034) : 10\,000 = 0,0073$ м = 7,3 мм. Данный отрезок взят в раствор циркуля-измерителя по линейному масштабу (см. рис. 2.6, в), затем из точки R (см. рис. 2.6, а) циркулем сделана засечка соседней горизонтали в точках 1 и $1'$. Для продолжения от точки 1 сделаны последовательные засечки горизонталей в точках 2, 3, 4, 5. На точку T вышли по прямой, имея в виду, что на участке

5– T заложения a_5 и a_6 больше минимально допустимого $a_{п\ min}$, следовательно, здесь уклоны отрезков проектной линии меньше предельно допустимого и поставленное условие выполнено. Второй вариант проектной линии $R - 1' - 2' - \dots - T$ рассматривается как конкурентный.

По картам и планам решаются и другие инженерные задачи, среди которых:

- определение площади участка;
- границ водосборной территории;
- объема водохранилища;
- объема отвалов горных пород и др.

Измерение площадей. Площадь территории строительства, населенного пункта или участка местности можно определить по топографической карте или плану следующими способами: геометрическим, аналитическим и механическим (см. п. 7.6).

2.5. Ориентирование карты на местности

При использовании топографических карт и специальных инженерно-топографических планов на местности возникает необходимость их ориентирования. Инструментальное ориентирование карт и планов производится с помощью приборов с магнитной стрелкой (буссоли), ситуационное ориентирование выполняется относительно четких контуров местности, изображенных на карте.

Устройство буссоли для ориентирования карт показано на рис. 2.12. Основанием прибора служит деревянная или пластиковая линейка 2, скошенный край WU которой служит визирным приспособлением. На линейке укреплено устройство в виде круглой коробки, именуемое собственно буссолью, которое используется практически во всех геодезических приборах, предназначенных для ориентирования относительно силовых линий магнитного поля Земли. Магнитная 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 с помощью арретира, состоящего из плоской пружины 5 и направляющей головки 6. Во избежание повреждения опоры магнитной стрелки и острия иглы, отшлифованных на мини-

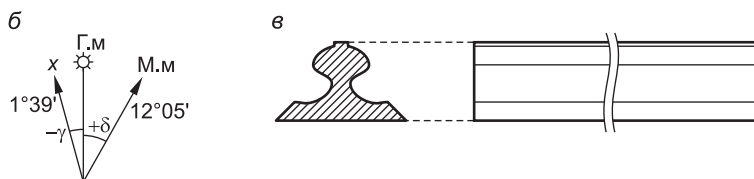
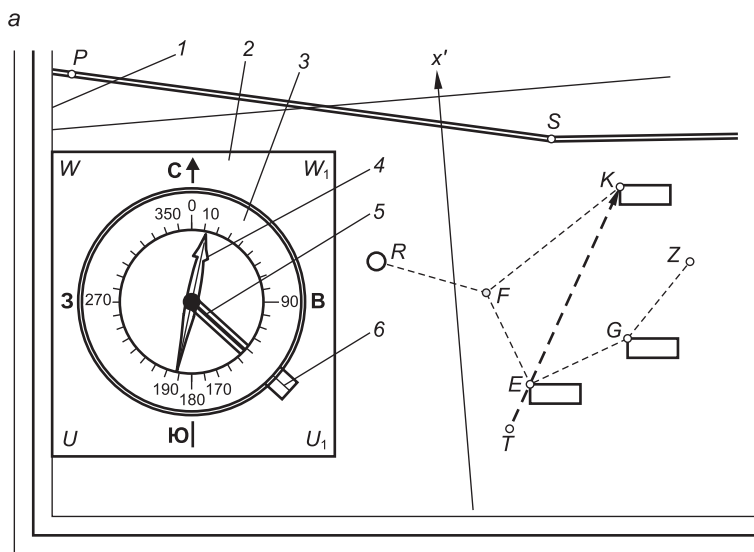


Рис. 2.12. Ориентирование карты с помощью буссоли и визирной линейки: а – положение скошенного края основания буссоли относительно меридианальной стороны рамки карты; б – схема углов сближения меридианов и склонения магнитной стрелки; в – визирная линейка; x – линия, параллельная оси абсцисс 6-градусной 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; 6 – головка прижимной пластинки

мальные силы трения между ними, магнитная стрелка опускается на кончик иглы только на время измерений.

Ориентирование карты (чертежа) на местности с помощью буссоли.

Первый способ. *Ориентирование буссолью по географическому меридиану карты.* Для ориентирования карту закрепляют на планшете (листе фанеры или пластика), который горизонтируют на устойчивой опоре (на штативе). Один из краев линейки буссоли, например UW , прикладывают к запад-

ной или восточной стороне рамки карты (см. рис. 2.12, *a*), затем планшет вращают, пока северный конец магнитной стрелки не установится на отсчет, соответствующий величине склонения магнитной стрелки, указанной на карте (на рис. 2.12, *б* склонение восточное $\delta = +12^\circ 05'$, а на рис. 2.12, *a* отсчет по северному концу стрелки приблизительно равен $a_c \approx 12^\circ$, по южному $a_{ю} \approx 192^\circ$, допускается погрешность за счет эксцентриситета величиной $\approx 0,2^\circ$).

Второй способ. *Ориентирование карты с помощью вертикальной линии километровой сетки.* При этом один из краев линейки UW или U_1W_1 прикладывают к линии x' (см. рис. 2.12, *a*), планшет вращают до получения по северному концу магнитной стрелки отсчета $a_c = \delta - \gamma$. Согласно рис. 2.12, *б* имеем $\delta = +12^\circ 05'$; $\gamma = -1^\circ 39'$ и находим $a_c = \delta - \gamma = +12^\circ 05' - (-1^\circ 39') = 13^\circ 44' \approx 13,7^\circ$.

Ориентирование карты относительно показанных на ней местных предметов. Для ориентирования относительно прямолинейного участка шоссе в точке P (см. рис. 2.12, *a*) приводят планшет с картой в горизонтальное положение и совмещают скошенный край визирной линейки (рис. 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 (зданий) планшет устанавливают в произвольной точке T створа EK (см. рис. 2.12, *a*) 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. Оно 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 графической обратной засечкой. Для этого над точкой F на местности (см. рис. 2.12, *a*) укрепляют планшет с листом восковки или прозрачного пластика. В середине планшета на восковке обозначают точку f (например, иголкой) 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

иголку снимают, а 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 с помощью либо буссоли относительно линий GE , либо визирной линейки по другим опознанным точкам. Для отыскания в натуре места объекта Z ребро линейки на карте совмещают с изображением точек G и Z и получают по карте 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 .

Вопросы и задания для самопроверки

1. Чем различаются планы и карты? 2. Что такое профиль местности? 3. Охарактеризуйте численный, линейный и поперечный масштабы, их особенности и назначение. 4. Начертите линейный масштаб для численного $1 : 500$. 5. Начертите поперечный масштаб с основанием 2 см и используйте его для нанесения на план масштаба $1 : 500$ отрезков $d_1 = 53,5$ м; $d_2 = 90,2$ м. 6. Назовите предельную точность масштабов $1 : 500$; $1 : 1000$; $1 : 2000$. 7. С какой погрешностью практически измеряют расстояния по плану или карте? 8. Определите долготу меридианов и широту параллелей, образующих рамку карты с номенклатурой М-41-27-Б-2-3. 9. Опишите основные группы условных знаков для топографических планов и карт. 10. Определите понятие горизонтали и изобразите горизонталями основные формы рельефа. 11. Опишите содержание терминов: высота сечения рельефа, заложение, крутизна ската, его угол наклона и уклон. 12. Определите по рис. 2.6, a с помощью графиков заложений на рис. 2.10 угол наклона и уклон линии $R-I$ и отрезка BT . 13. Вычислите уклон и угол наклона отрезка $AB = 100,00$ м на местности, если $H_A = 105,44$ м; $H_B = 106,64$ м. 14. Скопируйте на восковку горизонтали с карты масштаба $1 : 10\,000$ или имеющегося плана (можно с рис. 2.6) и составьте профиль по линии $G-I$. 15. На той же копии найдите ломаную линию, отрезки которой должны быть с уклоном не больше допустимого $i_{\text{доп}} = 0,006$. 16. По рис. 2.6 определите прямоугольные координаты и высоту (отметку) точки U . 17. Определите погрешности решения рассмотренных задач. 18. Опишите устройство буссоли для ориентирования карт на местности. 19. Раскройте способы ориентирования карт и планов на местности. 20. Опишите способы нанесения на карту места стояния наблюдателя.

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 инженерно-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 100^g . Один град делится на 100 десятичных минут ($1^g = 100^c$). Одна десятичная минута делится на 100 десятичных секунд ($1^c = 100^{cc}$). *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.

Радиян – безразмерная величина, выражающая центральный угол как отношение дуги окружности, стягивающей этот угол, к длине всей окружности. Величина $\pi = 3,141592654$ выражает отношение длины дуги окружности к ее диаметру и соответствует углу в 180° . Для перевода градусной меры в радианы служит формула

$$\beta = \pi\beta^\circ / 180^\circ.$$

В геодезических работах измеряют в основном линейные и угловые величины.

Линейные величины (расстояния и превышения) измеряют либо непосредственно с помощью стальных лент (рулеток), светодальномеров 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 инженерно-геодезических работах производят по определенным правилам, с тем или иным контролем (в целях повышения точности результатов и устранения грубых погрешностей). Число измеренных величин, необходимых для однозначного решения какой-либо задачи, считают *необходимыми измерениями*. Если измерений произведено больше необходимого числа, то имеют место *избыточные измерения*. Например, углы и превышения измеряют как минимум дважды по соответствующей методике. Линии измеряют в прямом и обратном направлениях. В плоских замкнутых многоугольных фигурах измеряют, кроме минимально необходимых, еще и избыточные величины. Например, в треугольнике минимально необходимыми для измерений являются два угла, но 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 стороны треугольника, а искомый угол находят как 180° минус сумма двух измеренных углов и контролируют его вычислением по формулам тригонометрии. В замкнутых многоугольниках сумма внутренних углов должна быть равной $180^\circ(n - 2)$, где n – число вершин.

Погрешности измерений. В процессе измерений взаимодействуют наблюдатель (субъект измерений), средство измерения, метод измерений, объект измерений и внешняя среда, образующие факторы, определяющие неизбежные погрешно-

сти 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), условий внешней среды (устойчивости прибора, условий погоды, силы ветра, уровня вибрационных помех от механизмов и т.д.). Квалификация наблюдателя также влияет 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), выполненные специалистами равной квалификации, приборами одного класса точности, одним и тем же способом, в сходных условиях среды.

К *неравноточным* относят измерения и результаты измерений однородных величин, выполненные с нарушением хотя бы одного условия равноточности. Заведомо неравноточными будут результаты измерений приборами различного класса точности.

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 – безразмерная величина, которая выражается обыкновенной дробью с единицей в числителе и показывает, какую часть составляет абсолютная погрешность от измеряемой величины:

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

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. При производстве измерений, как правило, истинное значение измеряемой величины неизвестно. В этих случаях при наличии избыточных измерений для оценки точности результатов измерений применяют методы математической статистики. При этом, чем больше число избыточных измерений, тем надежнее результаты измерений и оценка их точности. Погрешности квалифицируют как случайные, систематические и грубые.

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 создают условия для устранения и минимизации систематических и грубых погрешностей в результатах измерений. При этом принимают, что остаются лишь случайные погрешности, которые и учитывают при оценках качества измерений и точности конечных 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 отноше-

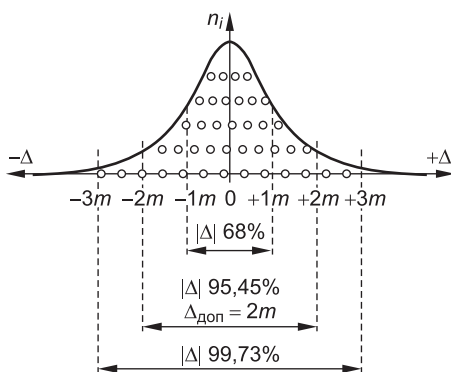


Рис. 3.1. График нормального распределения случайных погрешностей $\pm\Delta$:
 n_i – число случайных погрешностей величиной Δ_i

нии принадлежит множеству случайных погрешностей, которые в совокупности описываются определенными математическими законами. Множество однородных случайных погрешностей, как правило, подчиняется закону нормального распределения, графически отображенному на рис. 3.1, и соответственно характеризуется рядом свойств.

Свойство ограниченности. Выражается в том, что в данных условиях измерений случайные погрешности Δ не могут превзойти по модулю некоторую предельную погрешность, например $3m$.

Свойство унимодальности. Малые по модулю погрешности появляются чаще, чем большие.

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.

$$\lim_{n \rightarrow \infty} (\Delta_1 + \Delta_2 + \dots + \Delta_n) / n = \lim_{n \rightarrow \infty} (1/n) \sum_1^n \Delta_i = 0, \quad (3.3)$$

$$i = 1, 2, \dots, n.$$

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

$$\lim_{n \rightarrow \infty} (\Delta_1^2 + \Delta_2^2 + \dots + \Delta_n^2) / n = \lim_{n \rightarrow \infty} (1/n) \sum_1^n \Delta_i^2 = \bar{m}^2, \quad (3.4)$$

$$i = 1, 2, \dots, n.$$

Предел \bar{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

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

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

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 симметричности и компенсации 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):

$$\begin{aligned} \Delta_1 &= l_1 - X; \\ \Delta_2 &= l_2 - X; \\ &\dots \dots \dots \\ \Delta_n &= l_n - X. \end{aligned}$$

Сложим почленно эти равенства, разделим на n и 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 равноточных измерений стремится к истинному значению X измеряемой величины. Но при ограниченном числе измерений значение L не совпадает с истинной величиной X . Поэтому среднее арифметическое L называется *эмпирическим вероятнейшим значением измеряемой величины* или *арифметической серединой*.

Средняя квадратическая погрешность. Каждая конкретная случайная погрешность может быть по величине малой или близкой к предельной, положительной или отрицательной в пределах поля рассеивания, характер которого показан на рис. 3.1. Множество случайных погрешностей (при $n \rightarrow \infty$) обобщается статистической величиной стандарта \bar{m} , вычисляемого по формуле Гаусса (3.5), т.е.

$$\bar{m} = \sqrt{\sum_1^n \Delta_i^2 / n}, \quad i=1, 2, \dots, n, \quad (3.8)$$

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

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

где δ_i – отклонение отдельных результатов l_i от среднего арифметического, т.е. $\delta_i = l_i - L$. Здесь L вычисляется по формуле (3.7). Правильность значений δ_i проверяют на условие

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

Но величина m получается приближенной, и поэтому вычисляют ее погрешность m_m , т.е. среднюю квадратическую погрешность самой средней квадратической погрешности m :

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

Пример 3.1. Получены следующие 6 результатов равнооточных измерений l_i : 1002,0; 999,0; 998,5; 1000,4; 1000,0; 999,8 мм. Определить среднее арифметическое L и дать статистическую оценку точности отдельных величин l_i .

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 $\sum \delta_i = 0$, вычисляем $\sum \delta_i^2 = 7,345$; $(n-1) = 5$; $m = 1,22$ мм; $m_m = 0,39$ мм. Наиболее надежное (вероятнейшее) значение длины отрезка $L = 999,95$ мм. Здесь средняя квадратическая погрешность отдельного измеренного значения l_i характеризуется величиной $m \approx \pm 1,22$ мм, при этом погрешность оценочной величины m составляет $m_m \approx \pm 0,39$ мм.

Интервальные характеристики точности результатов измерений. Стандарт \bar{m} , а с некоторым приближением и СКП m , позволяют дать общую вероятностную оценку погрешностей данного ряда измерений и погрешности окончательного результата L . Как показано на графике (см. рис. 3.1), в интервале от $-m$ до $+m$ концентрируются случайные погрешности (Δ_i) , не превышающие по модулю значения $|m|$, т.е. $(\Delta_i) \leq |m|$, а число таких величин составляет 68% от всего множества Δ_i 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 Δ_i .

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

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

а превосходящие этот допуск погрешности считают грубыми.

Относительная предельная погрешность обычно принимается 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. п. 5.1).

3.3. Средняя квадратическая погрешность функции измеренных величин

По условиям задачи выполнены измерения величин x_i для определения значения некоторой функции F ,

$$F = f(x_1, x_2, x_3, \dots, x_n),$$

а СКП этой функции определяется из формулы

$$m_F = \sqrt{\sum_1^n \left(\frac{\partial f}{\partial x_i} m_i \right)^2}, \quad (3.14)$$

где m_i – СКП измеренных величин.

Рассмотрим несколько функций измеренных величин.

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

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

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 и разделим на n :

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

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

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

а также среднюю квадратическую погрешность величины Z

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

где m_x и m_y – СКП ее элементов.

Пример 3.2. 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 $m_3 = \sqrt{0,5^2 + 0,5^2} = \pm 0,7'$.

Вторая функция. 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 3.3. В плоской фигуре примера 3.2 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), $m_1 = \pm 0,7'$.

Третья функция. 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 СКП суммарной величины Z

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

Четвертая функция. Для функции

$$Z = K X,$$

где K – постоянная величина, имеем

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

Пятая функция. 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

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

Шестая функция. 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.

Как видим, во всех рассмотренных случаях работает общая формула (3.14), которую запишем в развернутом виде

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

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 3.4. 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 для x_2

$$\begin{aligned} \partial f / \partial x_1 &= 1; \\ \partial f / \partial d &= \cos \alpha; \\ \partial f / \partial \alpha &= -d \sin \alpha, \end{aligned}$$

т.е. по формуле (3.28) получим

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

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

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

где $\rho^\circ = 180^\circ \pi = 57,3^\circ$ – 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)

$$m_L^2 = (1/n^2)m_1^2 + (1/n^2)m_2^2 + \dots + (1/n^2)m_n^2.$$

При равноточных измерениях принимаем $m_1 + m_2 = m_n = m_l$. Обозначим $m_L^2 = M^2$, получим дисперсию среднего арифметического

$$M^2 = [(1/n^2)m_l^2]n = m_l^2 / n,$$

откуда

$$M = m_l / \sqrt{n}, \quad (3.31)$$

т.е. СКП среднего арифметического M из равноточных результатов измерений в \sqrt{n} раз меньше средней квадратической погрешности m_l отдельного результата измерения.

Пример 3.5. Для результатов измерений, приведенных в примере 3.1, вычислить среднее арифметическое L и его среднюю квадратическую погрешность M .

Решение. В примере 3.1 определены $L = 999,95$ мм; $m_l = 1,22$ мм. Вычисляем $M = 1,22 / \sqrt{6} = \pm 0,50$ 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. п. 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 СКП $m_{\Sigma\Delta}$ суммы значений Δ_i выразится в соответствии с формулой (3.22) как

$$m_{\Sigma\Delta}^2 = m_{\Delta X}^2 + m_{\Delta Y}^2 + \dots + m_{\Delta t}^2. \quad (3.33)$$

При равноточности измерений принимают, что их СКП одинаковы, т.е. $m_{\Delta X} = m_{\Delta Y} = \dots = m_{\Delta t} = m_{\Delta}$, тогда выражение (3.33) принимает вид $m_{\Sigma\Delta}^2 = nm_{\Delta}^2$, 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 формуле (3.34) примем согласно условию (3.12) равной ее удвоенному значению $2m_{\Sigma\Delta} = \Delta_{\Sigma\Delta\text{пред}}$, тогда

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

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 геодезических работ углы, расстояния, превышения получают как разности отсчетов, т.е. измеряют двукратно. Например, углы измеряют двумя полуприемами, расстояния – прямо и обратно. Такие измерения называют *двойными*. Получают пары равнозначных результатов l_1 и l'_1 , l_2 и l'_2 , ..., 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

$$\bar{m}_{\Delta} = \sqrt{\left(\sum_1^n \Delta_i^2\right) / n}, \quad i = 1, 2, \dots, n, \quad (3.36)$$

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 равнозначны, тогда

$$m_1 = m_2 = m_i; \quad m_{\Delta} = \sqrt{2m_i^2};$$

$$m_i^2 = m_{\Delta}^2 / 2.$$

Величина m_{Δ} определяется формулой (3.36), следовательно, средняя квадратическая погрешность результата l_i отдельного измерения равна

$$\bar{m}_{\Delta} = \sqrt{\left(\sum_1^n \Delta_i^2\right) / 2n}, \quad i = 1, 2, \dots, n. \quad (3.37)$$

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

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

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:

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

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 мерной 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

Понятие математического веса результатов однородных измерений. Если одна и та же величина измерялась в условиях неравноточности (см. п. 3.1), то совместная математическая обработка результатов измерений должна выполняться с учетом их сравнительной надежности, которая характеризуется *математическим весом* данного результата. Понятно, что результат измерения будет тем надежнее, чем меньше его погрешность.

Математический 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 (например, $p = 1$), упрощающее вычисления с *неудобными* 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)

$$c = pm^2,$$

откуда

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

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

Среднее весовое. Пусть некоторая величина измерена многократно и 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

$$L_0 = \frac{l_1 p_1 + l_2 p_2 + \dots + l_n p_n}{p_1 + p_2 + \dots + p_n} = \left(\sum_1^n l_i p_i \right) / \left(\sum_1^n p_i \right). \quad (3.42)$$

Пример 3.6. Пусть $l_1 = 103,0; l_2 = 103,8; p_1 = 2; p_2 = 4$. Вычислить среднее весовое значение L_0 .

Решение. $L_0 = 100 + (3,0 \cdot 2 + 3,8 \cdot 4) / (2 + 4) = 103,53$. Изменим веса, разделив их на p_1 , 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 $c = m_i^2$. Значение c при безразмерном $p = 1$ называется *средней квадратической погрешностью* единицы веса и обозначается через μ . В соответствии с формулой (3.40)

$$\mu^2 / m_i^2 = p_i,$$

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:

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

Средняя квадратическая погрешность величины L_0

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

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

3.5. Технические средства и правила вычислений

Вычислительная обработка результатов 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 ЭВМ для оперативной обработки измерительной информации, а также средствами для хранения и передачи информации на другие 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 компьютере или на программируемом калькуляторе студенты составляют программу по возможности короткой с учетом необходимой 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 и усложняет ее.

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: $D_1 = 156,13$ и $D_2 = 156,16$ м. Здесь среднее $D = 156,145$ характеризуется вероятной погрешностью $\Delta D \approx 0,02$ м, поэтому округляем $D = 156,14$ по правилу «до ближайшего четного». Неправильным будет округление $D = 156,1$ м, так как 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 $d = D \cos v = 155,832$; 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 .

Чтобы избежать накопления погрешностей округления в процессе последовательных вычислений на калькуляторе промежуточные 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. Такие правила

округления при вычислениях применяют для того, чтобы избежать наложения погрешностей округления на погрешности измерений. Как отмечено ранее, погрешности результатов достоверных измерений относятся к случайным и подчиняются нормальному закону распределения. Погрешности округления тоже носят случайный характер, но подчиняются равномерно-нормальному закону распределения (равновероятны).

Вопросы и задания для самопроверки

1. Что называется измерением? **2.** Как понимать равноточность и неравноточность измерений? **3.** В чем различие грубых, систематических и случайных погрешностей? **4.** Каковы статистические свойства случайных погрешностей? **5.** Запишите и объясните формулы для вычисления дисперсии, стандарта и средней квадратической погрешности как показателей осредненных значений неограниченного или ограниченного множества случайных погрешностей. **6.** Как определяются погрешности: абсолютная и относительная, предельная (допустимая) абсолютная и относительная? **7.** Как вычислить среднюю квадратическую погрешность M среднего арифметического из суммы равноточно измеренных величин l и во сколько раз значение M точнее отдельного результата l ? **8.** Как рассчитываются средние квадратические погрешности для рассмотренных функций измеренных величин? **9.** Как обосновывают допустимую погрешность для суммы равноточно измеренных величин (т.е. функции вида $\sum l = l_1 + l_2 + \dots + l_n$)? **10.** Изложите правила вычислений с приближенными числовыми результатами геодезических измерений.

ИЗМЕРЕНИЯ УГЛОВ

4.1. Горизонтальные и вертикальные углы и устройство теодолитов

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

Горизонтальный угол измеряют по угломерному кругу l 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 $\beta = a' - c'$.

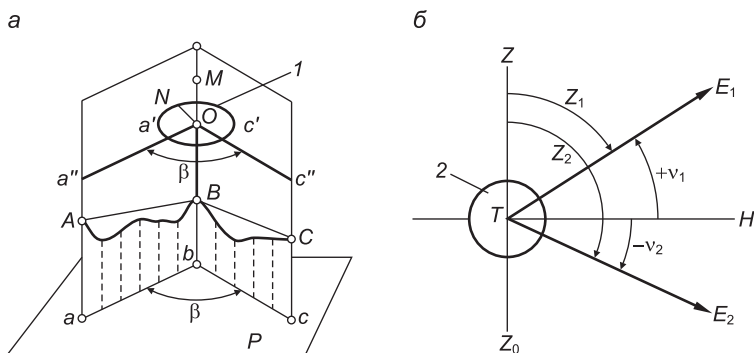


Рис. 4.1. Горизонтальный (а) и вертикальные (б) углы:

P – горизонтальная плоскость; ZZ_0 – отвесная линия; TH – горизонтальная линия; l – горизонтальный угломерный круг; 2 – вертикальный угломерный круг

Вертикальные углы. Вертикальные углы лежат в вертикальной плоскости, их измеряют по вертикальному угломерному кругу 2 (рис. 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* v , который считается положительным, если направление наклона выше горизонта (+ v) и отрицательным, если ниже (- v).

Принципиальная схема теодолита. *Теодолит* – это геодезический угломерный прибор, представляет собой достаточно сложное оптико-механическое устройство. В нем горизонтальный и вертикальный угломерные круги установлены соответственно в горизонтальной и вертикальной плоскостях (рис. 4.2, а). Горизонтальный угломерный круг 3 может вра-

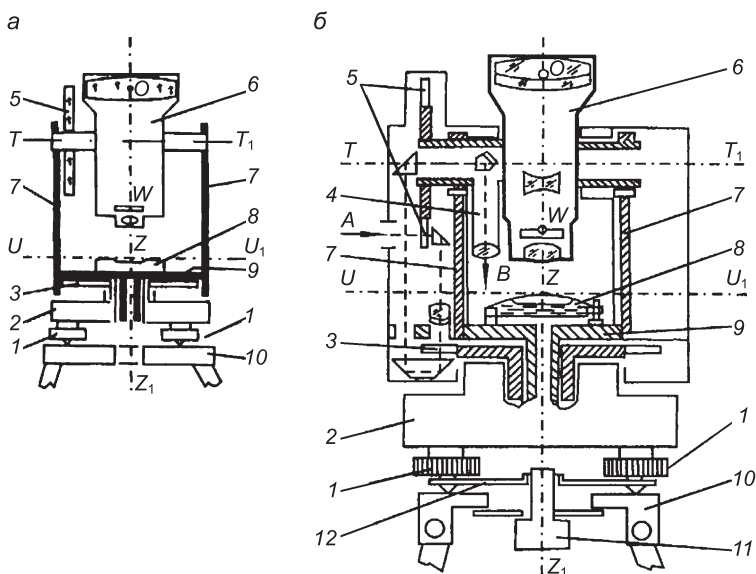


Рис. 4.2. Принципиальная (а) и оптико-механическая (б) схемы теодолита:
 1 – подъемный винт; 2 – подставка; 3, 5 – стеклянные горизонтальный и вертикальный угломерные круги; 4 – окулярная трубка отсчетного микроскопа; 6 – зрительная труба; 7 – колонки; 8 – цилиндрический уровень; 9 – алидада; 10 – головка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

щаться 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 нитяной или оптический отвесы и другие приспособления.

Общее устройство теодолита. Более подробная механическая основа и оптическая схема показаны на рис. 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, может вращаться вокруг оси ZZ_1 . Для облегчения снятия отсчетов по шкалам градусных делений угломерных кругов применен отсчетный микроскоп, окулярная трубка 4 которого 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.

В комплект теодолита входят штатив (для установки прибора над вершиной угла), нитяной или иной, например оптический, 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 визирования на удаленные точки (визирные цели) при измерениях углов и для обозначения вертикальной плоскости при вращении трубы вокруг ее горизонтальной оси TT_1 . В зрительной трубе с внутренней фокусировкой (рис. 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 сетки нитей (визирной сетки), нанесенной на стеклянную пластинку 5 (рис. 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 (см. рис. 4.3, а). *Визирная ось зрительной трубы* проходит через центр W сетки нитей и оптический центр объектива O (точка W находится в пересечении центральных нитей сетки).

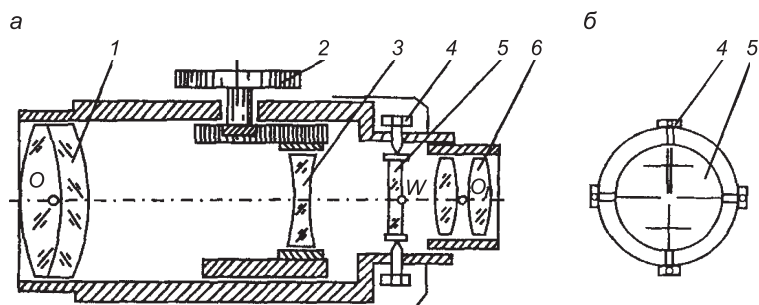


Рис. 4.3. Устройство зрительной трубы:

а – зрительная труба; б – сетка нитей; 1 – объектив; 2 – винт фокусирующего устройства (кремальера); 3 – фокусирующая линза; 4 – юстировочный винт; 5 – стеклянная пластинка с сеткой нитей; 6 – линза окуляра

Световые лучи, пересекающие штрихи n и m сетки нитей, проецируются в точках N и M на плоскость предмета P , находящегося дальше от переднего фокуса F на конечном расстоянии от него (рис. 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 сетки нитей. Это изображение является действительным и обратным. Окуляр обеспечивает получение мнимого и увеличенного изображения M_1N_1 предмета P , видимого одновременно с изображением сетки (рис. 4.4, б). Для получения *прямого изображения* в оптическую систему трубы вводится специальная оборачивающая призма 3 (рис. 4.4, в).

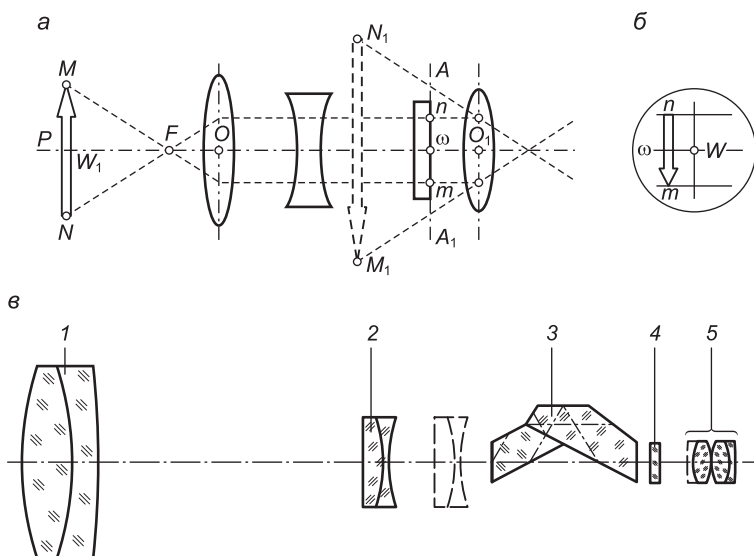


Рис. 4.4. Оптические компоненты зрительной трубы:

a – приблизительная схема хода лучей в зрительной трубе обратного изображения при наблюдении предмета MN ; *б* – обратное изображение предмета и сетки нитей; *в* – прямое изображение; F – передний фокус объектива; O – оптический центр объектива; O_1 – оптический центр окуляра; W – центр сетки нитей; n и m – дальномерные штрихи сетки нитей; ω – средний горизонтальный штрих; 1 – объектив; 2 – фокусирующая линза; 3 – оборачивающая призма (призма Аббе); 4 – пластинка сетки нитей; 5 – окуляр

До начала работы зрительную трубу подготавливают для наблюдений:

- вращая диоптрийное кольцо, окуляр устанавливают в постоянное положение, при котором получается четкое изображение сетки нитей и не наблюдается параллакс ее изображения (параллакс проявляется поперечными смещениями изображения сетки относительно изображения предмета при поперечных перемещениях глаза наблюдателя относительно окуляра трубы; параллакс устраняется небольшими вращениями окуляра);
- в дальнейшем при визировании на иные предметы их изображение фокусируют только вращением кремальеры, расположенной на трубе справа (см. рис. 4.3, *a*).

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 (рис. 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 другим глазом одновременно подсчитывает число делений, уместяющихся в одном увеличенном трубой делении. Это число характеризует видимое увеличение зрительной трубы. В технических теодолитах видимое увеличение равно $18\times$ или $20\times$.

Поле зрения трубы – это конусообразная часть пространства, видимая под углом β (см. рис. 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 трубы, подготовленной для наблюдений, характеризуется средней квадратической погрешностью

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

где $60''$ – среднее угловое разрешение (острота зрения) невооруженного глаза человека. При увеличениях трубы $\Gamma = 18\text{--}20\times$ находим $m_B = 3''$.

Уровни геодезических приборов. Предназначены для установки геодезического прибора и его частей в рабочее положение относительно отвесной линии в данной точке. Они могут применяться и для измерения малых углов наклона. Стеклоанная ампула уровня неподвижно закрепляется в оправе. Корпус оправы крепится на геодезическом приборе и снабжается юстировочными (исправительными) винтами.

Цилиндрический уровень (рис. 4.6, а) включает стеклянную трубчатую ампулу, заполненную легкоподвижной жидкостью, не прилипающей к стеклу, – этиловым эфиром или этиловым спиртом. Пузырек уровня, состоящий из паров наполнителя, должен занимать 0,3–0,4 рабочей длины ампулы. Для уменьшения зависимости длины пузырька от изменений температуры объем жидкости уменьшают компенсационным стеклянным стержнем, который помещают внутри ампулы. Или

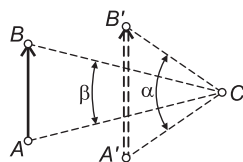


Рис. 4.5. Видимое увеличение зрительной трубы

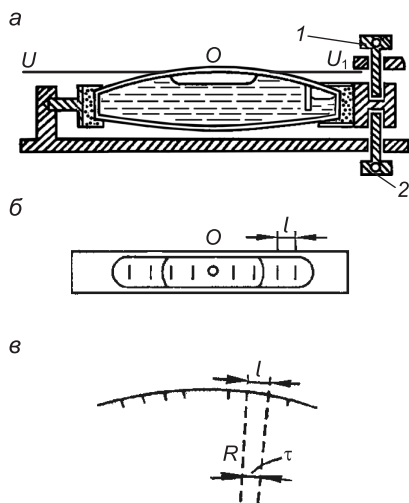


Рис. 4.6. Цилиндрический уровень:

a – разрез; *б* – вид ампулы сверху; *в* – радиус и цена деления уровня; $U-U_1$ – ось цилиндрического уровня; $l, 2$ – исправительные (юстировочные) винты

же для регулирования длины пузырька в ампуле устраивают перегородку (см. рис. 4.6, *a*), 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 (рис. 4.6, *б*). Нуль-пункт уровня – это средняя точка O его шкалы.

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 , см. рис. 4.6, *a, б*).

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

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

где $\rho'' = 206\,265''$ – число секунд в радиане.

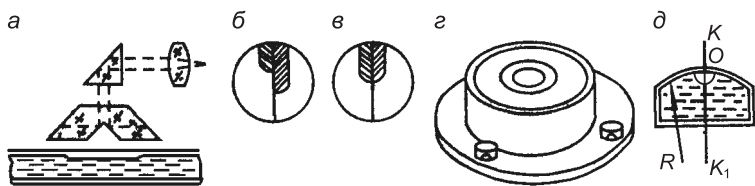


Рис. 4.7. Контактный (а, б, в) и круглый (г, д) уровни:

а – разрез и ход лучей в оптической системе уровня; б – несовмещенные концы; в – совмещенные концы пузырька; г – общий вид; д – вертикальный разрез и ось круглого уровня $K-K_1$

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 (рис. 4.7, а), а соответствующий уровень называют *контактным*. В окуляре оптического устройства контактного уровня видны противоположные концы пузырька, разделенные оптической гранью (рис. 4.7, б). Пузырек считается установленным в нуль-пункт, если его концы видны в контакте, т.е. совмещены (рис. 4.7, в). Изображение двух концов пузырька передается в место, удобное для наблюдателя.

Во многих типах теодолитов и других геодезических приборов дополнительно применяются *круглые уровни*, предназначенные для предварительного горизонтирования прибора. Основная часть круглого уровня – его стеклянная ампула, верхняя внутренняя поверхность которой сферическая постоянного радиуса R (рис. 4.7, г, д). Нуль-пункт O уровня находится в центре кольцевых делений ампулы. Ось круглого уровня KK_1 – это перпендикуляр ко 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 горизонтальном круге деления лимба оцифровывают через 1°

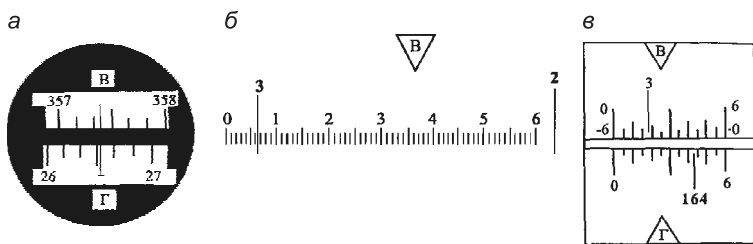


Рис. 4.8. Поле зрения штрихового (а) и шкаловых (б, в) микроскопов

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 микроскопы.

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

В поле зрения *штрихового микроскопа* теодолита ТЗ0 (рис. 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 рис. 4.8, а отсчет В = $357^\circ 23'$, отсчет Г = $26^\circ 32'$.

В *шкаловом микроскопе* теодолита 2ТЗ0П (рис. 4,8, в) применены шкалы с ценой деления $5'$, выделены деления $10'$, здесь отсчет Г = $164^\circ 43'$ берется по оцифрованному штриху горизонтального лимба относительно штрихов шкалы. Отсчет В = $+3^\circ 18'$.

В шкаловом микроскопе теодолита Т5 (рис. 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° ; отсчет В = $3^\circ 06,4'$.

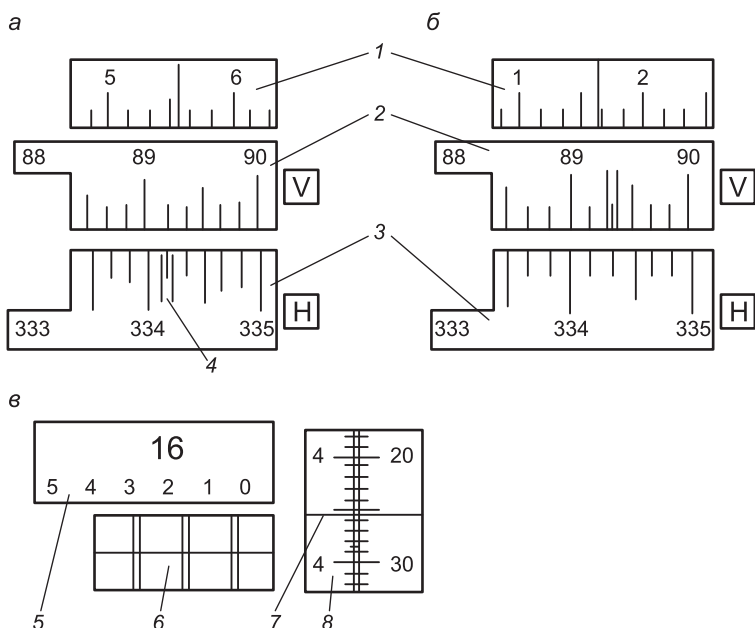


Рис. 4.9. Окна угломерных шкал в поле зрения отсчетных микроскопов-микрометров:

a, б – теодолита 4Т15П; *в* – теодолитов 2Т2, 2Т2П, 3Т2КП; 1, 8 – окна шкал минут и секунд; 2, 3, 5 – окно шкалы градусных делений; 4 – биссекторный индекс; 6 – совмещенные штрихи градусных делений; 7 – отсчетный индекс шкалы минут и секунд

Микроскопы-микрометры (оптико-механические измерительные устройства) служат для повышения точности отсчитывания долей угловых делений. Они приводятся в действие вращением головки винта микрометра (винта 14 – рис. 4.11, *з*), а визуальный контроль процесса измерения производится через окуляр 2 микроскопа. В окуляре отсчетного микроскопа теодолита 4Т15П видны три окна с изображениями угломерных шкал (рис. 4.9, *а, б*): 1 – окно шкалы с ценой деления $10''$; 2 и 3 – окна градусных делений вертикального V и горизонтального H угломерных кругов с ценой деления $10'$. После наведения визирной оси трубы на цель вращают головку микрометра – перемещают биссекторный индекс 4 до совмещения его оси с ближайшим штрихом лимба (штрихом $334^{\circ} 10'$ – рис. 4.9, *а*), затем берут отсчет по шкале 1 микрометра, здесь равный $5' 34''$ (в сумме отсчет минут составляет $15' = 10' + 5'$).

Полный отсчет H равен $334^{\circ} 15' 34''$. Отсчет по вертикальному кругу (рис. 4.9, б) V равен $89^{\circ} 21' 38''$.

В окуляре отсчетного микроскопа-микрометра высокоточных теодолитов 2Т2–3Т2КП рассматриваются три окна с изображениями угломерных шкал (см. рис. 4.9, в). В нашем примере в окне б показаны двойные штрихи градусных делений горизонтального угломерного круга (при переключении оптики микроскопа на изображение лимба вертикального круга в окне б будут видны одиночные штрихи градусных делений на желтом фоне). В окне 5 видны надпись 16° деления лимба и надписи десятков минут, в окне 8 – шкала оптического микрометра с надписями единиц минут и десятков секунд. После наведения трубы на цель вращают головку оптического микрометра – совмещают верхние и нижние штрихи в окне б (т.е. диаметрально противоположные штрихи лимба), затем берут отсчеты. На рис. 4.9, в в окне 5 отсчет градусов равен 16° , отсчет десятков минут равен $20'$ (цифра 2 расположилась напротив надписи 16), далее в окне 8 отсчет единиц минут равен 4 (имеем $24'$) и относительно индекса 7 отсчет секунд составляет $25,5''$. Полный отсчет по горизонтальному кругу Γ равен $16^{\circ} 24' 25,5''$.

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

Ось вращения алидады O_2 (рис. 4.10, б) должна совпадать с центром лимба O_1 . При этом условии с помощью двусторон-

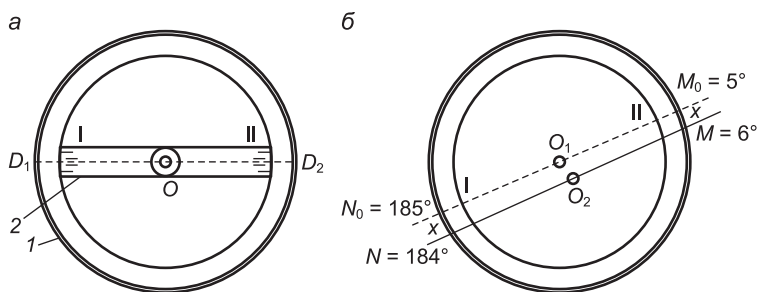


Рис. 4.10. Верньерное двустороннее отсчетное устройство:

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

ней 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 рис. 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 п. 4.4.

В теодолитах с двусторонней отсчетной системой, например 2Т2–3Т2КП и др., погрешность за счет эксцентриситета компенсируется в отсчетном микроскопе-микрометре при совмещении в окне b диаметрально противоположных штрихов лимба (см. рис. 4.9, в).

Установочные устройства. К установочным устройствам геодезического прибора относятся подставка, операционные винты, уровни, диоптры (рис. 4.11, а). **Подставка 10** 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 силы, с которой подставку прижимают к головке штатива, служат *трегер* и *плоская пружина трегера* (см. рис. 4.11, а), в которую ввинчивают становой винт с умеренным усилием (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.

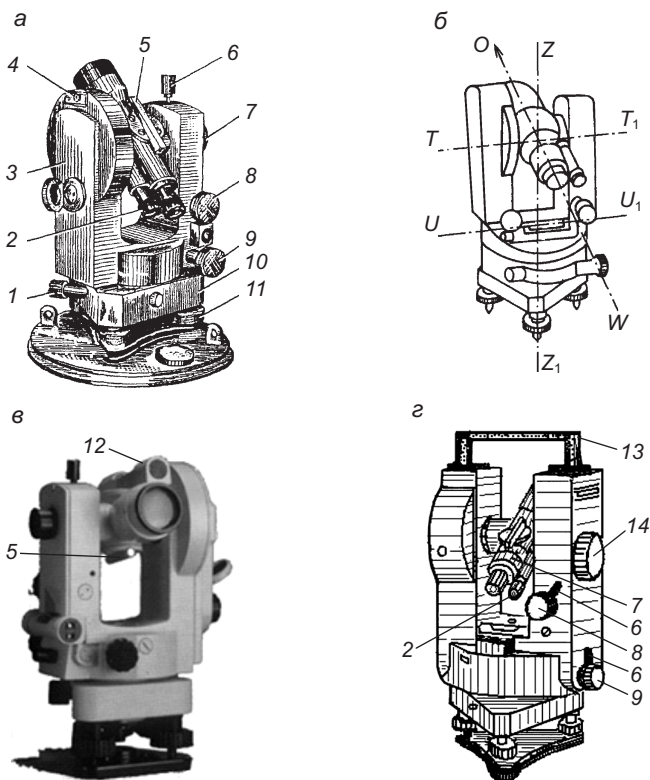


Рис. 4.11. Оптико-механические теодолиты в положении КЛ и главные оси теодолита:

а – теодолит Т30; *б* – главные оси теодолита; *в* – теодолит 4Т30П; *г* – теодолит 3Т2КП; 1 – наводящий винт горизонтального круга; 2 – окуляр отсчетного микроскопа; 3 – боковая крышка; 4 – гнездо крепления ориентира-буссоли; 5 – диоптр; 6 – закрепительные винты трубы и алидады; 7 – кремальера (фокусирующий винт зрительной трубы); 8, 9 – наводящие винты трубы и алидады; 10 – подставка; 11 – подъемный винт; 12 – цилиндрический уровень при зрительной трубе; 13 – ручка; 14 – головка винта микроскопа-микromетра; ZZ₁ – основная (вертикальная) ось вращения верхней части прибора; UU₁ – ось цилиндрического уровня; TT₁ – горизонтальная ось вращения трубы; WO – визирная ось

Простейший диоптр представляет выступ-прицел на корпусе трубы. В теодолитах серии Т30 применен наиболее совершенный диоптр – оптический, он выполнен в виде трубки с линзой и диафрагмой, вертикальная и горизонтальная щели которой воспринимаются глазом как светлые крестообразные линии прицеливания.

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 раздвижного штатива можно регулировать длину ножек, а длина стороны треугольной головки равна 120 мм.

4.2. Типы теодолитов

Теодолиты можно разделить на три конструктивные группы:

- 1-я – теодолиты с металлическими угломерными кругами (механические теодолиты); в настоящее время их не выпускают;
- 2-я – оптические теодолиты со стеклянными угломерными кругами и призмочно-линзовыми отсчетными микроскопами; все измерительные действия и записи результатов производит наблюдатель;
- 3-я – частично автоматизированные теодолиты, к ним относятся кодовые. В последних теодолитах на угломерные круги нанесены штриховые кодовые дорожки и применена фотоэлектрическая регистрация отсчетов при измерении углов; результаты измерений отображаются на дисплее прибора в числовой форме либо в кодовой, а также 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);
- 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 табл. 4.1, а для теодолитов 3Т2КП (см. рис. 4.11), 3Т5КП указаны на рис. 4.12. Эти сведения используются так-

Основные технические характеристики оптических теодолитов

Характеристика	Теодолит				
	T1	T2	T5	T15	T30
Средняя квадратическая погрешность измерения угла одним приемом в производственных условиях, с: горизонтального вертикального	1,5	3	7	15	30
	3,0	5	12	15	45
Зрительная труба: увеличение, крат наименьшее расстояние визирования, м	30; 40	25	25	25,0	18,0
	5	2	2	1,2	1,2
Цена деления цилиндрического уровня на алидаде круга, с: горизонтального вертикального	10	15	30	45	60
	15	20	25	30	30
Масса теодолита, кг	11,0	5,5	4,5	3,0	2,5

же при рассмотрении точности и при выборе теодолитов других зарубежных фирм.

Требования к точности теодолитов, применяемых в геодезических работах в строительстве, определяются допусками к погрешностям конкретного вида измерений при установке конструкций в проектное положение. 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 геодезических задачах.



Рис. 4.12. Теодолит 3Т2КП (или 3Т5КП): точность $2'' / 5''$; увеличение зрительной трубы $30\times$; минимальное расстояние визирования 0,9 м; диапазон работы компенсатора вертикального круга $4' / 5'$; масса 4,1 / 5 кг

Конструктивные особенности теодолитов. В высокоточных, точных и некоторых типах технических теодолитов на алидаде вертикального круга устанавливается контактный уровень (см. рис. 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 (см. рис. 4.11, в) – прибор «четвертого поколения».

Теодолиты, у которых горизонтальный угломерный круг и алидаду можно вращать независимо друг от друга, называют также *повторительными* (Т5), (Т30), так как они позволяют измерять горизонтальные углы способом повторений (см. п. 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-я – вызванные отклонениями геометрической формы и размеров деталей при заводском изготовлении и сборке прибора; выявляют в процессе исследований прибора по специальной программе и при необходимости направляют прибор на ремонт;
- 2-я – происходящие в результате отклонения осей и частей прибора от заданного взаимного положения; их 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 теодоли-

та, отсутствие механических повреждений, работоспособность операционных винтов, легкость вращения алидады и зрительной трубы, чистоту поля зрения трубы и отсчетного микроскопа, работу фокусировочного устройства. Устойчивость прибора проверяется в подставке и на штативе. Люфт в соединениях штатива устраняется умеренной затяжкой соответствующих болтов.

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

Определение длины отсчетной шкалы. В теодолитах со шкаловыми микроскопами (см. рис. 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 и центрирован над вершиной измеряемого угла при помощи отвеса (нитяного или оптического). Различают два рабочих положения теодолита по отношению к наблюдателю:

- вертикальный круг находится слева от окуляра зрительной трубы (обозначение «круг лево», или КЛ);
- вертикальный круг находится справа от зрительной трубы (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 оптических теодолитов. В исправном теодолите его главные геометрические оси (см. п. 4.1, рис. 4.11, б) должны быть взаимно сопряжены с высокой точностью. Основные проверки оптических теодолитов выполняются в полевых условиях, при выполнении каждой проверки теодолит заново горизонтируют.

Первая проверка: *ось цилиндрического уровня на алидаде горизонтального круга должна быть перпендикулярна оси вращения теодолита*, т.е. $UU_1 \perp ZZ_1$ (см. рис. 4.2, 4.11, б). Поворотом верхней части теодолита ось цилиндрического уровня на алидаде горизонтального круга устанавливают па-

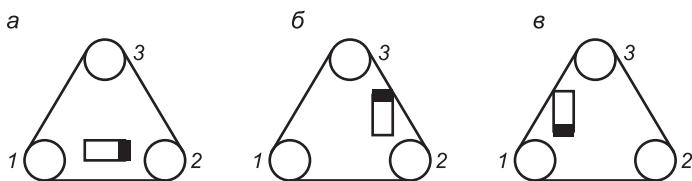


Рис. 4.13. Повороты цилиндрического уровня при его поверке и юстировке: а – параллельно подъемным винтам 1 и 2; б – на 90° ; в – на 180° ; 1–3 – подъемные винты

параллельно двум любым подъемным винтам подставки 1 и 2 (рис. 4.13, а). Вращая их в противоположные стороны, пузырек уровня приводят в нуль-пункт. Затем верхнюю часть теодолита поворачивают на 90° и вращением подъемного винта 3 (рис. 4.13, б) пузырек вновь приводят в нуль-пункт. После этого верхнюю часть теодолита поворачивают на 180° (рис. 4.13, в). Если пузырек остался в нуль-пункте (допустимо отклонение до 0,3–0,5 деления ампулы), то условие поверки соблюдено.

При значительном смещении пузырька уровень юстируют: вращая подъемный винт 3 подставки, пузырек смещают к нуль-пункту на половину его отклонения. Затем пузырек приводят к нуль-пункту, действуя юстировочными винтами уровня 1 и 2 (см. рис. 4.6). После этого поверку повторяют.

Вторая поверка: *вертикальный штрих сетки нитей должен быть перпендикулярен оси вращения трубы*, т.е. к TT_1 (см. рис. 4.3, б; 4.11, б). Визируют зрительной трубой на четко видимую точку и совмещают с ней изображение вертикальной нити сетки, наводящим винтом поворачивают трубу в вертикальной плоскости (вокруг оси TT_1). В исправном теодолите изображение точки перемещается вдоль вертикального штриха и оси двойной нити (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.

Третья поверка: *визирная ось зрительной трубы должна быть перпендикулярна оси вращения трубы*, т.е. $WO \perp TT_1$ (см. рис. 4.3, б; 4.11, б). В исправном теодолите при вращении зрительной трубы вокруг оси TT_1 визирная ось WO описывает

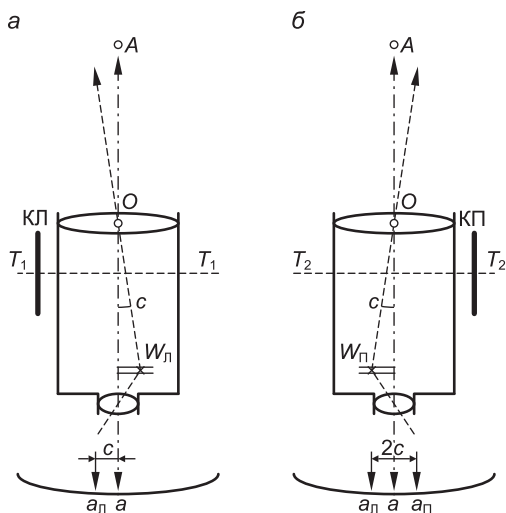


Рис. 4.14. Проверка положения визирной оси (а, б)

плоскость, называемую *коллимационной*. Если визирная сетка установлена с боковым смещением (рис. 4.14, а), то визирная ось отклоняется от перпендикуляра к оси T_1T_1 на угол c , который называется *коллимационной погрешностью*.

При проверке в положении теодолита КЛ (или КП) визируют концом вертикальной нити сетки на четко видимую точку A , удаленную на 100–200 м в приблизительно горизонтальном направлении. Берут отсчет $a_{л}$ по горизонтальному кругу (см. рис. 4.14, а). Оставив горизонтальный круг неподвижным, аналогично визируют на ту же точку в положении теодолита КП и берут отсчет по горизонтальному кругу $a_{п}$ (рис. 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 ($a_{л} - a_{п} \pm 180^\circ \leq 2c_{доп} = 2t$). В теодолитах типа Т30–4Т30П $t = 0,5'$, поэтому $2c_{доп} = 1'$.

Для устранения недопустимой коллимационной погрешности сначала вычисляют среднее из отсчетов $a_{л}$ и $a_{п}$:

$$a = (a_{л} + a_{п} \pm 180^\circ) / 2, \quad (4.4)$$

затем алидаду устанавливают на отсчет a , диафрагму с визирной сеткой перемещают ее боковыми юстировочными винтами

до совмещения вертикальной нити сетки с изображением точки A . Результат юстировки проверяют повторной поверкой.

Четвертая поверка: ось вращения зрительной трубы должна быть перпендикулярна оси вращения теодолита, т.е. $TT_1 \perp ZZ_1$ (см. рис. 4.3, б; 4.11, б). Для проверки теодолит устанавливают в 8–15 м от вертикальной стены здания (рис. 4.15) и приводят в рабочее положение по уровню, закрепляют горизонтальный круг.

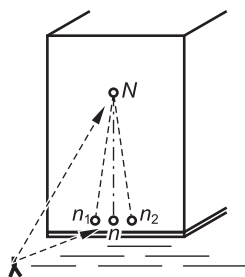


Рис. 4.15. Поверка положения оси вращения трубы

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 указанию наблюдателя помощник отмечает точку n_1 – проекцию вертикальной нити 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.

В зависимости от конструктивных особенностей прибора выполняются и дополнительные проверки:

- поверка оптического отвеса;
- поверка компенсатора наклонов.

Дополнительные проверки точных теодолитов. В теодолитах Т1, Т2, Т5 и других маркировок поверяется оптический отвес, который расположен в подставке или в алидадной части теодолита.

Пятая поверка: визирная ось оптического отвеса должна совпадать с осью вращения теодолита ZZ_1 (см. рис. 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 отмечают новое положение проекции. Если отмеченные точки не совпадают более чем на 0,5 мм, то такой отвес юстируют в мастерской или самостоятельно.

В теодолитах Т5К, ЗТ5КП и других маркировок необходимо проверить точность работы компенсатора.

Шестая поверка: 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 средней горизонтальной нитью 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 средней горизонтальной нитью 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 устанавливают визирную цель, которая должна находиться на отвесной линии, проходящей через координатную метку этого пункта. При расстояниях между пунктами в несколько километров постоянную визирную цель обозначают визирным цилиндром на вершине сигнала или пирамиды, поставленной над центром (см. рис. 1.10). При расстояниях в десятки и сотни метров в качестве временных визирных целей используют марки на штативах или консолях, вехи, стержни. Продольная ось визирной цели должна быть отвесна. Это условие проверяется относительно вертикальных штрихов визирной сетки теодолита.

Работа с теодолитами Т30–4Т30П. Теодолит центрируют над пунктом по нитяному отвесу с точностью $4-5$ мм при длинах сторон угла больших $50-60$ м, а при меньших длинах сторон – с точностью $2-3$ мм и выше. С такой же точностью вехи устанавливают над соседними пунктами в своре сторон угла.

Примечание. Теодолиты типа ТЗ0–4ТЗ0П можно центрировать с погрешностью около 1 мм при помощи зрительной трубы, направленной объективом вниз при отсчете по вертикальному кругу $270^{\circ} 00'$. Визируют на метку центра сквозь отверстия в алидаде, в подставке и в станном винте.

Теодолиты горизонтируют с помощью цилиндрического уровня: при этом выполняют действия, рассмотренные при первой поверке (см. рис. 4.13, а, б, в). В горизонтированном теодолите при любой ориентации зрительной трубы пузырек цилиндрического уровня не должен отклоняться от нуля больше чем на половину деления ампулы.

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

Основные способы измерения горизонтальных углов – способ отдельного угла и способ круговых приемов. Применяются также способ повторений, «от нуля» и способ построения угла с повышенной точностью.

Способ отдельного угла. Горизонтальный угол ABC (схема в табл. 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 точку этого угла.

Таблица 4.2

Журнал измерения горизонтальных углов теодолитом ТЗ0

Наименование		Отсчеты по горизонтальному кругу		Горизонтальный угол		Схема угла
станции	точки			в полуприеме	среднее β	
В	А	a_1	$156^{\circ} 48'$	$85^{\circ} 37'$	$85^{\circ} 36,5'$	
	С	a_2	$71^{\circ} 11'$			
	А	a_3	$338^{\circ} 01'$			
	С	a_4	$252^{\circ} 25'$	$85^{\circ} 36'$		

Над вершиной B измеряемого 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 (вертикальной нитью сетки) на заднюю по ходу визирную цель A . По горизонтальному кругу берут отсчет a_1 , записывают его в журнал (табл. 4.2). Затем при закрепленном горизонтальном круге визируют на переднюю точку C и берут отсчет a_2 . Правый по ходу угол вычисляют по формуле

$$\beta' = a_1 - a_2, \text{ или } \beta' = 3 - \Pi, \quad (4.5)$$

где $a_1 = 3$ и $a_2 = \Pi$ – отсчеты по горизонтальному лимбу при визировании на заднюю и переднюю по ходу точки. В нашем примере в результате измерений угла первым полуприемом получено значение $\beta' = 85^\circ 37'$.

Второй полуприем. Зрительную трубу переводят через зенит (изменяют положение КЛ на КП или наоборот), а горизонтальный круг вместе с алидадой поворачивают на угол $\Delta\beta \approx 3-5^\circ$ и закрепляют. Затем действия второго полуприема выполняют в той же последовательности, что и первого. В примере табл. 4.2 второе значение угла равно $\beta'' = 85^\circ 36'$.

Допустимое расхождение углов β' и β'' составляет $2t$ – двойную точность отсчетного устройства ($2t = 1'$ 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 табл. 4.3).

Первый полуприем. При визировании в положении КЛ на начальную точку I 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 $1, 2, 3, 4, 1$, отсчет каждый раз берут по горизонтальному лимбу. Разность δL начального и конечного отсчетов на точку I характеризует устойчивость прибора, ее допустимое значение составляет $2t$ – двойную точность отсчетного устройства ($2t = 0,2'$ для теодолита Т5).

Журнал измерения углов круговыми приемами теодолитом Т5

Номер		Отсчеты по лимбу		$L - П =$ $= 2c$	$\frac{L + П}{2}$	Приведенные направления $(L + П) / 2 -$ $- a_n; A_i$	Схема направлений
станции	точки	полу-прием при КЛ	полу-прием при КП				
Первый прием							
<i>M</i>	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'	335° 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'	
		$\delta L = -0,2$	$\delta П = -0,2$	$a_n = 10,45'$		$\delta L_{доп} = \delta П_{доп} = 2t = 0,2'$	

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 $\delta П$ (см. табл. 4.3), вычисляют значения двойной коллимационной погрешности $2c = L - П$, среднее значение начального отсчета $a_n = 10,45'$ по четырем значениям отсчетов в направлении $M-1$. Окончательный результат первого приема – это приведенные направления $A_i = (L + П) / 2 - a_n$.

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 n – число приемов; 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 табл. 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. 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 ТЗ0–4ТЗ0П 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 ТЗ0 с повышенной точностью. Горизонтальные углы можно построить на местности теодолитом ТЗ0 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 $2-3''$ (см. рис. 4.9).

Например, требуется построить угол $CBA = \beta = 90^\circ 00' \pm 0,1'$. Для этого сначала необходимо точно центрировать теодолит над вершиной угла с помощью 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. Погрешности в значении измеренного угла или направления разделяют на два вида:

- приборные;
- обусловленные внешними факторами угловых измерений.

Приборные погрешности исправного теодолита определяются в основном метрологическими пределами его точности и неполной его юстировкой. Эти погрешности уменьшают до малозначимых величин тщательной юстировкой теодолита и соблюдением установленной методики соответствующих угловых измерений при КЛ и КП. Для технических теодолитов приборная средняя квадратическая погрешность измерения горизонтального угла одним приемом составляет $m_{\beta} = 20 - 30''$, т.е. близка к точности отсчетного устройства $t = 20'' - 30''$ или в среднем $m_{\beta} = 0,5'$.

Внешние факторы погрешностей угловых измерений (неточности центрирования визирных целей и теодолита, неточности визирования, недостаточную устойчивость прибора) необходимо учитывать и минимизировать соответствующей подготовкой работ. Рассмотрим требования к точности центрирования визирной цели, приняв допустимую погрешность ее углового отклонения $\Delta\beta = m_{\beta} / \sqrt{2} \approx 0,3'$.

Если веха C центрирована с линейной погрешностью $e = CC'$ (рис. 4.16, *a*), то угол β получится с погрешностью (в радианах) $\Delta\beta = e/d$. Откуда $e = d \Delta\beta$ или при выражении $\Delta\beta$ в угловых минутах

$$e = d\Delta\beta / \rho',$$

где $\rho' = 3438'$ – число минут в радиане.

При $\Delta\beta = 0,3'$ и расстоянии $d = 100$ м допустимая погрешность центрирования вехи $e_{\text{доп}} \approx 0,9$ см, но при расстоянии

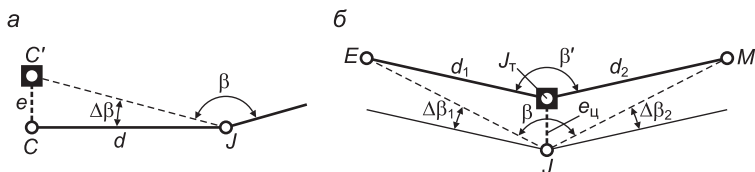


Рис. 4.16. Погрешность угла при неточном центрировании:

a – вехи; *б* – теодолита

$d = 20$ м находим $e_{\text{доп}} \approx 0,2$ см. Следовательно, при коротких сторонах угла необходимо обеспечивать наиболее точную установку вехи над пунктом или применять в качестве визирных целей металлические стержни, отвесы, визирные марки и др.

Если теодолит центрирован над вершиной угла (точкой J_T) с поперечной погрешностью $e_{\text{ц}}$ (см. рис. 4.16, б), то вместо угла $\beta = EJM$ измеряется горизонтальный угол $\beta' = EJ_T M$ и погрешность угла за счет фактора центрирования принимает максимальное значение $\Delta\beta = \Delta\beta_1 + \Delta\beta_2$. При расстояниях от теодолита до вех $d_1 \approx d_2$ и допустимой составляющей угловой погрешности $\Delta\beta_{\text{ц,доп}}$ требуемая точность центрирования теодолита рассчитывается по формуле

$$e_{\text{ц,доп}} = (d_1 \Delta\beta_{\text{ц,доп}}) / 2\rho'. \quad (4.6)$$

По данной формуле находим допустимую погрешность центрирования теодолита $e_{\text{ц,доп}} \approx 0,1$ см при минимальных расстояниях визирования $d_1 \approx d_2 \approx 20$ м и при условии, что $\Delta\beta_{\text{ц,доп}} = 0,3'$. Если в среднем $d_1 \approx d_2 \approx 100$ м, то $e_{\text{ц,доп}} \approx 0,4$ см.

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 следует применять устойчивые подкладки (прочные пластины, кирпичи и др.), а время измерений должно быть минимальным.

С учетом соблюдения рассмотренных условий работы техническими теодолитами предельная погрешность измерения горизонтального угла нормируется как величина, равная двойной точности отсчетного устройства $2t = \Delta\beta_{\text{доп}} = 2m\beta = 2t = 0,8-1'$.

4.5. Измерение вертикальных углов

Измерение вертикальных углов начинают после приведения теодолита в рабочее положение. Наведение на визирную цель производят средней горизонтальной нитью 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 цилиндрическим уровнем при алидаде верти-

лимба 90° – 270° , установленным вертикально по цилиндрическому уровню.

В зависимости от рабочего положения теодолита КП (см. рис. 4.17, а) или КЛ (см. рис. 4.17, б) угол наклона вычисляется по формулам

$$v = 180^\circ - \Pi + \text{МО}; \quad (4.7)$$

$$v = \text{Л} - \text{МО}. \quad (4.8)$$

Приравняв выражения (4.7) и (4.8), найдем

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

В хорошо отъюстированном теодолите МО близко или равно нулю. Если $\text{МО} = 0^\circ 00'$, 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° используются следующие формулы:

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

$$v = \text{Л} - \text{МО}; \quad (4.11)$$

$$v = \text{МО} - \Pi - 180^\circ; \quad (4.12)$$

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

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 МО и v имеют вид

$$\text{МО} = (\text{Л} + \Pi) / 2; \quad (4.14)$$

$$v = \text{Л} - \text{МО}; v = \text{МО} - \Pi; v = (\text{Л} - \Pi) / 2.$$

Пример 4.1. Вычислить угол наклона v , если при визировании на точку M получены отсчеты $\text{Л} = 6^\circ 41'$; $\Pi = 173^\circ 21'$ (теодолиты Т30, 4Т30П).

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

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

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

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

Решение сокращенное. $МО = (Л + П + 180^\circ) / 2 = (6^\circ 41' + 173^\circ 21' + 180^\circ) / 2 = (360^\circ 02') / 2 = 180^\circ 01' + 180^\circ = 360^\circ 01' = 0^\circ 01'$; $v = Л - МО = 6^\circ 41' - 0^\circ 01' = +6^\circ 40'$.

Пример 4.2. При визировании на точку *A* получены отсчеты $Л = 354^\circ 02'$; $П = 186^\circ 00'$ (теодолиты Т30, 4Т30П). 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 4.3. При визировании на точку *M* теодолитом 2Т30П получены отсчеты по вертикальному кругу $Л = -3^\circ 10'$, $П = +3^\circ 12'$. Вычислить угол наклона.

Решение. $МО = (Л + П) / 2 = (-3^\circ 10' + 3^\circ 12') / 2 = +0^\circ 01'$; $v = Л - МО = -3^\circ 10' - 0^\circ 01' = -3^\circ 11'$.

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 Т30–4Т30П). 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 среднюю горизонтальную нить 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 юстировоч-

ной 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.

Вопросы и задания для самопроверки

1. В каких плоскостях измеряют горизонтальные и вертикальные углы и как это отражено в принципиальном устройстве теодолита? **2.** Начертите обобщенную схему теодолита и его основные геометрические оси. **3.** Опишите устройство зрительной трубы теодолита, ее оси, видимое увеличение, точность визирования, последовательность установки на четкое изображение визирной сетки и предмета, устранение параллакса. **4.** Покажите назначение и устройство уровней в теодолите. **5.** Какие угломерные круги и отсчетные устройства применяются в теодолитах типа Т30 и Т5, как берутся отсчеты? **6.** Как классифицируют теодолиты по точности? **7.** Какие центрировочные устройства применяются в теодолитах? **8.** Назовите технические особенности устройства, практические возможности кодовых теодолитов. **9.** Как выполняются полевые поверки и юстировки теодолита перед началом измерений? **10.** Почему горизонтальные и вертикальные углы измеряют при КЛ и КП? **11.** Какие меры принимают для устранения действия внешних и внутренних источников погрешностей при измерении горизонтальных углов теодолитом, каковы требования к точности центрирования теодолита и визирных целей? **12.** Вычислить МО и ν , если в теодолите Т30 $L = 12^\circ 25'$; $P = 167^\circ 33'$; в теодолите 2Т30П $L = +12^\circ 27'$; $P = -12^\circ 25'$.

ИЗМЕРЕНИЯ РАССТОЯНИЙ

В инженерно-геодезических работах расстояния между точками на местности и при возведении сооружений 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 и угловых величин в соответствующих геометрических фигурах последующим вычислением определяемых расстояний по формулам тригонометрии (например, определение горизонтального проложения по длине наклонной прямой и углу ее наклона, измерение расстояния оптическими дальномерами геометрического типа).

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 (рис. 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 выпускают многие зарубежные фирмы под различными наименованиями. В России выпускаются рулетки

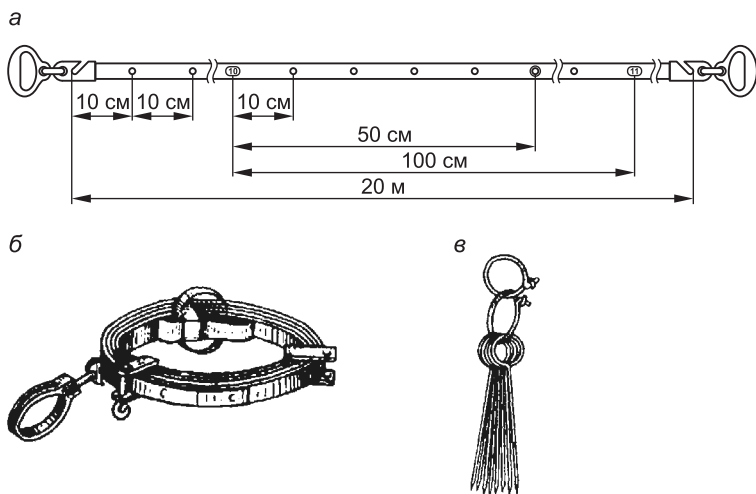


Рис. 5.1. Лента землемерная ЛЗ-20:

а – метровые и дециметровые деления; б – на каркасе; в – шпильки

2-го класса точности ОПК2-20 АНТ/1, ОПК2-30 АНТ/1, ОПК2-50 АНТ/1. Их изготавливают из стальной ленты шириной 1 см, длиной 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 ОПК3-20 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.

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 обобщенное наименование – *мерные ленты*.

Компарирование. *Компарирование мерных лент* – это сравнение длины рабочей ленты с длиной рабочего эталона. Ленты, находящиеся в эксплуатации, ежегодно аттестуют (выполняют их компарирование с выдачей документа на допуск к использованию) в лаборатории метрологического надзора. Общая фактическая длина ленты выражается уравнением

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

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

Например, $l_p = 20,000 + 0,005$ м.

В процессе эксплуатации мерных лент производят их рабочее компарирование в метрологической лаборатории предприятия. Применяется также текущее рабочее сравнение длины рабочей ленты l_p с длиной аттестованной однотипной ленты $l_{p.a}$, хранящейся на предприятии в качестве рабочего эталона (рис. 5.2).

При текущей (рабочей) проверке аттестованную и проверяемую ленты помещают на ровной горизонтальной поверхности рядом, растягивают силой 98 Н (можно применить пружинные динамометры для натяжения силой $10 \text{ кгс} \pm 0,3 \text{ кгс}$), совмещают нулевые штрихи лент, проверяют величины несоответствия шкал через каждые 1–3 м и находят разницу $\Delta l_{k,p}$ длин лент рабочей и аттестованной, т.е. искомую рабочую поправку на компарирование $\Delta l_{k,p} = l_p - l_{p.a}$ (см. рис. 5.2).

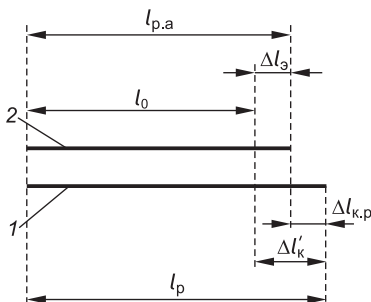


Рис. 5.2. Эксплуатационное сравнение длины рабочей ленты l_p (1) с длиной аттестованной однотипной ленты $l_{p.a}$ (2)

Для аттестованной ленты 2 известна метрологически выявленная поправка

$$\Delta l_э = l_0 - l_{р.а.},$$

где l_0 – номинальное значение длины; $l_{р.а.}$ – фактическая длина аттестованной ленты.

Тогда контрольная поправка в длину рабочей ленты (приближенная поправка на компарирование)

$$\Delta l'_к = \Delta l_{к.р} + \Delta l_э.$$

Приближенная длина рабочей ленты выражается уравнением вида (5.1), причем численное значение контрольной поправки $\Delta l'_к$ не должно отличаться от метрологически выявленной поправки $\Delta l_к$ больше чем на $1 / 10\,000$ 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 (рис. 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.

Для установки промежуточных вех способом «на себя» наблюдатель располагается в 2–3 м позади вехи B (см. рис. 5.3, a), по его сигналам помощник в створе AB выставляет вехи 1, 2, 3. Первой укрепляют дальнюю веху.

При отсутствии за возвышенностью прямой видимости между вехами E и K (рис. 5.3, b) промежуточную веху 1 ставят на глаз вблизи створа в точке I' . Затем по указанию наблюдателя в точке I' помощник выставляет веху 2 в точке $2'$ створа $I'-K$. После этого веху 1 выставляют в точке I'' створа $2'-E$ и аналогичными действиями быстро приходят к обозначению створа EK .

В случае вешения через овраг или балку (рис. 5.3, $в$) в створе MN ставят вехи 1 и 5, в створе $N-1$ – веху 2, в створе $M-5$ – вехи 3 и 4.

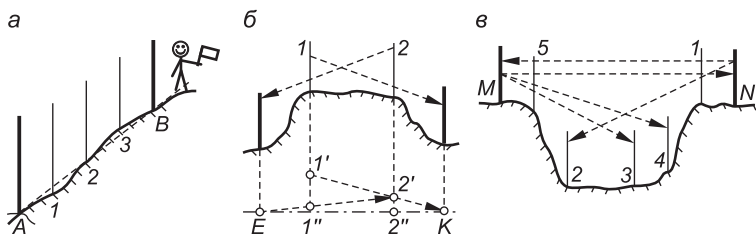


Рис. 5.3. Вешение створа:

a – на малопересеченной местности; *б* – через возвышенность; *в* – через глубокий овраг

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. Данное измерение выполняют два замерщика. Передний берет 5 или 10 шпилек, задний – 1 шпильку 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. После этого 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 $5l = 100$ м или $10l = 200$ 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

$$D = nl + r, \quad (5.2)$$

где n – число отложений ленты до остатка r .

Расстояние измеряется дважды («прямо» и «обратно»). 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 ν и длину D_ν 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.

$$\Delta D_{\text{к}} = \Delta l_{\text{к}}(n + r / l), \quad (5.3)$$

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 равна или меньше 1 : 10 000 длины l , т.е. для ленты длиной $l = 20$ м не учитываются поправки $\Delta l_{\text{к}} \leq 2$ мм.

Поправка на наклон отрезка длиной D учитывается в неявном виде при вычислении горизонтального проложения d (рис. 5.4, а) по формуле

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

где ν – угол наклона отрезка.

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

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

Если известно превышение h между конечными точками А и В прямого отрезка (см. рис. 5.4), то поправка на наклон

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

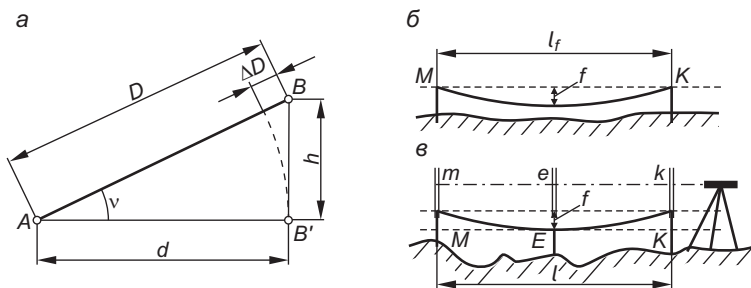


Рис. 5.4. Наклонное положение и провес мерной ленты:
 а – наклон и горизонтальное проложение линии; б – провисание; в – определение стрелы провеса

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

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

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. На земной поверхности и между строительными конструкциями нередко мерной лентой измеряют расстояния на весу под постоянным натяжением динамометром (рис. 5.4, б). Лента получает провисание, стрела провеса равна f , при этом расстояние l_f между точками M и K отсчитывается по шкале ленты преувеличенным, а поправка на провисание мерной ленты теоретически вычисляется по формуле

$$\Delta l_{\text{п}} = -8f^2 / 3l, \quad (5.7, a)$$

но практически поправку $\Delta l_{\text{п}}$ определяют опытным путем.

Для определения поправки $\Delta l_{\text{п}}$ кольца M и K забивают на одной высоте с контролем по горизонтальному визирному

лучу теодолита или нивелира. Через верх колец 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 колышек E , совмещая его верх с уровнем ленты. Стрелу провеса (рис. 5.4, в) измеряют с помощью линейки относительно горизонтального луча теодолита, или же 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 т.д., 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 5.1. 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 $t_{\kappa} = +20 \text{ }^{\circ}\text{C}$. Результаты первого измерения линии AC : число отложений ленты $n = 15$, остаток $r_1 = 15,38 \text{ м}$, $D' = 315,38 \text{ м}$. Результаты второго измерения: $n = 15$, $r_2 = 15,48 \text{ м}$, $D'' = 315,48 \text{ м}$. На отрезке $AB = 100 \text{ м}$ линии AC угол наклона $\nu = 4^{\circ} 30'$. Температура стальной ленты при измерении $t = -10 \text{ }^{\circ}\text{C}$, а 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. Тогда среднее значение 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, вследствие пренебрежения поправками на 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 измерений (небольшие неровности, низкая трава) – $1/T = 1/2000$, в неблагоприятных условиях (резко пересеченная или заболоченная местность, кочковатость, пашня, высокие травы и др.) – $1/T = 1/1000$ (0,1 м на 100 м расстояния).

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

Параллактический способ измерения расстояний. Основан на вычислении высоты сильно вытянутого равнобедренного треугольника (рис. 5.5, а), в котором измеряется базис b и малый острый угол φ – параллактический угол. На местности закрепляют точки A и B определяемой линии, в точке A с помощью теодолита задают перпендикуляр, точки C_1 и C_2 которого закрепляют на расстоянии $b/2$ от точки A . 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 менее $8-10^\circ$ и измеряться

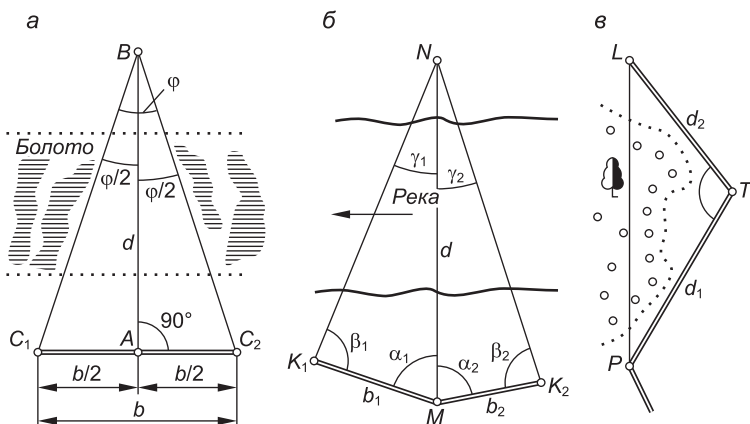


Рис. 5.5. Косвенные способы измерения расстояний:
 а – параллактический; б – способ прямой угловой засечки; в – обхода

с погрешностью не более 10–15", а базис следует измерять с относительной погрешностью не грубее 1/4000–1/5000.

Способ прямой угловой засечки. Для отыскания длины d неприступного расстояния MN (рис. 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: $\gamma_1 = 180^\circ - \beta_1 - \alpha_1$ и $\gamma_2 = 180^\circ - \beta_2 - \alpha_2$, а затем дважды вычисляют расстояние d :

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

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

Способ обхода. Между точками P и L (рис. 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

$$PL = \sqrt{d_1^2 + d_2^2 - 2d_1d_2 \cos \beta}. \quad (5.10)$$

Для контроля измерения и вычисления повторяют.

Рассмотренные способы прямого и косвенного измерения расстояний в настоящее время считаются трудоемкими. В инженерно-геодезических работах для измерения расстояний широко применяются электронные дальномеры, работающие в оптическом (световом) диапазоне электромагнитных волн (светодальномеры).

5.2. Светодальномеры

Принцип работы светодальномеров. Принцип базируется на измерении времени τ прохождения световым сигналом с постоянной скоростью отрезка линии D (рис. 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 – средняя скорость электромагнитной волны в воздушной среде; τ – время прохождения сигнала на расстоянии $2D$; $v = v_0/n$; где $v_0 = 299\,792\,458$ м/с – скорость распространения электромагнитных волн в вакууме; n – показатель преломления воздушной среды, зависящий от ее температуры, плотности и влажности.

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 расстояния. В светоотражателях используются специаль-

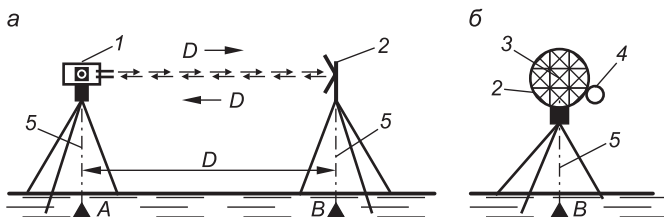


Рис. 5.6. Схема измерения расстояния светодальномером:

a – измеряемое расстояние D ; b – одиночный светоотражатель; 1 – светодальномер; 2 – светоотражатель; 3 – набор световозвращающих призм; 4 – ориентирующая трубка; 5 – луч оптического центра

ные трипельпризмы, которые возвращают отраженные световые лучи к светодальномеру. Каждый светодальномер оснащен штатным аккумулятором.

Различают светодальномеры импульсные и фазовые.

В *импульсных светодальномерах* свет излучается коротковременными 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 двойного расстояния $2D$, а величина D вычисляется по формуле

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

где f – частота следования импульсов, Гц.

Точность импульсных светодальномеров характеризуется метрами и долями метра.

В геодезии применяются более точные светодальномеры – *фазовые*. В них лазерное излучение модулируется по амплитуде или интенсивности либо изменением частоты модуляции гармоническим управляющим сигналом с частотой f . Например, на рис. 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 Гц) длина волны равна

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

После возвращения от отражателя 4 (рис. 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 опорный управляющий гармонический сигнал и отраженный 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

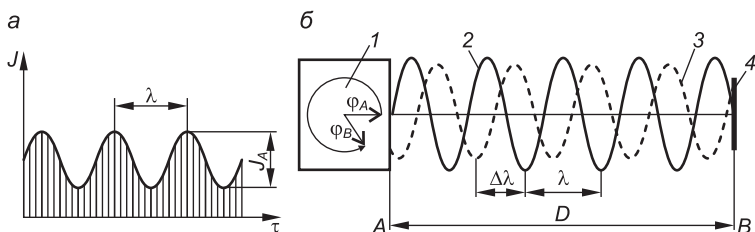


Рис. 5.7. Схема модуляции и измерения модулированного лазерного луча: а – синусоидальная модуляция интенсивности J света; б – измерение разности фаз; 1 – фазы сигналов: опорного (φ_A) и отраженного (φ_B); 2 – излученная волна; 3 – отраженная волна; 4 – светоотражатель

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

Между точками A и B (см. рис. 5.7, б) модулированный световой поток проходит расстояние $2D = \lambda N + \Delta\lambda$, где N – число целых волн. Тогда определяемое расстояние

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

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 расстояния при плавном изменении основной частоты или на нескольких дополнительных частотах модуляции f_1, f_2, f_3, \dots и совместного решения соответствующих уравнений вида (5.15). На дисплее светодальномера высвечивается результат измерения – расстояние D .

В светодальномерах учитывается скорость света, отвечающая Международным стандартным условиям метеорологической среды (температура $t_c = 15^\circ\text{C}$, давление $P_c = 101\,080$ Па или 760 мм рт. ст., влажность $e_c = 0$).

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

Точность измерения расстояний зависит также от основной частоты модуляции, точности фазоизмерительного устройства ($0,3\text{--}0,6^\circ$), ряда приборных факторов, величины расстояния и изменения метеорологических условий. Рассчитаем погрешность m_D определения коротких расстояний ($D < 200$ м) свето-

дальномером 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

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

Здесь согласно формуле (5.13) $\lambda \approx 2 \text{ м} \approx 2000 \text{ мм}$, тогда $m_D \approx 1,4 \text{ мм}$.

С увеличением расстояния 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 км метеоданные определяют на обоих ее концах. Величина метеопоправки может составлять 1/50 000–1/60 000 от расстояния. В автоматизированных светодальномерах учет метеопоправки заложен в программу вычислений по аргументам фактической температуры, давления и влажности воздушной среды.

В обобщенном виде средняя квадратическая погрешность m_D (мм) измерения светодальномером расстояний D (км) определяется формулой

$$m_D = \delta_1 + \delta_2 D \cdot 10^{-6} = \delta_1 + \delta_2 \text{ ppm (при } D \leq D_{\max}), \quad (5.17)$$

где δ_1 – постоянная составляющая погрешности расстояния, мм; δ_2 – единичное значение переменной составляющей погрешности расстояния; $\text{ppm} = D \cdot 10^{-6}$ – выраженное в миллиметрах расстояние D (км); D_{\max} – максимальная дальность измерений с данным светоотражателем.

Например, в характеристике светодальномера « $m_D = 4 \text{ мм} + 2 \text{ ppm}$ до 3500 м при стандартном отражателе» величина 2 ppm указывает, что переменная составляющая линейной погрешности исчисляется как 2 мм/км, а дальность измерений ограничивается до 3,5 км.

Наиболее эффективно в геодезических работах используются светодальномеры, входящие составной частью в электронный тахеометр – угломерно-дальномерный прибор универсального назначения (см. п. 7.4), а также портативные светодальномеры, именуемые лазерными рулетками.

Светоотражатели изготавливают в виде одного (см. рис. 5.6, б) или нескольких блоков (наборов) специальных призм. Каждая такая призма отражает падающие на нее свето-

вые лучи в направлении, обратном и параллельном лучу, излученному светодальномером. Корпус светоотражателя закрепляют на штативе или на объекте, а призмы ориентируют на светодальномер по визире с погрешностью, не большей 1° .

В специальных инженерно-геодезических съемках при измерениях светодальномерами и лазерными рулетками ограниченных расстояний ($D < 100\text{--}200$ 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, которые нарезают до нужных размеров (например, 10×10 мм).

Безотражательным называют светодальномер или режим измерений, при котором прибор может действовать без специального отражателя: дальность определяется по лазерному лучу, отраженному от поверхности объекта на расстояниях до 50–200 м и больше.

Лазерные рулетки различных модификаций представляют малогабаритные лазерные светодальномеры, рассчитанные на безотражательный режим работы. Действуют также со светоотражателями в виде призм или специальных пленок. Лазерные рулетки оснащены визирным устройством для наведения лазерного луча на точку объекта. Нажатием кнопки прибор активизируется в действие и на дисплее высвечивается результат – расстояние с погрешностью от 1 до 5 мм в зависимости от точности прибора. В пасмурную погоду и в тени некоторые лазерные рулетки действуют без светоотражателя при расстояниях до 200 м.

Масса приборов составляет 0,4–0,5 кг. Аккумулятор встроенный. В различных приборах процессор обладает внутренней памятью на 20–2000 измерений, а также некоторыми встроенными функциями. Применяется функция по вычислению площади прямоугольного помещения, его объема (если измерены его длина, ширина и высота), а также функция по вычислению высоты вертикальной конструкции, если измерены горизонтальное расстояние (катет) и наклонное расстояние (гипотенуза) от прибора до точек объекта.

Лазерные рулетки можно подключать к компьютеру и, используя специальную программу, выполнять обработку дан-

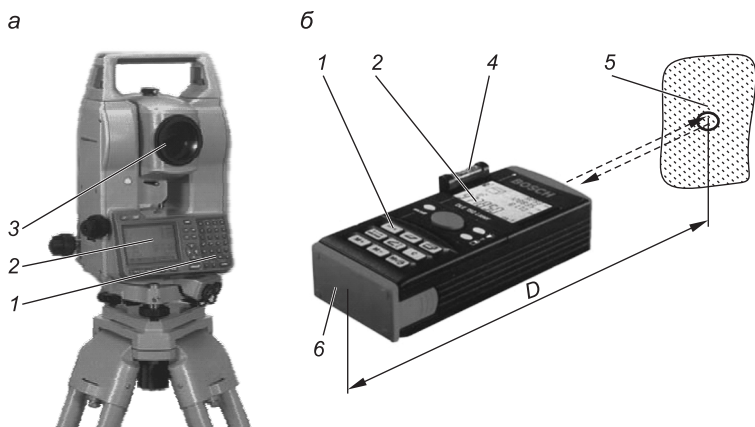


Рис. 5.8. Электронный тахеометр SET2220 (а) и лазерная рулетка (б):
 1 – панель управления встроенным процессором; 2 – дисплей; 3 – зрительная труба;
 4 – цилиндрический уровень; 5 – поверхность объекта; 6 – плоское основание (упор)
 корпуса лазерной рулетки; D – измеряемое расстояние

ных. Безотражательный дальномер (лазерная рулетка) модели DLE15 (рис. 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.

Малогобаритная легкая (315 г) лазерная рулетка LEICA DISTO little предназначена для измерения расстояний от 0,2 до 200 м с погрешностью ± 3 мм, вычисления площадей и объемов прямоугольных фигур. Обладает большим экраном с подсветкой для работы в темноте, оснащена встроенным уровнем. Две стандартные электробатарейки обеспечивают 10 000 измерений.

Электронные тахеометры (рис. 5.8, а) относятся к автоматизированным угломерно-дальномерным приборам, оснащенным светодальномером, устройствами для считывания информации с горизонтального и вертикального угломерных кругов, специализированным встроенным процессором по обработке данных измерения углов и расстояний по решению типовых геодезических задач (меню программ может достигать 200–300 единиц). Электронные тахеометры серии SET2220 / SET3220 / SET4220 характеризуются следующими показателями:

- увеличение зрительной трубы 30[×];
- минимальное расстояние визирования 1 м;
- точность измерения горизонтального угла 2" / 3" / 5";
- измеряемое расстояние (в м) (на одну призму AP01) 1–2700 / 1–2500 / 1–1800;
- точность измерения расстояния на призму составляет (в мм) (2 + 2 ppm × D); на пленку – (4 + 3 ppm × D);
- измеряемое расстояние на визирную пленку составляет (в м) соответственно: 1 – 120 / 1 – 100 / 1 – 80;
- внутренняя память сохраняет данные на 4400 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.

Наиболее точные электронные тахеометры, например LEICA серии TPS09, характеризуются угловой погрешностью 0,5"; 1", линейной погрешностью ±(0,5 мм + 1 ppm); ±(1 мм + 1 ppm) при наведении на светоотражатель (до 3500 м) или на светоотражательную пленку размером 60×60 мм (до 250 м). Линейная погрешность без отражателя составляет ±(2 мм + 2 ppm) на расстояниях до 200 м. Электронные тахеометры меньшей точности характеризуются угловой приборной погрешностью 3, 5 и 7", линейной погрешностью от ±(3 мм + 1 ppm) до ±(5 мм + 2 ppm).

5.3. Оптические дальномеры

Оптические дальномеры служат для определения расстояний величиной до 100–300 м с относительной погрешностью от 1/200 до 1/3000 в зависимости от конструкции прибора.

Принцип измерения расстояний оптическими дальномерами геометрического типа основан на решении сильно вытянутого прямоугольника или равнобедренного треугольника, называемого *параллактическим* (рис. 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

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

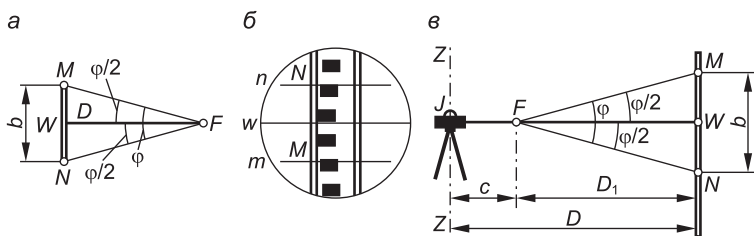


Рис. 5.9. Оптический дальномер геометрического типа:
 а – геометрическая схема; б – поле зрения трубы; в – схема измерений

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 : 50 000 (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. (Относительная погрешность расстояния длиной 100–200 м составляет около 1/1500–1/3000.)

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

$$D = Kb. \quad (5.19)$$

Нитяной дальномер. В зрительной трубе теодолита и нивелира верхняя и нижняя горизонтальные нити n и m визирной сетки (рис. 5.9, б) образуют нитяной дальномер с вертикальным постоянным параллактическим углом φ . Вершина F этого угла (передний фокус оптической системы зрительной трубы) (рис. 5.9, в) расположена либо вне, либо внутри зрительной трубы. Визирные лучи, проходящие через дальномерные нити 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 $D_1 = Kb$. Полное расстояние $JW = D$ между верти-

кальной осью прибора ZZ и плоскостью шкалы вычисляется по формуле нитяного дальномера

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

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 нитяному дальномеру могут быть специальными, шкала которых нанесена с ценой деления 2 см 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 рис. 5.10, а по сантиметровым делениям между штрихами t и m отсчитывается отрезок шкалы $b = 17,3 \text{ см} = 0,173 \text{ м}$. При $K = 100$ и $c = 0$ расстояние $D = 17,3 \text{ м}$.

Примечание. При $K = 100$ наблюдатель воспринимает сантиметровые деления как метровые и в метрах отсчитывает по рейке искомое расстояние, в нашем примере $D = 17,3 \text{ м}$; при $c = 0$ формула (5.20) принимает вид $D = D_1$.

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

Между проекциями дальномерных нитей 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 $b'/2 = WM' = WM \cos \nu = (b/2) \cos \nu$. Отсюда и $b' = M'N' = b \cos \nu$. Тогда в треугольнике $F_1M'N'$ высота $F_1W = Kb'$, а наклонное расстояние $D = OW = Kb' + c = K b \cos \nu + c$. Горизонтальное проложение $d = OB' = OW \cos \nu = (D + c) \cos \nu$ или

$$d = Kb \cos^2 \nu + c \cos \nu, \quad (5.21)$$

а при $c = 0$

$$d = Kb \cos^2 \nu = D \cos^2 \nu. \quad (5.22)$$

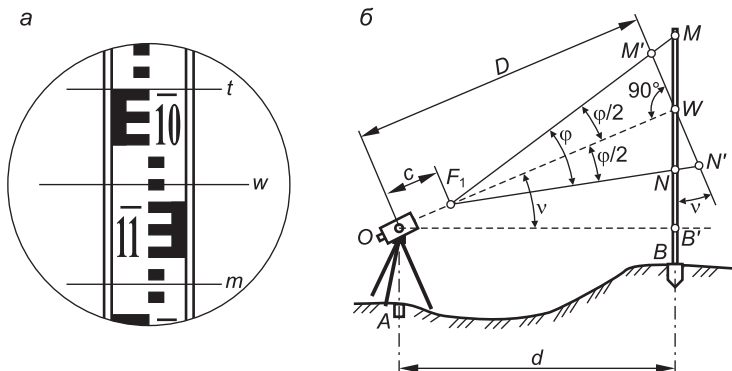


Рис. 5.10. Определение расстояния по нитяному дальномеру:
a – отсчет по дальномерным штрихам; *б* – горизонтальное проложение

Горизонтальное проложение вычисляется также по формуле

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

где $\Delta D_v = 2D \sin^2(v/2)$ – поправка на наклон в расстояние, измеренное нитяным дальномером.

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

Определение постоянных нитяного дальномера. Для каждого теодолита необходимо определить фактический коэффициент дальномера K , поскольку его погрешность может достигать 0,5% (т.е. 1/200 от измеряемого расстояния) и величину поправки 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 с точностью 0,01–0,02 м измеряют соответствующие расстояния D_1, D_2, \dots, D_n каждого колышка от начального. Согласно формуле (5.20) составляют несколько уравнений:

$$D_1 = Kb_1 + c; \quad D_2 = Kb_2 + c; \quad \dots; \quad D_n = Kb_n + c. \quad (5.24)$$

Вычитая одно уравнение из другого, находим

$$K_1 = \frac{D_2 - D_1}{b_2 - b_1}; \quad K_2 = \frac{D_3 - D_1}{b_3 - b_1}; \quad K_3 = \frac{D_3 - D_2}{b_3 - b_2} \text{ и т.д.}$$

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 таблицы.

Точность нитяного дальномера. С помощью нитяного дальномера технических теодолитов в комплекте с нивелирной рейкой с сантиметровыми делениями расстояния измеряются с погрешностями, которые зависят от ряда факторов:

- точности учета коэффициента дальномера 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 расстоянии D до 50–60 м погрешность ΔD равна $\approx 0,05$ –0,1 м (при $D \approx 50$ м относительная погрешность расстояния составляет около 1/500), на расстоянии D от 80 до 120 м $\Delta D \approx 0,2$ м (или в среднем 1/500), на расстоянии $D \approx 130$ –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 нитей дальномера погрешности ΔD значительно возрастают.

Рассмотренные погрешности нитяного 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 геодезических работ

При производстве многих видов геодезических работ измеряют длины линий и горизонтальные углы между ними, при этом точности угловых и линейных измерений рационально выбирать под условием их приблизительно равного влияния

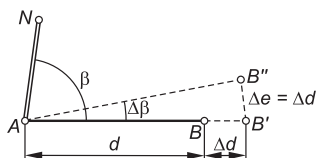


Рис. 5.11. Продольная Δd и поперечная $\Delta e = \Delta d$ линейные погрешности определения положения точки B линейно-угловыми измерениями

зонтального угла приводит к поперечной линейной погрешности Δe и смещению точки в положение B'' . По условию равной значимости 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 Δd в формуле (5.26) принимаем $(d + \Delta d) \approx d$ и получаем

$$\Delta\beta^{\text{рад}} = \Delta d / d. \quad (5.27)$$

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 равной значимости заданным относительным погрешностям $1/T$, будут соответственно равны

$$\Delta\beta^{\circ} = \rho^{\circ}(1/T); \quad \Delta\beta' = \rho'(1/T); \quad \Delta\beta'' = \rho''(1/T), \quad (5.28)$$

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:

$$1/T = \Delta\beta^{\circ} / \rho^{\circ}; \quad 1/T = \Delta\beta' / \rho'; \quad 1/T = \Delta\beta'' / \rho''. \quad (5.29)$$

Соотношения (5.28) и (5.29) учитываются при расчетах по обоснованию точности приборов, необходимых для выполнения линейных и угловых измерений при разбивочных геодезических работах.

В табл. 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 оправданных отступлений от условия приблизительного равенства значимости погрешностей угловых и линейных измерений.

Таблица 5.1

Расчетное соответствие между точностью измерения линий и углов по условию равной значимости их погрешностей и примеры выбора средств линейных и угловых измерений

Вид погрешности		Величины погрешностей, средства измерений				
		Номер примера				
		1	2	3	4	5
Допустимая относительная погрешность измерения линий $1/T$		1 : 2000	1 : 3000	1 : 5000	1 : 10 000	1 : 25 000
Расчетные	допустимая погрешность измерения углов, $2m_{\beta p}$	1,7'	1,1'	41"	21"	8"
	средняя квадратическая погрешность измерения углов, $m_{\beta p}$	0,8'	0,55'	20"	10"	4"
Угломерные приборы: теодолиты типа						
		T30	T30	T15	T5	T2
Допустимая $2m_{\beta}$ и средняя квадратическая m_{β} погрешности измерения углов данным теодолитом		$2m_{\beta} = 1'$ $m_{\beta} = 0,5'$	$2m_{\beta} = 1'$ $m_{\beta} = 0,5'$	$2m_{\beta} = 30''$ $m_{\beta} = 15''$	$2m_{\beta} = 10''$ $m_{\beta} = 5''$	$2m_{\beta} = 4''$ $m_{\beta} = 2''$
Средства измерений						
Приборы; соответствие их точности условию равной значимости погрешностей угловых и линейных измерений		Мерные ленты; технические теодолиты; практически соблюдается согласованная точность угловых и линейных измерений		Светодальномеры; высокоточные и точные теодолиты; при погрешности светодальномера 3 мм на 150 м $1/T = 1 / 50\,000$, условие равной значимости не соблюдается, но светодальномеры эффективно снижают трудоемкость измерения расстояний		

Как видно из табл. 5.1, теоретическое равенство значимости погрешностей линейных и угловых измерений на практике может соблюдаться достаточно точно (для теодолитов и мерных лент) и не соблюдаться. На практике нет необходимости в непререваемом согласовании значимости влияния рассматриваемых погрешностей при выборе приборов для измерения углов и линий.

Например, при заданной точности угловых измерений теодолитами типа Т30 или Т15 для упрощения и ускорения измерения линий вместо мерных лент целесообразно применять недорогие лазерные рулетки, обеспечивающие ускорение и упрощение работ по измерению расстояний (см. п. 5.2 и примеры в табл. 5.1).

Вопросы и задания для самопроверки

1. Какими приборами и с какой точностью измеряют расстояния? 2. Как определяют поправку на компарирование для мерных лент? 3. Что такое створ и какими способами вешения линий его обозначают? 4. Как измеряют расстояния лентами ЛЗ-20 и рулетками? 5. Напишите формулы для вычисления поправок в измеренные линии: на компарирование, наклон, температуру. 6. Приведите примеры косвенных способов измерения расстояний. 7. Изложите принцип работы импульсных и фазовых светодальномеров. 8. Как рассчитать теоретическую точность фазового светодальномера? 9. Как понимать термин «безотражательный светодальномер»? 10. Опишите технические особенности лазерных рулеток. 11. Опишите геометрический принцип работы нитяного оптического дальномера с постоянным базисом, с постоянным углом, формулы для вычисления постоянных K и c дальномера с постоянным углом. 12. Как вычислить горизонтальное проложение линии, измеренной нитяным дальномером? 13. Как практически определить постоянные K и c нитяного дальномера? 14. Какова абсолютная и относительная точность нитяного дальномера для различных расстояний? 15. Определите горизонтальное проложение d наклонной линии длиной $D = 251,07$ м при $v = -5^\circ 18'$, температуре ленты во время измерений $t = -20^\circ \text{C}$; фактическая длина ленты $l_p = 20,01$ м. 16. С какой эффективностью можно применить лазерную рулетку в геодезических работах различного назначения? 17. Объясните сущность и назначение условия равного влияния для согласования точности линейных и угловых измерений. 18. Определите показатели требуемой точности угломерного прибора и средства для измерения линий, если заданы: 1) $1/T = 1 : 1000$; 2) $1/T = 1 : 50\,000$. Назовите примеры наименования приборов. 19. Оцените показатели согласованности погрешностей угловых и линейных измерений для примера 5 табл. 5.1.

ИЗМЕРЕНИЯ ПРЕВЫШЕНИЙ

Назначение и виды нивелирования. *Нивелирование* – это измерение превышений и определение высотных координат точек на земной и водных 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). Нивелирование представляет необходимую составляющую топографических съемок, геодезических изысканий для строительства жилых и промышленных зданий, атомных и гидроэлектростанций, водохранилищ, каналов, дорог, трубопроводов и других сооружений. Нивелирные измерения предусматриваются технологиями строительства практически всех видов сооружений.

В геодезии применяются следующие виды нивелирования:

- геометрическое;
- тригонометрическое;
- спутниковое;
- гидростатическое;
- механическое.

6.1. Геометрическое нивелирование

Геометрическое нивелирование выполняется по схеме (рис. 6.1, *a*) с помощью геодезического прибора (нивелира J) с горизонтальным лучом визирования и нивелирных реек I и 2 (прямолинейных мер длины со специальными линейными 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 (см. рис. 6.1, *a*), на которые ставят нивелирные рейки. Визируют зритель-

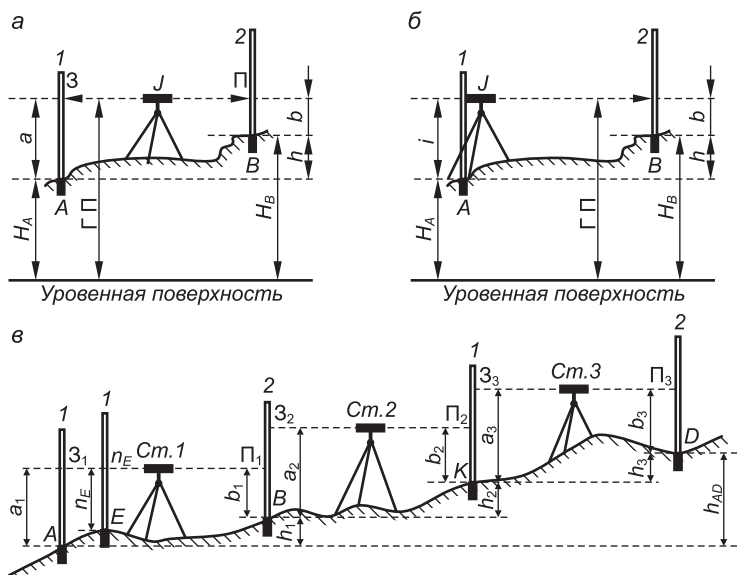


Рис. 6.1. Сущность и способы геометрического нивелирования:
a – из середины; *б* – вперед; *в* – нивелирный ход; *A, B, K, D* – связующие точки; *E* – промежуточная точка на станции; *Cm. 1, Cm. 2, Cm. 3* – станции

ной 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 визирного луча над точкой B . Превышение точки B над точкой A – это расстояние h между уровненными поверхностями, проходящими через точки A и B , превышение равно разности отсчетов по рейкам, т.е.

$$h = a - b. \quad (6.1)$$

При *нивелировании вперед* (см. рис. 6.1, *б*) нивелир устанавливают так, чтобы окуляр зрительной трубы прилегал к рейке 1, поставленной вертикально на точку A . Отсчет i по шкале рейки относительно центра окуляра называется *высотой прибора* над точкой A . Затем 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 объективе не находятся на одной высоте), определяют относительно объектива так: нивелир ставят в 2–4 м от рейки I , на нее наводят зрительную трубу и отсчитывают высоту прибора.

Нивелирный ход применяют для измерения по частям превышения h_{AD} между точками A и D (см. рис. 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, \dots), между которыми последовательно измеряют превышения. Отсчеты по задней и передней рейкам обозначают символами Σ и Π , при этом превышение $h_i = (\Sigma_i - \Pi_i)$ и формулу (6.3) представляют в такой записи:

$$\begin{aligned} h_{AD} &= h_1 + h_2 + h_3 = (\Sigma_1 - \Pi_1) + (\Sigma_2 - \Pi_2) + (\Sigma_3 - \Pi_3) = \\ &= \sum_1^n \Sigma_i - \sum_1^n \Pi_i. \end{aligned} \quad (6.4)$$

Вычисление отметок. Если известна высота H_A (отметка) точки A над исходной уровенной поверхностью (см. рис. 6.1, *а*), то высота (отметка) точки B

$$H_B = H_A + h. \quad (6.5)$$

Высота визирной оси нивелира над исходной уровенной поверхностью называется *горизонтом прибора* (ГП) или *горизонтом нивелира*. Согласно рис. 6.1, *а* ГП можно вычислить относительно точек A и B и определить его среднее значение:

$$\text{ГП}' = H_A + a = H_A + \Sigma; \quad \text{ГП}'' = H_B + b = H_B + \Pi; \quad (6.6)$$

$$\text{ГП} = (\text{ГП}' + \text{ГП}'') / 2. \quad (6.6, a)$$

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 рис. 6.1, *a*

$$H_A = \text{ГП} - a; H_B = \text{ГП} - b;$$

или согласно рис. 6.1, *в* 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 уровенных поверхностей и визирного луча. В приземных слоях воздушная среда обладает неоднородными по вертикали температурой и плотностью и, следовательно, переменным коэффициентом преломления световых лучей. Лучи получают траекторию, которая называется *рефракционной кривой*. Когда температура земной поверхности выше, чем температура воздуха, рефракционные кривые JP и JR (рис. 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' . Поправки в отсчеты на рефракцию обозначим $Ma' = r_a$ и $Nb' = r_b$.

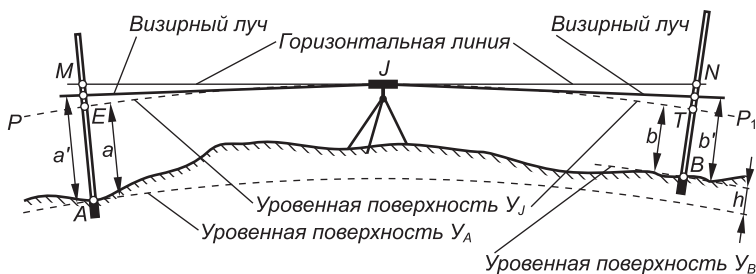


Рис. 6.2. Влияние кривизны Земли и рефракции на результаты нивелирования: a' , b' – фактические отсчеты по рейкам A и B ; $AE = a$, $BT = b$ – отсчеты относительно уровенной поверхности J нивелира

Визирные лучи Ja' и Jb' не совпадают также с уровенной поверхностью визирной оси нивелира $U_J = PJP_1$. Следовательно, отсчеты a' и b' по рейкам следует исправить *поправками на кривизну Земли*. Такие поправки равны $ME = k_a$ и $NT = k_b$.

При проецировании визирных лучей на уровенную поверхность нивелира U_J 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 $a = a' + f_a$ и $b = b' + f_b$.

Величина f вычисляется по эмпирической формуле

$$f = 0,42d^2 / R, \quad (6.8)$$

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.

Если расстояния от нивелира до реек одинаковы, то принимается, что рассматриваемые поправки тоже одинаковы, т.е. $f_a = f_b$, тогда

$$h = a - b = (a' + f_a) - (b' + f_b) = a' - b', \quad (6.9)$$

т.е. фактор кривизны Земли и рефракции практически не влияет на превышение, измеренное способом из середины.

При нивелировании способом вперед рассматриваемые влияния рефракции и кривизны Земли влияет на величину превышения

$$h = i - (b' + f_b) = (i - b') - f_b, \quad (6.10)$$

но поправка f_b учитывается в зависимости от требуемой точности измерения превышения.

Учет вертикальной рефракции и кривизны Земли в инженерно-геодезических работах. При развитии наземных высотных сетей нивелирные ходы прикладываются с точностью нивелирования III и IV класса и технического. При нивелировании такой точности и при инженерно-геодезических работах по обеспечению монтажа строительных конструкций гражданских и промышленных зданий факторы рефракции и кривизны Земли не учитываются.

6.2. Приборы для геометрического нивелирования

Современные приборы для геометрического нивелирования можно разделить на две группы:

- нивелиры оптико-механические и лазерные неавтоматизированные;

- нивелиры автоматизированные – лазерные, электронные (цифровые), основные сведения о которых приведены в п. 6.5.

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.

Рейки РН-3 (сплошные), РН-10 (складные), двутаврового поперечного сечения (рис. 6.3, а, з, д) изготавливают из дерева. Их длина – 3 м. Длина раздвижной рейки РНР-3 – 4 м (2+2 м). На одной стороне рейки шашечная шкала сантиметровых делений (см. рис. 6.3, а) нанесена красным цветом, на другой – черным. Нуль шкалы черной стороны совмещен с нижней плоскостью пятки рейки – стальной пластины, жестко закрепленной на рейке. На красной стороне рейки с нижней плоскостью пятки совмещена шкала начальным 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 металлические (из сплава алюминия) рейки, составные и телескопические, их полная длина 3, 4 или 5 м. На одной стороне рейки нанесена шкала шашечных сантиметровых делений, на другой – шкала миллиметровых делений.

В рейках РН-05 (рис. 6.3, е) высокоточная шкала нанесена на инварную* полосу. Ряд зарубежных фирм к цифровым нивелирам поставляет высокоточные рейки со штрих-кодовыми и метрическими шкалами. Все рейки для высокоточного и точного нивелирования оснащены круглым уровнем для контроля их установки в вертикальное положение.

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

* *Инвар* – металл с малым коэффициентом температурной деформации.

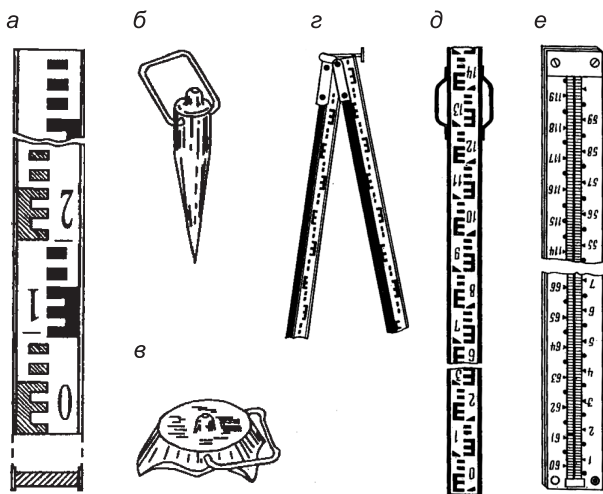


Рис. 6.3. Нивелирные рейки и переносные нивелирные опоры:

а – шашечные деления шкалы; б – костыль; в – башмак; г, д – рейка складная РНТ; е – рейка с инварной полосой для нивелирования I и II классов

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.

Опоры под нивелирные рейки. При измерении превышений рейки ставят на устойчивые предметы: на нивелирные реперы, прочно вбитые в землю переносные костыли или устойчиво поставленные башмаки (рис. 6.3, б, в) или же на колышки, другие неподвижные предметы.

Нивелиры оптико-механические и лазерные. В зависимости от принципа приведения визирного или лазерного оптического луча в горизонтальное положение различают оптические нивелиры двух видов:

- с цилиндрическим уровнем при зрительной трубе (в них для горизонтирования визирного луча пузырек уровня необходимо приводить в нуль-пункт);
- с компенсатором (в них визирный луч автоматически удерживается в горизонтальном положении при небольших наклонах прибора).

Оптико-механические нивелиры применяются, как правило, в комплекте со стандартными нивелирными рейками или с

использованием специальных шкал. Лазерные нивелиры обеспечивают получение лазерного пятна на шкале рейки или поверхности строительной конструкции.

Согласно принятому в России стандарту оптико-механические нивелиры по точности подразделяют на три класса:

- высокоточные Н-05, Н-1, Н-2 – для нивелирования I и II классов;
- точные Н-3 – для нивелирования 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. К обозначению усовершенствованного нивелира добавляется порядковый номер его модификации. Например, нивелир Н-3К третьего поколения (модификации) обозначается 3Н-3КЛ. Шифр лазерного нивелира-автомата (лазерного построителя плоскости) – НЛ-20К. Основные технические характеристики нивелиров приведены в табл. 6.1. Сведения о современных лазерных, кодовых и других видах нивелиров приведены в п. 6.4.

Таблица 6.1

Основные технические данные нивелиров

Показатель	Н-1	Н-3	3Н-3КЛ	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 при расстоянии 2×50 м						2 мм/15 м
Увеличение зрительной трубы, крат	44	30	30	20	20	
Коэффициент оптического дальности	100	100	100	100	100	
Цена деления уровней:						
цилиндрического, с	12	15		45	45	15
круглого, мин	10	10	10	10	10	10
Масса, кг	7	2	2,5	2	2	

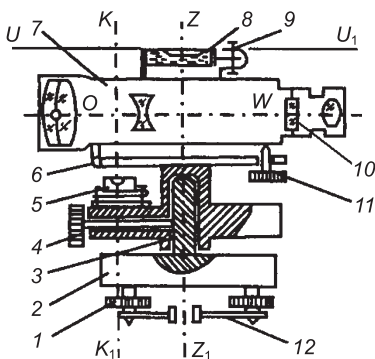


Рис. 6.4. Схема нивелира с уровнем:
 1 – подъемный винт; 2 – подставка; 3 – ось;
 4 – закрепительный винт; 5 – круглый уровень;
 6 – горизонтальная ось наклона зрительной трубы; 7, 8 – цилиндрический уровень; 9 – юстировочные винты цилиндрического уровня; 10 – стеклянная пластинка нитей сетки; 11 – элевационный винт; 12 – пружинящая пластина трегера

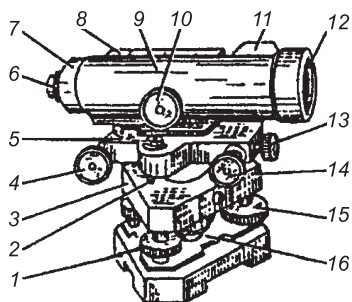


Рис. 6.5. Нивелир Н-3:

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

Схема оптического нивелира с уровнем. Зрительная труба и цилиндрический уровень, закрепленный на ее корпусе (рис. 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 (рис. 6.5) и другие снабжены контактным уровнем: в них в поле зрения трубы выведены изображения концов пузырька цилиндрического уровня (рис. 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 рис. 6.6). В поле зрения трубы обратного изображения деления рейки отсчитываются сверху вниз, значения миллиметров (десятые доли сантиметрового шашечного деления) опреде-

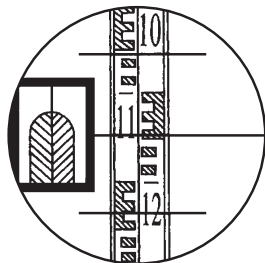


Рис. 6.6. Поле зрения нивелира Н-3

ляются на глаз. В нашем примере отсчеты по средней, верхней и нижней горизонтальным нитям сетки равны: $a_c = 1146$ мм; $a_B = 1055$ мм; $a_H = 1231$ мм.

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.

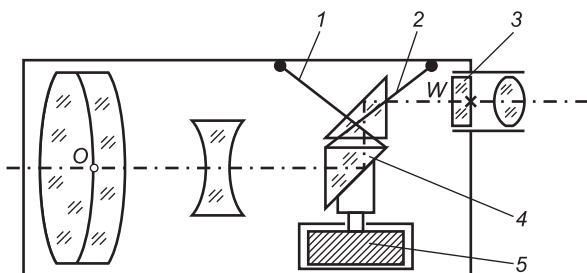


Рис. 6.7. Схема компенсатора с подвешенной призмой:

1, 2 – нити подвески; 3 – пластинка визирной сетки; 4 – подвешенная призма; 5 – гаситель колебаний призмы

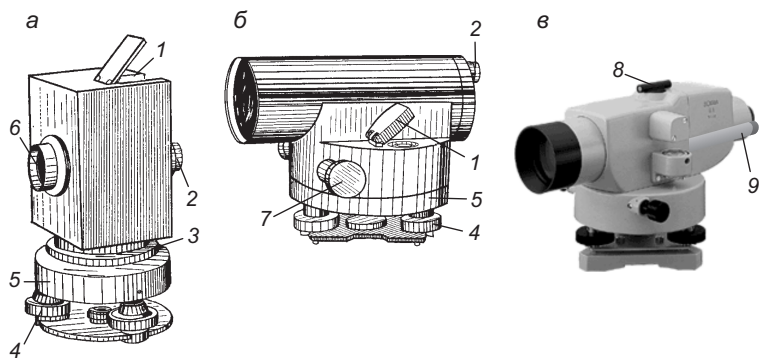


Рис. 6.8. Нивелиры оптико-механические (а, б, в):

а – нивелир Н-10 КЛ; б – нивелир Н-3К; в – нивелир В1С с угломерным кругом; 1 – круглый уровень и зеркало; 2 – окуляр; 3, 6 – объектив; 4 – подъемный винт; 5 – подставка с угломерным кругом; 7 – наводящий винт; 8 – оптический визир; 9 – окуляр отсчетного микроскопа угломерного круга

В одной из конструкций маятникового компенсатора (рис. 6.7) стеклянная призма, подвешенная на скрещивающихся нитях, при наклонах трубы до $8'$ – $15'$ изменяет ход визирного луча WO так, что сохраняется горизонтальность линии визирования (визирного луча). Такой компенсатор применен в нивелире Н-3К (рис. 6.8, б), его зрительная труба получил а 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 нивелиров с компенсатором перископичность зрительной трубы устранена (рис. 6.8, а, в).

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 изображений 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 рис. 6.4, поверяются на следующие геометрические условия.

Первая поверка: *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.

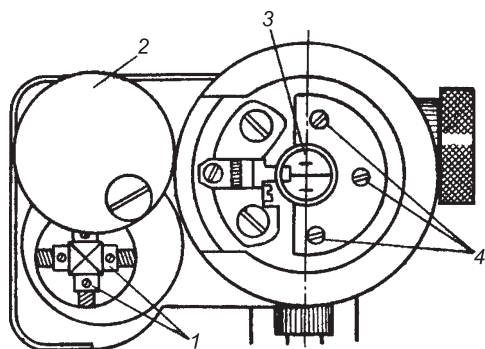


Рис. 6.9. Юстировочные винты цилиндрического уровня нивелира Н-3 и вид зрительной трубы со стороны окуляра (при снятом окуляре):

1 – горизонтальные и вертикальные юстировочные винты цилиндрического уровня; 2 – поворотная крышка; 3 – сетка нитей; 4 – крепежные винты

Вторая поверка: *горизонтальная нить сетки должна быть перпендикулярна оси вращения нивелира ZZ_1* . Зрительной трубой визируют на рейку, установленную в 30–40 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, то прибор для юстировки следует направить в мастерскую, где диафрагму с сеткой смогут повернуть в требуемое положение, ослабив крепящие ее винты 4 (рис. 6.9). Данную поверку можно также выполнить, визируя вертикальной нитью сетки на нить отвеса с 10–15 м (нити должны совпадать).

Третья поверка (поверка главного условия): *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.

Первый способ. Нивелир устанавливают на станции J_1 (рис. 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 $h = a'_1 - b'_1 = (a_1 + \Delta a_1) -$

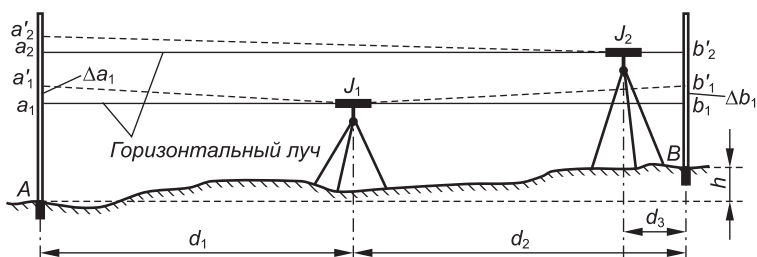


Рис. 6.10. Проверка главного условия нивелира

– $(b_1 + \Delta b_1) = a_1 - b_1$ при нивелировании из середины определяется верно.

Затем нивелир устанавливают на станции J_2 в 3–5 м от рейки 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 с помощью юстировочной шпильки ослабляют боковой юстировочный винт I цилиндрического уровня (см. рис. 6.9) и, вращая его вертикальные юстировочные винты I , 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.

Рассмотренный способ применим для всех типов нивелиров и наиболее рационален в полевых условиях.

Второй способ. Применяется для технических нивелиров при отсутствии перископичности зрительной трубы. Нивелир ставят над точкой A (см. рис. 6.1, б). Относительно центра окуляра измеряют высоту нивелира i_A , визируют на рейку B и берут отсчет b . Затем нивелир ставят над точкой B , измеряют его высоту i_B 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 $h = i_A - (b - x) = (a - x) - i_B$, откуда $x = (a + b)/2 - (i_A + i_B) / 2$. 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 первому способу.

Проверки нивелиров с компенсатором. Нивелиры с компенсатором НЗК, Н10К и их модификации, а также нивелиры с компенсатором иной конструкции подвергаются, как и нивелиры с уровнем, первой и второй проверкам и соответствующим юстировкам. Рассмотрим проверки компенсатора и главного условия нивелира.

Линия визирования должна самоустанавливаться практически точно 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).

Проверка главного условия нивелиров с компенсатором: *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 первому способу третьей проверки нивелиров с уровнем. Прибор горизонтируют по круглому уровню. На станции J_2 в процессе юстировки линию визирования переводят в горизонтальное положение на вычисленный отсчет a_2 перемещением диафрагмы с сеткой нитей, действуя вертикальными юстировочными винтами I (рис. 6.11). Результат юстировки проверяют повторным нивелированием со станции J_2 .

Исследование перефокусировочных колебаний визирной оси зрительной трубы. Данное исследование выполняют

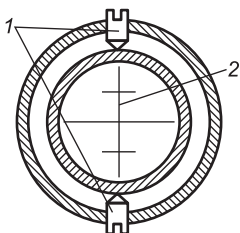


Рис. 6.11. Нивелир с компенсатором:
1 – вертикальные юстировочные винты;
2 – сетка нитей

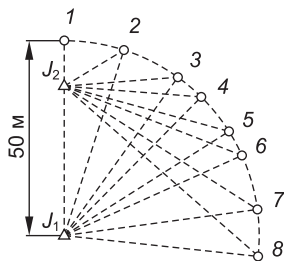


Рис. 6.12. Схема нивелирования при
проверке хода фокусирующей линзы

для всех типов нивелиров одинаково. На ровном участке местности по круговой дуге радиусом 50 м (рис. 6.12) закрепляют кольшками 7–9 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 кольшек, приняв, например, для кольшка 1 отметку $H_1 = 1000$ мм.

Второй раз нивелируют со станции J_2 , расположенной в 3–4 м от точки 1, и аналогично вычисляют отметки кольшек 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.

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 следует устанавливать 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 на расстояниях 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 (рис. 6.13) с последующим вычислением превышения h по тригонометрическим формулам. Над пунктом A ставят электронный тахеометр или теодолит, на пункт B – рейку или веху. На рейке или вехе отмечают точку визирования W и измеряют *высоту визирования* (высоту вехи) v – превышение WB . Над пунктом A измеряют высоту прибора i (превышение JA). Прибором измеряют угол наклона v линии JW . Наклонное расстояние $JW = D$ 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 расстояниях $D \geq 200$ м в определяемом превышении h учитывают поправку f на кривизну Земли и рефракцию, которую вычисляют по формуле (6.8). Следовательно,

$$h = h' + i - v + f. \quad (6.12)$$

Рассмотрим пять возможных вариантов тригонометрического нивелирования для расстояний $D < 200$ м, когда $f \approx 0$.

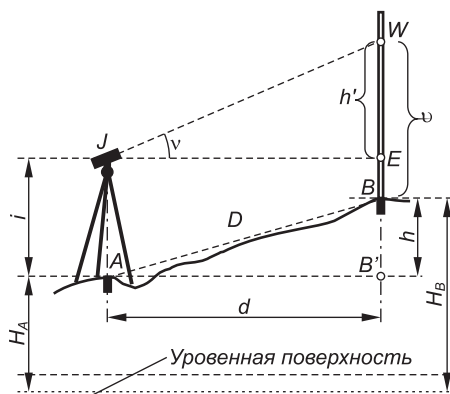


Рис. 6.13. Тригонометрическое нивелирование

В а р и а н т 1. На наклонных участках местности, как правило, непосредственно измеряют расстояние $D = AB = JW$ светодальномером или лентой (см. рис. 6.13). Тогда в треугольнике JWE неполное превышение равно $h' = D \sin \nu$, и формула (6.11) примет вид

$$h = D \sin \nu + i - \upsilon. \quad (6.13)$$

В а р и а н т 2. Если известно горизонтальное проложение $AB' = JE = d$, то $h' = d \operatorname{tg} \nu$

$$h = d \operatorname{tg} \nu + i - \upsilon. \quad (6.14)$$

В а р и а н т 3. Если наклонное расстояние D измерено нитяным дальномером теодолита, то горизонтальное проложение согласно формуле (5.22) равно $d = D \cos^2 \nu$. Подставив эту зависимость в выражение (6.14), получим

$$h' = D \cos^2 \nu \cdot \operatorname{tg} \nu = (1/2)D \sin 2\nu,$$

а формула *тахеометрического нивелирования* примет вид

$$h = (1/2)D \sin 2\nu + i - \upsilon. \quad (6.15)$$

В а р и а н т 4. Если при измерении углов наклона ν визировать на рейку в точку W , отмеченную над ее пяткой на высоте прибора i , то в формулах (6.13), (6.14) и (6.15) слагаемые $i = \upsilon$ (тогда $i - \upsilon = 0$) и искомое полное превышение будет равно неполному превышению, т.е. соответственно

$$h = D \sin \nu; h = d \operatorname{tg} \nu; h = (1/2)D \sin 2\nu. \quad (6.16)$$

По формулам (6.13) – (6.16) превышение h' вычисляют при помощи инженерных калькуляторов или компьютера. Для определения h' в формуле (6.15) служат также тахеометрические таблицы.

При известной высоте (отметке) H_A точки A высоту точки B вычисляют по формуле (см. рис. 6.13)

$$H_B = H_A + h. \quad (6.17)$$

Точность тригонометрического нивелирования зависит от погрешностей: ΔD – измерения расстояний; $\Delta \nu$ – измерения углов наклона; Δi – измерения высоты прибора; $\Delta \upsilon$ – определения высоты наведения. В случае тахеометрической съемки с

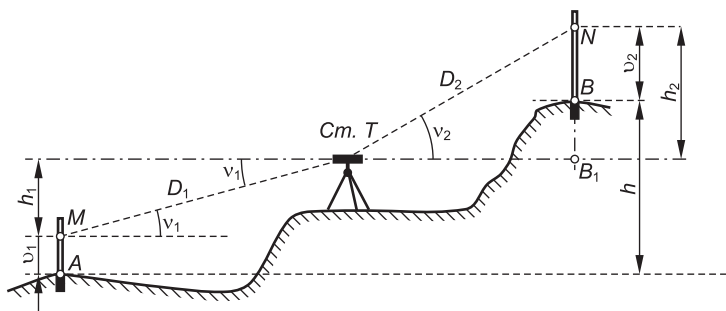


Рис. 6.14. Тригонометрическое нивелирование без определения высоты прибора

помощью теодолитов 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 определяемых превышений возрастает.

В а р и а н т 5. Тригонометрическое нивелирование без определения высоты прибора (рис. 6.14) характеризуется повышенной точностью за счет устранения соответствующей погрешности Δi . Согласно рис. 6.14 на станции *Ст. Т* тахеометром измеряют расстояния $D_1 = TM$ 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

$$h = v_1 + h_1 + h_2 - v_2 = v_1 + D_1 \sin v_1 + D_2 \sin v_2 - v_2. \quad (6.18)$$

Оценка погрешности превышения h в обоих примерах дается по формуле

$$m_h^2 \approx 2m_{\Delta v}^2 + 2(D \sin v)^2 m^2 v / (\rho'')^2.$$

6.5. Сведения о современных нивелирах и видах нивелирования

Лазерные нивелиры содержат оптический квантовый генератор (ОКГ), какой используется в светодальномерах. Пучок

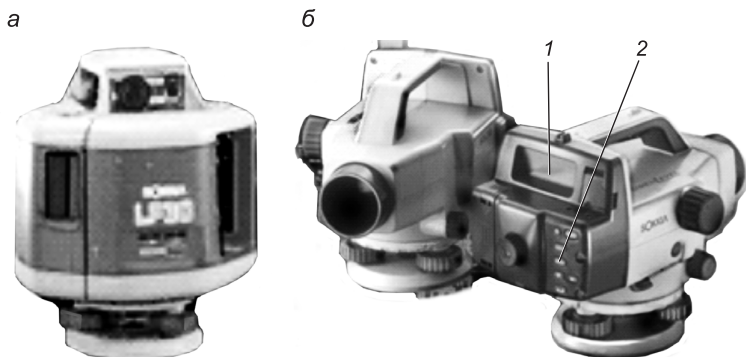


Рис. 6.15. Примеры лазерных и цифровых нивелиров:
a – лазерный построитель плоскости LP30; *б* – цифровой нивелир V1C: 1 – дисплей; 2 – клавиатура процессора

лазерных лучей на выходе из ОКГ расходится приблизительно на $30''$ и для уменьшения угла расходимости светового пучка его фокусируют, пропуская 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 пятна (визуальная регистрация). При автоматизированном нивелировании используют рейки с фотоэлектрическими ячейками.

В лазерных приборах, предназначенных для геометрического нивелирования в круговом секторе – построителях горизонтальной плоскости (рис. 6.15, *a*), лазерный пучок вращается вокруг вертикальной оси, и на строительных конструкциях видна горизонтальная световая полоса, точки которой можно фиксировать краской. На строительной площадке вращающийся лазерный луч можно замечать на шкале рейки визуально или же фиксировать автоматически с помощью реек с фотоэлектрическими ячейками и определять отметки земли относительно горизонта прибора.

При визуальной регистрации неподвижного лазерного пятна в солнечную погоду расстояние от прибора до рейки ограничивают до 100–200 м (в тени) и до 500–1000 м при фотоэлектрической регистрации с защитой рейки от прямых сол-

нечных лучей. Точность нивелирования характеризуется погрешностями до 5–10 мм на расстояниях до 100 м.

Кодовые (цифровые) нивелиры (рис. 6.15, б) 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 отметках 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.

К современным высокоточным нивелирам относятся цифровые нивелиры DiNi12, DiNi12T фирмы Trimble, нивелиры DNA03 фирмы LEICA, предназначенные для нивелирования I и II класса (погрешность превышения на 1 км двойного хода $\pm 0,3$ мм), а погрешность нивелирования на станции близка к $\pm(0,3–0,05)$ мм. Приборы оснащены маятниковым компенсатором, электронным устройством для считывания данных по рейке в цифровой форме, при этом исключаются личные ошибки наблюдателя. Набор встроенных программ включает: определение расстояний до реек; вычисление превышений и отметок; высотную привязку нивелирного хода к реперам; обработку нивелирного хода с набором промежуточных пикетных точек и вычислением их 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. п. 1.7). По разности высот вычисляют превышения между точками. Погрешность определения высот в 2 раза больше погрешности позиционирования в плане. Например, при позиционировании по методу базовой станции минимальные погрешности определения высот (отметок) точек относительно высоты базового пункта близки к $m_H = (6-10)$ мм на расстояниях до 1 км.

Физические и электронные методы нивелирования. Данные методы основаны на использовании определенных физических явлений – это нивелирование гидростатическое, барометрическое, радиолокационное и сканерное.

Гидростатический нивелир действует по принципу сообщающихся сосудов и состоит из двух или нескольких измерительных сосудов в виде стеклянных или пластмассовых трубок, соединенных шлангами или металлическими трубками. Измерительные сосуды снабжены подставками и шкалами миллиметровых делений. Система заполнена жидкостью (например, дистиллированной водой). В сосудах поверхность жидкости устанавливается на одной уровенной поверхности. Разность высот подставок сосудов 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. Для изоляции системы гидронивелира от воздействий неоднородностей атмосферного давления измерительные сосуды соединяют по верху вторым шлангом. Отсчеты уровня жидкости выполняют с помощью электроконтактного микрометра и превышения определяют с погрешностью 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 производят 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 светодальномером сканера направленных прерывистых электро-

магнитных сигналов и прием отраженных сигналов, компьютерную обработку полученных координат сканированных точек и создание цифровой модели местности, формирование ее картографического отображения, получение числовых характеристик рельефа и объектов (высот, превышений, профилей и др.). Точность метода зависит от дальности объекта съемки и условий съемки (с самолета, с наземной опоры), характеризуется дециметрами (съемка с самолета) или несколькими миллиметрами погрешностей высот (съемка с наземной опоры при расстояниях до точек до 50–100 м) в отображении геометрии земной поверхности.

Вопросы и задания для самопроверки

1. Назовите цели и методы нивелирования. **2.** Изложите сущность трех методов геометрического нивелирования. **3.** Как при геометрическом нивелировании вычисляют превышения, высоту точек, горизонт прибора и отметки точек относительно горизонта нивелира? **4.** Назовите комплект приборов для геометрического нивелирования и требования к точности нивелирных реек, их поверки. **5.** Для чего используются нивелирные башмаки и костыли, а также колышки при нивелировании? **6.** Назовите основные части нивелира и его геометрические оси, укажите, как должны быть сопряжены основные оси нивелира. **7.** Как действует компенсатор малых наклонов нивелира? **8.** Как выполняется главная поверка нивелира с уровнем, нивелира с компенсатором? **9.** Какие меры принимают для ослабления действия основных источников погрешностей геометрического нивелирования? **10.** Вычислите ГП, если высота точки A $H_A = 120,843$ м, отсчет по рейке, поставленной на точку A , $a = 1257$ мм. Относительно найденного значения ГП вычислите отметку точки B по отсчету $b = 2500$ мм. **11.** Напишите полную формулу тригонометрического нивелирования и частные случаи такой формулы. **12.** Какова сущность тригонометрического нивелирования без определения высоты прибора? **13.** Теодолит поставлен над точкой A , дальномерная (нивелирная) рейка – на точке B . Отсчет по нитяному дальномеру $D = 120,0$ м; угол наклона $v = +3^\circ 36'$; высота прибора 1,35 м, высота визирования 1,35 м; отметка точки A $H_A = 218,24$ м. Вычислите отметку точки B . **14.** Какова сущность и точность спутникового нивелирования? **15.** Назовите особенности и точность кодовых и лазерных нивелиров. **16.** Изложите сущность гидростатического, барометрического, радиолокационного и сканерного нивелирования, укажите их точность.

ТОПОГРАФИЧЕСКИЕ СЪЕМКИ

В задачи инженерно-геодезических съемок входят составление топографических карт и планов, необходимых для проектирования объектов строительства, создание планов застроенной территории и специальных планов размещения инженерных сетей (водоснабжения, канализации, электроснабжения и др.). Методы топографических и специальных съемочных работ практически совпадают.

7.1. Плановое съемочное обоснование. Теодолитные ходы

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. Пункты съемочного обоснования закрепляют постоянными знаками на застроенной территории (постоянное съемочное обоснование) – центрами, заложенными в грунт, в углы капитальных зданий, и стержнями с головкой, заложенными в асфальтовое покрытие. На незастроенной территории, как правило, применяются временные знаки – деревянные столбы, колья, металлические трубки, стержни и т.п.

С помощью 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 равна $1,5'$. Примером микротриангуляции служит схема цепочки треугольников (рис. 7.1, а), опирающихся на стороны AB и CD геодезической опорной сети.

В условиях частично закрытой местности плановые координаты пунктов E и L (рис. 7.1, б) можно получить прямыми

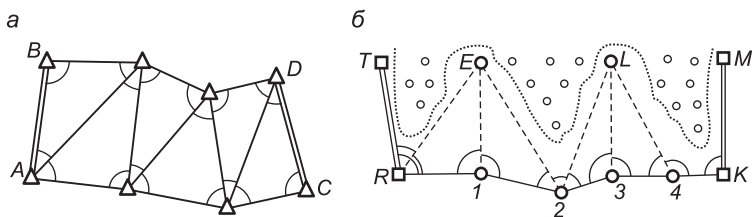


Рис. 7.1. Цепочка микротриангуляции (а) и угловые засечки (б)

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 снижается трудоемкость работ по развитию съёмочного обоснования по многим усложненным схемам, включая показанные на рис. 7.1.

Теодолитные ходы прокладывают в населенных пунктах и на местности, покрытой высокой растительностью, а также на открытых площадках.

Теодолитным ходом называется полигонометрический ход (см. п. 1.5), в котором углы между сторонами измеряют техническим теодолитом с угловой погрешностью $0,5'$, а стороны – мерными приборами с относительной погрешностью от $1/1000$ до $1/3000$.

По форме теодолитные ходы бывают *разомкнутые* (рис. 7.2, а) и *замкнутые* (рис. 7.2, б). Внутри замкнутого хода для сгу-

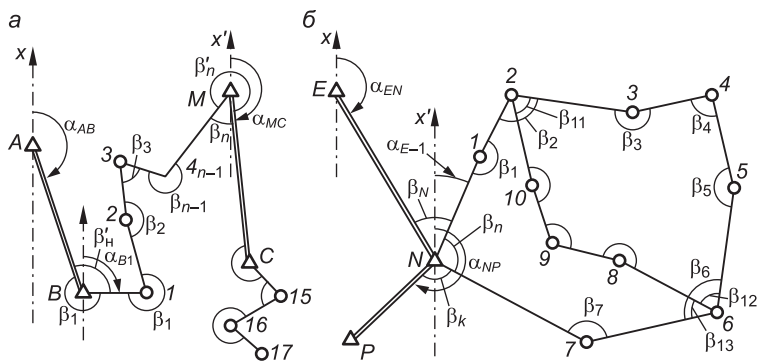


Рис. 7.2. Схемы теодолитных ходов и их плановой привязки:

а – разомкнутый; б – замкнутый и диагональный; Δ , \blacksquare – опорные пункты триангуляции и полигонометрии; \bullet – вершины теодолитных ходов

щения пунктов съёмочного обоснования прокладываются дополнительные *диагональные ходы* (см. рис. 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.

Разомкнутый теодолитный ход, опирающийся только одной точкой на исходный пункт, называется *висячим*, например ход С–15–16–17 на рис. 7.2, а. В висячем ходе на земной поверхности допускается не более трех сторон, его длина не должна быть больше, указанной в табл. 7.1.

Таблица 7.1

**Технические требования к теодолитным ходам
съёмочного обоснования
при топографических съёмках земной поверхности**

Масштаб съёмки	Открытая местность, застроенная территория				Закрытая местность			Допустимая удаленность узловых точек от исходных пунктов, 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	–	–	–	–

Допустимая длина основных теодолитных ходов (км) при топографических съёмках рассчитывается по следующей формуле:

$$\Sigma d_{\text{доп}} = 2\Delta p \cdot M \cdot T / 10^6, \quad (7.1)$$

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.

Допустимые длины теодолитных ходов съёмочного обоснования приведены в табл. 7.1.

Содержание работ при теодолитной съемке. *Подготовительный этап* при теодолитной съемке состоит в изучении имеющихся картографических материалов, схем геодезической сети вблизи участка съемки и составлении проекта схемы будущих теодолитных ходов съемочного обоснования.

Полевые работы при теодолитной съемке включают рекогносцировку участка местности, окончательный выбор места и закрепление вершин теодолитного хода, измерение углов и длины сторон участка, 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 при измерениях длины линий мерными лентами должны быть не менее 40 м (20 м на застроенной территории) и не более 350 м. Вершины теодолитного хода обозначают либо деревянными кольшками (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 основных источников погрешностей, рассмотренных в п. 4.4. При измерениях заполняется полевой журнал, содержащий графы табл. 4.2 или 4.3.

Для осуществления съемки 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 рис. 7.2, а. При угловой привязке на исходных пунктах, на-

чальном 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'_n и β'_n . Оптическая видимость между исходными пунктами B и A , M и C обеспечивается визирными устройствами: визирным цилиндром сигнала или пирамиды либо же вехой.

Угловая привязка замкнутого 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. рис. 7.2, б), то способом круговых приемов определяют внутренний правый по ходу угол β_n и примычные углы β_N , β_n и β_K . В данном случае проверяется условие

$$(\beta_N + \beta_n + \beta_K) - (\alpha_{NP} - \alpha_{EN} + 180^\circ) \leq \pm |0,5' - 1'|.$$

Измерения сторон. Стороны теодолитного хода выгодно измерять светодальномером, а при использовании мерной ленты стороны измеряют в прямом (D') и обратном (D'') направлении. Допустимое расхождение первого и второго результатов $\Delta D = D' - D''$ определяется по допустимой относительной погрешности $1 / T$ теодолитного хода (см. табл. 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 для определения поправки наклон. В средние значения D длин линий вводят поправки на компарирование, наклон и температуру, если их абсолютная величина достигает $D / 10\,000$ (см. п. 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. Исходными данными заполняется ведомость вычисления координат вершин теодолитного хода (табл. 7.2). В графе 1 указываются номера пунктов, в графе 2 – величины измеренных углов, в графе 4 – исходные дирекционные углы α_n и α_K , в графе 5 – горизонтальные проложения сторон хода, в графах 11 и 12 – координаты x и y начального и конечного исходных пунктов.

Ведомость вычисления координат вершин теодолитного хода

Вершина	Горизонтальные углы		Дирекционные углы α	Румбы r	Длина сторон d , м	Приращения координат				Координаты, м		Вершина
	измеренные β' и поправки υ_{β}	уравненные β				вычисленные и поправки		уравненные		x	y	
						$\Delta x'_i$	$\Delta y'_i$	Δx	Δy			
<i>A</i>	—		α_H									
	+0,3		111° 50,8'							x_H	y_H	
<i>B</i>	225° 10,5'	225° 10,8'				-0,03	+0,06			+6000,00	+2000,00	<i>B</i>
	+0,3		66° 40,0'	СВ : 66° 40,0'	151,92	+60,17	+139,50	+60,14	+139,56			
<i>I</i>	100° 22,0'	100° 22,3'				-0,03	+0,05			+6060,14	+2139,56	<i>I</i>
	+0,3		146° 17,7'	ЮВ : 33° 42,3'	119,20	-99,00	+66,04	-99,03	+66,09			
2	207° 46,8'	207° 47,1'				-0,06	+0,11			+5961,11	+2205,65	2
	+0,3		118° 30,6'	ЮВ : 61° 29,4'	274,46	-131,00	+241,18	-131,06	+241,29			
3	52° 23,2'	52° 23,5'				-0,03	+0,05			+5830,05	+2446,94	3
	+0,2		246° 07,1'	ЮЗ : 66° 07,1'	112,54	-45,56	-102,90	-45,59	-102,85	x_K	y_K	
<i>C</i>	165° 16,1'	165° 16,3'	α_K							+5784,46	+2344,09	<i>C</i>

<i>D</i>			260° 50,8'									
$\Sigma\beta' = 750^{\circ} 58,6'$; $\Sigma\beta_{\text{теор}} = 751^{\circ} 00,0'$; $f_{\beta} = -0^{\circ} 01,4'$; $f_{\beta \text{ доп}} = 1'\sqrt{5} = \pm 2,2'$				$\Sigma d = 658,12$	$\Sigma\Delta x' = -215,39$ $\Sigma\Delta x_{\text{теор}} = -215,54$ $f_x = +0,15;$	$\Sigma\Delta y' = +343,82$ $\Sigma\Delta y_{\text{теор}} = +344,09$ $f_y = -0,27$	$\Sigma\Delta x = -215,54$	$\Sigma\Delta y = +344,09$	$x_K - x_H = -215,54$	$y_K - y_H = +344,09$		
<p>Фактическая абсолютная невязка: $f_d = \sqrt{0,15^2 + 0,27^2} = \pm 0,31$ м; абсолютная допустимая невязка $(f_d)_{\text{доп}} = \Sigma d / 2000 = 658,12 / 2000 = \pm 0,33$.</p> <p>Фактическая относительная невязка: $f_d / \Sigma d = 0,31 / 658,12 = 1 / 2112 < (1 / 2000)$.</p>												

Угловая невязка замкнутого теодолитного хода. Для вычисления угловой невязки суммируют все внутренние измеренные правые по ходу углы β' замкнутого хода (см. рис. 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

$$f_{\beta\text{доп}} = \pm 2t\sqrt{n}, \quad (7.3)$$

где t – заданная средняя квадратическая погрешность измерения углов, которую назначают в зависимости от точности работ; для теодолитных ходов принимают $t = 0,5'$, при этом допустимую угловую невязку определяют по формуле

$$f_{\beta\text{доп}} = \pm 1'\sqrt{n}. \quad (7.4)$$

Формулы (7.3) и (7.4) обоснованы в п. 3.3, где в выражении (3.35) допустимая погрешность $\Delta_{\Sigma\Delta\text{доп}}$ 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' 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 (увязанные) таким приближенным способом углы β_i равны

$$\beta_i = \beta'_i + v_{\beta_i}, \quad (7.6)$$

а сумма уравненных (увязанных) углов должна равняться теоретической.

Угловая невязка разомкнутого теодолитного хода. Разомкнутый теодолитный ход (рис. 7.3) 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 даны в табл. 7.2. 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. п. 1.4, формулы (1.14) и (1.15)) определены значения исходных дирекционных углов: начального $\alpha_H = \alpha_{AB}$ и конечного $\alpha_K = \alpha_{CD}$ ($\alpha_H = 111^\circ 50,8'$ и $\alpha_K = 260^\circ 50,8'$ записаны в графу 4 табл. 7.2).

Согласно рис. 7.3 при пункте B сумма углов $\alpha_1 + \beta_1 = \alpha_H + 180^\circ$, откуда $\alpha_1 = \alpha_H + 180^\circ - \beta_1$. При вершине 1 сумма углов $\alpha_2 + \beta_2 = \alpha_1 + 180^\circ$, поэтому $\alpha_2 = \alpha_1 + 180^\circ - \beta_2$. Аналогично

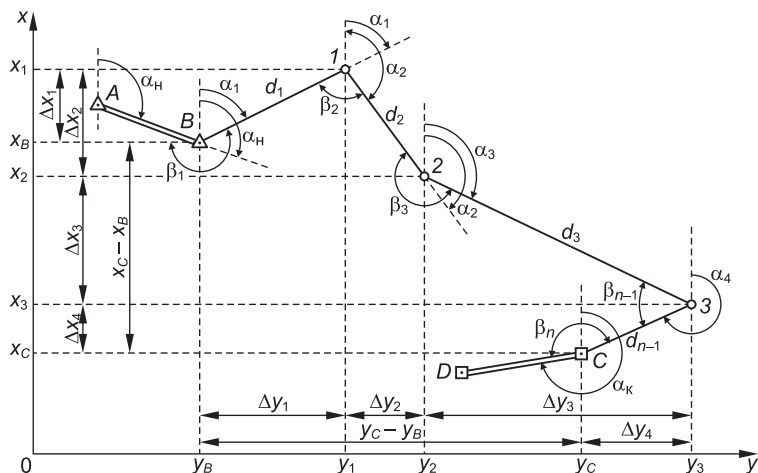


Рис. 7.3. Дирекционные углы сторон и координаты вершин теодолитного хода

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

$$\alpha_{i+1} = \alpha_i + 180^\circ - \beta_i; \quad (\alpha_{i+1} < 360^\circ), \quad i = 1, 2, \dots, n. \quad (7.7)$$

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

$$\sum_i^n \beta_{i \text{ теор}} = \alpha_n + 180^\circ n - \alpha_k, \quad i = 1, 2, \dots, n. \quad (7.8)$$

Практическая сумма измеренных с погрешностями углов β'_i отличается от теоретической суммы на величину фактической угловой невязки

$$f_\beta = \sum_i^n \beta'_i - (\alpha_n + 180^\circ n - \alpha_k), \quad i = 1, 2, \dots, n. \quad (7.9)$$

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 (7.5) и (7.6).

В табл. 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 табл. 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_k . В графе 5 указаны румбы тех же сторон хода (см. рис. 1.9).

Если в теодолитном ходе измерены *левые по ходу углы*, то формулы (7.7) и (7.9) примут вид

$$\alpha_{i+1} = \alpha_i + \beta_i - 180^\circ, \quad i = 1, 2, \dots, n; \quad (7.10)$$

$$f_\beta = \sum \beta'_i - (\alpha_K + 180^\circ n - \alpha_H), \quad i = 1, 2, \dots, n. \quad (7.11)$$

Вычисление приращений координат и оценка точности теодолитного хода. В графе 6 табл. 7.2 записывают горизонтальные проложения d_i сторон хода, рассчитанные с учетом поправок на компарирование, наклон и температуру. *Вычисленные приращения* координат (графы 7 и 8) находят по формулам

$$\Delta x'_i = d_i \cos \alpha_i; \quad \Delta y'_i = d_i \sin \alpha_i \quad (7.12)$$

и записывают со знаком «плюс» или «минус» соответственно направлению стороны хода (см. рис. 1.9). При учебных вычислениях пользуются инженерными калькуляторами, результаты округляют до 0,01 м.

Согласно рис. 7.3 приращения координат Δx_i и Δy_i представляют собой проекции сторон d_i на оси абсцисс и ординат. В случае безошибочности величин Δx_i и Δy_i теоретические суммы таких проекций равны разностям координат опорных пунктов, т.е.

$$\sum_i^n \Delta x_{i \text{ теор}} = x_C - x_B; \quad \sum_i^n \Delta y_{i \text{ теор}} = y_C - y_B \quad (7.13)$$

или

$$\sum_i^n \Delta x_{i \text{ теор}} = x_K - x_H; \quad \sum_i^n \Delta y_{i \text{ теор}} = y_K - y_H, \quad (7.14)$$

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 содержат погрешности, поэтому условия (7.14) точно не выполняются. Расхождения между суммами вычисленных и теоретических приращений координат называются *невязками f_x и f_y приращений координат*:

$$f_x = \sum_i^n \Delta x'_i - (x_k - x_n); \quad f_y = \sum_i^n \Delta y'_i - (y_k - y_n). \quad (7.15)$$

Величины f_x и f_y представляют катеты 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 .

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

$$f_d / \sum d = 1 / (\sum d : f_d). \quad (7.18)$$

Допустимая величина относительной невязки хода $(1/T)_{\text{доп}}$ принимается по табл. 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 допустимой, указанной в табл. 7.1.

Пример 7.1. В табл. 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)

найлены невязки $f_x = +0,15$; $f_y = -0,27$; по формуле (7.16) – абсолютная невязка хода $f_d = \pm 0,31$ м. Фактическая относительная невязка $f_d / \Sigma d = 1/2112$ оказалась меньше допустимой относительной $(1/T)_{\text{доп}} = 1 / 2000$. По формуле (7.17) находим, что для съемки застроенной территории в масштабе $1 : M = 1 : 1000$ абсолютная фактическая невязка теодолитного хода $f_d = \pm 0,31$ м, меньше его допустимой невязки $f_{d\text{доп}} \leq 0,4$ м.

Уравнивание приращений координат. Если фактическая линейная невязка хода f_d 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

$$v_{xi} = K_x d_i; \quad v_{yi} = K_y d_i, \quad (7.20)$$

где K_x и K_y – коэффициенты пропорциональности.

$$K_x = -f_x / \sum_i^n d_i; \quad K_y = -f_y / \sum_i^n d_i, \quad i = 1, 2, \dots, n.$$

Сумма поправок должна быть равна соответствующей невязке, взятой с обратным знаком:

$$\sum_i^n v_{xi} = -f_x; \quad \sum_i^n d_i = -f_y, \quad i = 1, 2, \dots, n. \quad (7.21)$$

Поправки v_{xi} и v_{yi} прибавляют к вычисленным приращениям и получают *уравненные (увязанные) приращения координат*:

$$\Delta x_i = \Delta x'_i + v_{xi}; \quad \Delta y_i = \Delta y'_i + v_{yi}. \quad (7.22)$$

Пример 7.2. В табл. 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 : $K_x = -(+0,15) / 658,12 = 0,000224$; $v_{x1} = K_x d_1 = K_x \cdot 151,92 = -0,03$ м; $v_{x2} = K_x \cdot 119,2 = -0,03$ м и т.д. Сумма поправок v_{xi} равна невязке f_x с обратным знаком, т.е. $\Sigma v_{xi} = -f_x = 0,15$ м. В графе 9 записаны уравненные приращения координат Δx_i и их сумма $\Sigma \Delta x = -215,54$, 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

$$x_{i+1} = x_i + \Delta x_i; \quad y_{i+1} = y_i + \Delta y_i, \quad (7.23)$$

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 7.3. В графах 11 и 12 табл. 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).

Вычисления координат вершин замкнутого теодолитного хода. Вычисления ведутся в ведомости по форме табл. 7.2. В графе 1 последовательно записываются номера пунктов (см. рис. 7.2, 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 α_{E-1} стороны $N-1$: один раз в значении начального α_n , второй – в значении конечного α_k . 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_k и y_k .

Сначала вычисления ведутся по формулам (7.2)–(7.6). Дальнейшие расчеты аналогичны рассмотренным ранее для разомкнутого хода. В формуле (7.15) для замкнутого хода $x_k = x_n$; $y_k = y_n$ и тогда

$$f_x = \sum_i^n \Delta x'_i - 0; \quad f_y = \sum_i^n \Delta y'_i - 0. \quad (7.24)$$

Последующие вычисления полностью совпадают с рассмотренными в табл. 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 плановые координаты x и y , но и высотная координата H . На

участке топографической съемки в дополнение к плановым пунктам закладывают высотные геодезические знаки – грунтовые и стенные реперы и создают **высотное съемочное обоснование**.

Высотные координаты передают на плановые и высотные пункты съемочного обоснования от исходных грунтовых и ственных реперов высотной геодезической сети I–IV классов. Для этого от исходных реперов через пункты съемочной сети прокладывают ходы геометрического нивелирования IV класса или технического. Нивелирные и теодолитные ходы, проложенные через одни и те же пункты, называются *теодолитно-нивелирными*.

Высота (отметка) пунктов съемочного обоснования может определяться тригонометрическим нивелированием, если точность такого нивелирования достаточна для съемки масштаба 1 : 2000 и мельче.

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 геодезических работах на объектах стройплощадки. 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 реек допускаются до 120 м, а в благоприятных условиях при работе с нивелиром НЗ и до 150 м. Неравенство плеч, т.е. расстояний до задней и передней реек, допускается до 10 м. Расстояние до реек можно проверить нитяным дальномером или шагами. Нивелирные рейки устанавливают на исходные реперы и на устойчивые связующие точки: деревянные колышки, забитые в землю, на верхнюю точку камня и др. Не допускается установка реек на землю.

Ходы технического нивелирования могут прокладываться: 1) без нивелирования промежуточных точек; 2) с нивелированием промежуточных точек. В первом случае (рис. 7.4, а) на

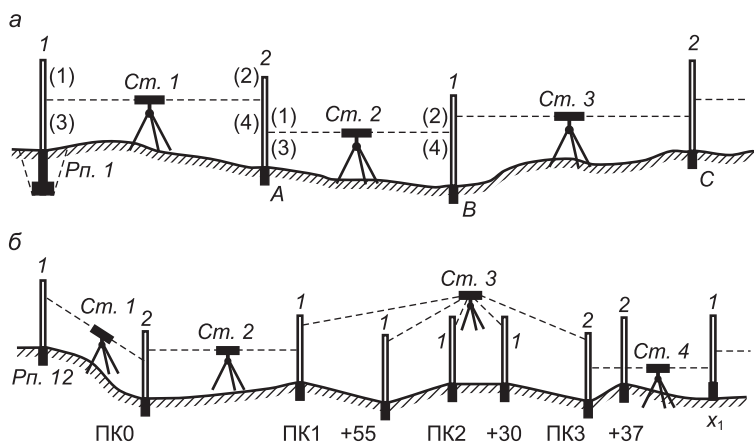


Рис. 7.4. Схемы технического нивелирования:

а – нивелирный ход; *б* – нивелирный ход с нивелированием промежуточных точек; 1–2 – рейки; (1), (2), (3), (4) – порядок измерительных действий

каждой станции отсчеты берутся только по задней и передней рейкам, которые поставлены на устойчивые *связующие точки*. Во втором случае (рис. 7.4, б, станция Ст. 3) отсчеты сначала берутся по рейкам на связующих точках (задней, затем передней), потом по рейке, которую последовательно ставят на нужные промежуточные точки (+55; ПК2; +30), которые могут выбираться и на поверхности земли.

Техническое нивелирование при изысканиях дорожной трассы. При полевых изысканиях проектируемого сооружения линейного вида, например автомобильной дороги, ось дорожной трассы на местности через каждые 100 м обозначают забитыми в землю пикетными кольшками ПК0, ПК1, ПК2 и т.д. (см. рис. 7.4, б), а между ними перегибы земной поверхности обозначают 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 – табл. 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 $h_{\text{ср}} = (h' + h'') / 2$. 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 (табл. 7.3, записи на станции 3).

При перемещении нивелира на каждую следующую станцию меняют местами заднюю и переднюю рейки на связующих точках.

Так, со станции 1 нивелир переносят на станцию 2, рейку 2 оставляют на связующей точке ПК0, а рейку 1 переносят на переднюю связующую точку ПК1 (см. рис. 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 (колышки или устойчивые местные предметы), которые называют *переходными точками* и обозначают ПТ1, ПТ2 и т.д. или именуют «икс-точками» и обозначают x_1, x_2 и т.д. (на рис. 7.4, б для станции 4 показана 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 $h_{\text{ср}}$, 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 $h_{\text{ср}}$ не изменилось более чем на 5 мм.

Если ход технического нивелирования прокладывается через пункты съемочного обоснования, то нивелируют только связующие точки, которые в журнале обозначают номером геодезического знака или переходной точки.

Журнал технического нивелирования

Станция	Точка	Отсчеты по рейкам, мм			Превышения h', h'' , мм	Поправки, превышения (средние, исправленные) $h_{ср}$, мм	Горизонт прибора ГП, м	Отметка H , м	Примечание
		задней (3)	передней (II)	промежуточной (С)					
1	Рп. 12 ПК0	1472 (1) 6259 (3)	1350 (2) 6135 (4)		+0122 (5) +0124 (6)	-2 <u>+0123 (7)</u> +0121		80,000 80,121	Рп. грунтовый
2	ПК0 ПК1	3796 8584	0283 5068		+3513 +3516	-1,5 <u>+35114,5</u> +3513		80,121 83,634	Рейка нивелирная, раздвижная, длиной 4 м
3	ПК 1 ПК3 ПК1+55 ПК2 ПК2+30	0823 (1) 5612 (3)	3849 (2) 8633 (4)	3625 (9) 1440 (10) 1495 (11)	-3026 -3021	-1,5 <u>-3023,5 (7)</u> -3025	84,457 84,458 84,458	83,634 80,609 80,833 83,018 82,963	
4	ПК3 x_1 ПК3+37	0647 5432	0555 5340	2370	+0092 +0092	-2 <u>+0092</u> +0090	81,256 <u>81,254</u> 81,225	80,609 80,699 78,885	Понижение

$$\Sigma \Sigma = 32\ 625 \quad \Sigma \Pi = 31\ 213 \quad (\Sigma \Sigma - \Sigma \Pi) / 2 = +0706$$

$$\Sigma h_{ср} = +0706 \text{ мм}$$

Вычислительная обработка журнала нивелирования.

Данная обработка завершается в камеральных условиях. Сначала выполняют *постраничный контроль* вычислений, сделанных в поле: вычисляют и записывают внизу каждой страницы сумму отсчетов по задней рейке $\Sigma 3$, по передней рейке $\Sigma П$ и сумму средних превышений $\Sigma h_{\text{ср}}$ (см. табл. 7.3). Если выполняются равенства

$$(\Sigma 3 - \Sigma П) = \Sigma(h' + h''); \quad (\Sigma 3 - \Sigma П) / 2 = \Sigma h_{\text{ср}}, \quad (7.25)$$

то превышения h' , h'' и $h_{\text{ср}}$ вычислены верно.

Вычисляют фактическую невязку превышений хода (в мм):

$$f_h = \sum_i^n h_{\text{ср}i} - (H_{\text{к}} - H_{\text{н}}), \quad i = 1, 2, \dots, n, \quad (7.26)$$

где $H_{\text{к}}$ и $H_{\text{н}}$ – отметки конечного и начального реперов, выраженные в мм.

Если ход замкнутый, то $H_{\text{к}} = H_{\text{н}}$, поэтому

$$f_h = \sum_i^n h_{\text{ср}i}, \quad i = 1, 2, \dots, n. \quad (7.27)$$

Допустимую невязку превышений $f_{h \text{ доп}}$ (мм) вычисляют по формулам, установленным строительными нормами:

$$f_{h \text{ доп}} = \pm 10\sqrt{n} \quad \text{или} \quad f_{h \text{ доп}} = \pm 30\sqrt{L}, \quad (7.28)$$

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 $f_{h \text{ доп}} = 10\sqrt{100} = 100$ мм, но на ровной местности при $L = 4$ км и $n < 25$ станций на 1 км применяется вторая формула и тогда $f_{h \text{ доп}} = \pm 30\sqrt{L} = 30\sqrt{4} = \pm 60$ мм.

Примечание. Первая из формул (7.28) обоснована в п. 3.3, где для суммы равноточно измеренных превышений в выражении (3.35) допустимая погрешность $\Delta_{\Sigma \Delta \text{ доп}}$ обозначена через $\Delta_{\Sigma \Delta \text{ пред}} = f_{h \text{ доп}}$, удвоенная погрешность определения среднего превышения $2m_{\Delta} = 2m_{h \text{ ср}} = 10$ мм. Для второй формулы (7.28) осредненное значение $2m_{h \text{ ср}} = 30$ мм на 1 км.

Уравнивание превышений и вычисление отметок связующих точек. Фактическую невязку превышений f_h , 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

$$v_{h,i} = -f_h / n. \quad (7.29)$$

Согласно формуле (7.29) 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

$$h_i = h_{срi} + v_{hi}. \quad (7.30)$$

Отметки связующих точек (м) последовательно находят по формуле

$$H_{i+1} = H_i + h_i, \quad (7.31)$$

где h_i – уравненное превышение h_i , м.

Пример 7.4. Уравнять превышения и вычислить отметки связующих точек в нивелирном ходе из 16 станций, если $H_n = 80,000$ м; $H_k = 86,563$ м; $\sum h_{ср} = +6598$ мм.

Решение. Выразив H_n и H_k в мм, по формуле (7.26) найдем $f_h = +6598 - (86\ 563 - 80\ 000) = +35$ мм, а по формуле (7.28) $f_{h\ доп} = 10\sqrt{n} = \pm 40$ мм.

Здесь $f_h < f_{h\ доп}$. Средняя величина поправок $v_{h,i} = -35 / 16 = -2,2$ мм получается дробной, но в табл. 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 табл. 7.3) записаны превышения, увязанные без десятых долей мм по формуле (7.30). В графе 9 записаны результаты вычислений отметок по формуле (7.31), где увязанные превышения учтены в м ($h_1 = +0,121$; $h_2 = +3,513$ и т.д.), например $H_{ПК0} = H_{рп.12} = + h_1 = 80,000 + 0,121 = 80,121$; $H_{ПК1} = 80,121 + 3,513 = 83,634$. 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:

$$ГП'_i = H_{zi} + 3_i; \quad ГП''_i = H_{ni} + П_i; \quad ГП_i = (ГП'_i + ГП''_i) / 2, \quad (7.32)$$

где H_{zi} и H_{ni} – отметки задней и передней связующих точек; 3_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.

$$H_j = ГП_i - C_j, \quad (7.33)$$

где C_j – отсчет по черной стороне рейки на промежуточной точке j , м.

Пример 7.5. Вычислить отметки промежуточных точек для *Ст. 3* (см. табл. 7.3). Здесь $ГП'_3 = 83,634 + 0,823 = 84,457$; $ГП''_3 = 80,609 + 3,849 = 84,458$; среднее $ГП_3 = 84,458$. Отметки промежуточных точек: $H_{ПК1+55} = 84,458 - 3,625 = 80,833$; $H_{ПК2} = 84,458 - 1,440 = 83,018$ и т.д.

Тахеометрические ходы могут применяться для создания плано-высотного обоснования съемки масштаба 1 : 2000 и мельче с высотой сечения рельефа $h_c = 2$ м. В тахеометрических ходах отметки вершин определяют тахеометрическим нивелированием с помощью теодолита. Стороны хода измеряют нитяным дальномером теодолита в прямом и обратном направлении с относительной погрешностью 1/500, при этом длину сторон хода ограничивают до 120 м (см. п. 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. $h = (1/2)D \sin 2v + i - v$ или по формуле (6.18).

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) или (6.18) – превышения между точками хода. Суммируют измеренные превышения между начальным и конечным исходными пунктами, вычисляют

фактическую невязку f_h (м). Допустимая невязка превышений, вычисляется по формуле

$$f_{h \text{ доп}} = \pm 0,04 \sum_i^n D_i / \sqrt{n}, \quad i = 1, 2, \dots, n, \quad (7.34)$$

где $0,04 \sum_i^n D_i$ – 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 $v_{hi} = (f_h / \Sigma D_i) D_i$. Отметки вершин хода последовательно рассчитывают по формуле (7.31) с контролем.

Плановые координаты вершин теодолитно-тахеометрического хода вычисляют так же, как и теодолитного, но допустимую угловую невязку определяют по формуле $f_{\beta \text{ доп}} = 2' \sqrt{n}$, а допустимую абсолютную невязку – по формуле $f_{d \text{ доп}} = \Sigma D / 400 \sqrt{n}$.

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 застройки применяют наземные топографические 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, геодезиче-

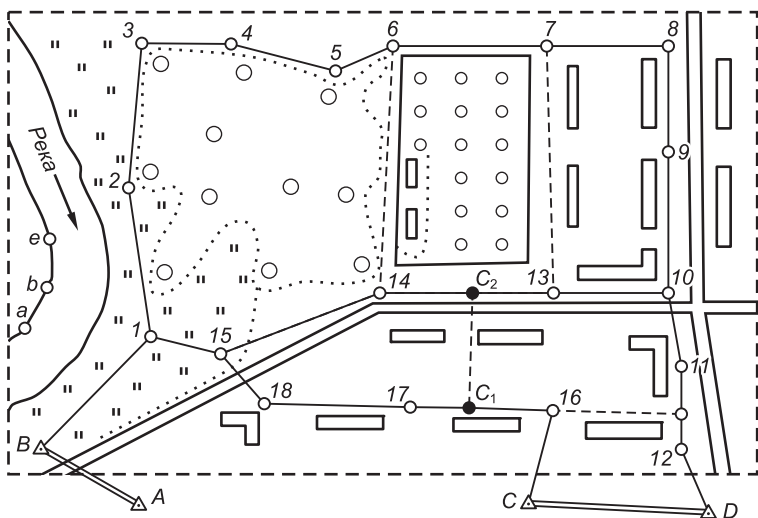


Рис. 7.5. Схема съёмочного обоснования, созданного теодолитными ходами

скими засечками или же современными более точными и технологичными методами, которые обеспечиваются электронными тахеометрами и спутниковыми приборами.

На рис. 7.5 приведен пример схемы планового съёмочного обоснования, созданного теодолитными ходами.

Теодолитной (горизонтальной) съёмкой называют плановую (контурную) съёмку участка земной поверхности, выполняемую с помощью теодолита и мер длины. Теодолитом измеряют горизонтальные углы, длины линий – стальными лентами (рулетками), оптическими и лазерными дальномерами. По данным съёмки составляют контурные планы объекта, определяют площади его участков. При необходимости теодолитная съёмка дополняется высотной съёмкой участка и на плане отображается рельеф горизонталями и (или) числовыми данными.

Способы съёмки ситуации. Съёмка ситуации (подробная съёмка контуров местности) производится либо одновременно с прокладкой теодолитного хода, либо после создания съёмочного обоснования. В процессе съёмки составляются *абрисы* – разборчивые схематические чертежи, на которых показывают точки теодолитного хода, контуры объектов и записывают линейные и угловые данные съёмочных измерений, выполняемых различными способами.

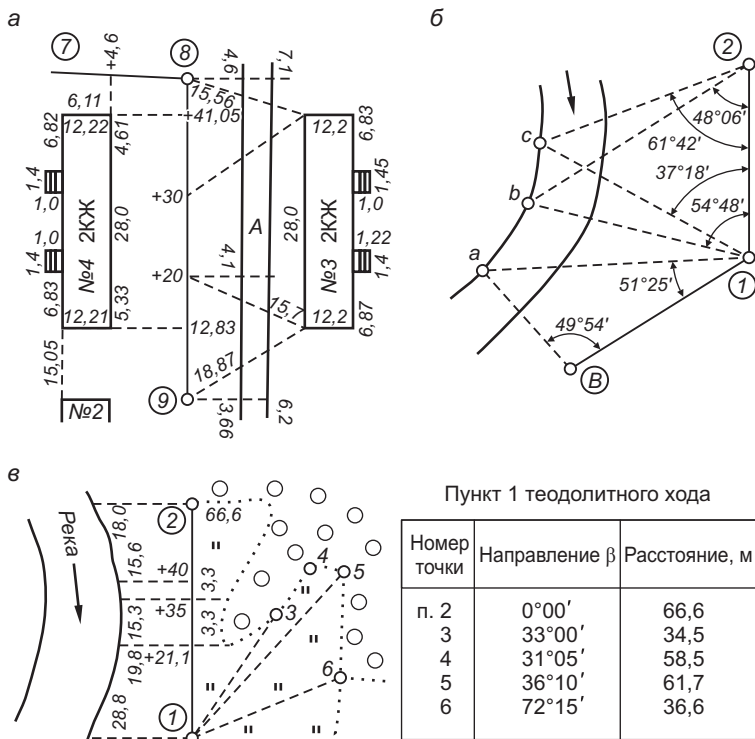


Рис. 7.6. Абрисы съемки ситуации:

а – перпендикулярами и линейными засечками; б – угловыми засечками; в – полярным способом

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 (рис. 7.6, а) обозначают вехами и принимают за ось абсцисс. Одну мерную ленту или рулетку, например длиной 20 м, кладут с помощью зрительной трубы теодолита (или ее оптического визира) в створ пунктов 9 и 8, совместив нуль ленты с точкой 9. Приложив нуль второй рулетки к углу дома № 4, на первую ленту опускают перпендикуляр и отсчитывают его длину (ординату y) по рулетке (5,33 м), по первой ленте – расстояние x от точки 9 до основания перпендикуляра (+12,83).

Перпендикуляры длиной до 4–5 м восстанавливают на глаз, более длинные (20–30 м) – с помощью экера. Первую 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, отмоктки, расстояния между соседними постройками. По измеренной длине фасада контролируется съемка его краев перпендикулярами.

Применяя *способ линейных засечек*, как и в способе перпендикуляров, первую ленту помещают в створе стороны 9–8 теодолитного хода. Второй рулеткой измеряют расстояния от угла дома № 3 до пункта 9 и до створной точки +20 (см. рис. 7.6, а). Аналогично привязывают к теодолитному ходу второй угол дома, обмеряют контур здания для проверки съемки его точек линейными засечками и нанесения выступов.

По *способу угловых засечек*, на противоположном берегу водной преграды или на стороне глубокого карьера ставят вехи в точках *a*, *b*, *c* (рис. 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 транспорта в пересечениях сторон углов.

При съемке границы луга *полярным способом* составляют абрис и таблицу (рис. 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 нитяным дальномером или рулеткой.

Способ обхода (см. рис. 7.5) 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, циркулем-измерителем, транспортом. Конечный результат теодолитной съемки – это контурный план местности.

7.4. Тахеометрическая съемка, понятие о сканерной съемке

Тахеометрической называют топографическую съемку местности, выполняемую с помощью тахеометров, т.е. приборов, сочетающих угломерные устройства и дальномер. К простым оптико-механическим тахеометрам относят теодолит, снабженный нитяным дальномером. Электронный тахеометр обеспечивает автоматизацию тахеометрической съемки.

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: подземных и наземных коммуникаций (трассы водопровода, газопровода, канализации), отдельных дорог и др. На топографическом плане рельеф изображается горизонталями и дополняется отметками отдельных точек.

Наземная *сканерная съемка* местности, наружной и внутренней поверхностей зданий и сооружений выполняется автоматически с помощью сканера – электронного прибора, непрерывно развертывающего сканирующий луч светодальномера в заданных пределах полярной пространственной системы координат.

Съемочное обоснование. 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 колышками или металлическими стержнями. Составляют схему съемочного обоснования и его привязки к опорным пунктам геодезической сети.

В случае использования теодолита 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 вы-

сотные пункты геодезической сети. Вычисляют плановые координаты пунктов съемочного обоснования x , y и высотные H . С таких пунктов и ведется тахеометрическая съемка на достаточно открытой местности.

Сущность тахеометрической съемки. Для производства съемки тахеометр или теодолит устанавливают над пунктом B съемочного обоснования (рис. 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 1 – 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.

Тахеометрическая съемка с помощью теодолита выполняется с соблюдением технических требований, указанных в табл. 7.4. На стороне AB съемочного обоснования пункт A обозначают вехой, а теодолит (например, типа ТЗ0) центрируют по нитяному отвесу над пунктом B (см. рис. 7.7), горизонтируют, измеряют высоту прибора i с точностью до 0,01 м и записывают в журнал тахеометрической съемки (табл. 7.5). На рейке РНТ высоту прибора полезно обозначить временной меткой.

Теодолит ставят в положение КЛ, его ориентируют и закрепляют так, чтобы при визировании трубой на соседний

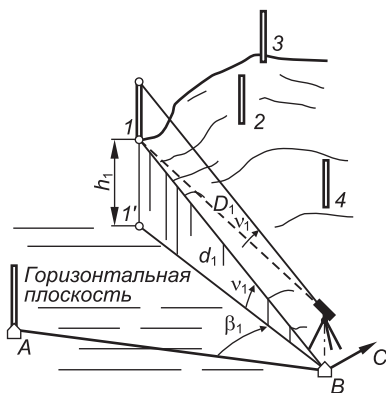


Рис. 7.7. Схема тахеометрической съемки:
1–4 – реечные точки

Тахеометрическая съемка с помощью теодолита

Масштаб съемки	Высота сечения рельефа	Максимальное расстояние, м			
		от теодолита до рейки при съемке контуров		между пикетами	от теодолита до рейки
		четких	нечетких	при съемке рельефа	
1 : 500	0,5	60	80	15	100
	1	80	80	20	150
1 : 1000	0,5	80	100	20	200
	1	80	100	50	150
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.

пункт A отсчет по горизонтальному кругу был равным $0^{\circ} 00'$. Контрольные измерения производят:

- по рейке, поставленной на пункт A , по дальномеру зрительной трубы отсчитывают расстояние D ;
- визированием на метку высоты прибора при КЛ и КП определяют величины MO и угла наклона v (см. табл. 7.5) и превышения h .

Контрольные величины оценивают:

- между дальномерным значением D (или $d = D \cos v$) и измеренной лентой длиной стороны BA (допускается расхождение до 0,3 м);

- между вычисленным превышением h и превышением из технического нивелирования (до 0,02 м).

Завершив подготовительные действия, приступают к съемке. В дополнение к журналу тахеометрической съемки составляют абрис прилегающей местности (рис. 7.8); на лист плотной бума-



Рис. 7.8. Пример абриса тахеометрической съемки:
1–22 – ременные точки

Таблица 7.5

Журнал тахеометрической съемки

20 июня 2010 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 v , м	Отсчеты по кругам		Угол наклона v	Горизон- тальное проложение d , м	Превышение, м		Отметка, м $H = H_{ст} + h$	Описание реечного пикета
			горизон- тальному (Г)	вертикаль- ному (В)			h'	$h = h' +$ $+ i - v$		
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
<i>A</i>	123,6	1,45	0° 00'	П 179° 40' Л 0° 24'	+0° 22'	123,5	+0,79	+0,79	81,29	Пункт съёмочно- го обоснования
Съемка при КЛ; МО = 0°02; ориентирование на пункт <i>A</i>										
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'	+0° 16'	106,2	+0,49	+0,49	80,99	То же
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° 12'	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
<i>A</i>			0° 02'							Контроль

ги схематически наносят линию BA съемочного обоснования, прилегающие контуры ситуации. Элементы рельефа показывают условными горизонталями и стрелками направления скагов. Абрис дополняют в процессе съемки. Съемочные пикеты обозначают и нумеруют на абрисе одновременно с записями номеров точек в журнале тахеометрической съемки.

Последовательность наблюдений реечной точки при работе с теодолитом. Тахеометрические измерения по рейке, поставленной на съемочную точку местности, могут выполняться в такой последовательности:

- *первое наведение – определение расстояния:* один из дальномерных штрихов зрительной трубы совмещают с метровым делением шкалы (1,00 или 2,00 м), по второму дальномерному штриху берут отсчет расстояния $D = Kb$ (м) и записывают в графу 2 журнала (см. табл. 7.5);

- *второе наведение – отсчеты по угломерным кругам:* центр визирной сетки наводят на метку высоты прибора $i = v$ (а если метка не видна за препятствием, то наводят на деление рейки $v = 2,00$ м, или $v = 3,00$ м, или же на другое деление) и берут отсчеты по горизонтальному и вертикальному кругам теодолита. В графе 3 журнала указывают величину v , а в графах 4 и 5 значения отсчетов по кругам теодолита.

Через каждые 8–10 наблюдений реечных точек проверяют ориентацию горизонтального круга контрольным визированием на вежу пункта A : допускается отклонение от отсчета $0^\circ 00'$ до $\pm 2-3'$.

Вычислительная обработка журнала тахеометрической съемки включает вычисление углов наклона по формуле $v = L - MO$; и горизонтального проложения $d = D \cos^2 v$; превышения $h = (1/2) D \sin 2v + i - v$ (при $i = v$ превышение $h = h' = (1/2) D \sin 2v$).

Значения d и h' вычисляют с помощью инженерного калькулятора, компьютера или тахеометрических таблиц.

При углах наклона $v \leq 4^\circ$ и расстояниях $D \leq 150$ м превышения h' можно вычислять с незначительной погрешностью $\Delta h' \leq 0,025$ м, пользуясь приближенными формулами

$$h = D \sin v + i - v,$$

а при $i = v$

$$h = D \sin v.$$

Составление топографического плана. По обработанным материалам тахеометрической съемки составляется топографический план, содержание работ по его составлению рассмотрено в п. 7.6.

Тахеометрическая съемка с помощью электронных тахеометров. *Электронные тахеометры* обеспечивают автоматизацию процессов измерения углов и расстояний и обработки данных измерений (см. п. 5.2).

Предусмотрена комбинация ряда конструкций названных тахеометров со спутниковыми приемниками, 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.

Электронные тахеометры снабжены вычислительным блоком с дисплеем. Блок 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 штанге 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, расстояние и пространственные прямоугольные координаты съемочной точки. Семантические (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 табл. 7.1. Съемку местности часто совмещают с работами по определению координат пунктов съемочного обоснования. Если топографический план будет составляться по координа-

там съёмочных пикетов, рассчитанных процессором электронного тахеометра, то допустимые расстояния от прибора до съёмочных пикетов принимают до 0,5 км и более в зависимости от масштаба съёмки и условий видимости.

Понятие о сканерных наземных съёмках. Сканерные приборы по мере их совершенствования и снижения стоимости, получают эффективное использование в различных инженерно-геодезических задачах, например при вертикальной планировке территории, мониторинге текущих изменений застройки, изучении деформаций строительных объектов, как средство документальных съёмок строительных конструкций, фасадов и внутренних помещений памятников архитектуры и др.

Лазерный сканер определяет положение точек съёмки в пространственной полярной системе координат. Прибор содержит

- лазерный сканирующий светодальномер (излучающий прерывистые направленные лазерные лучи и принимающий часть энергии, отраженной от точек на поверхности объектов съёмки);
- устройство для поворотов корпуса прибора (и вертикальной плоскости сканирования) через заданный угловой интервал $\Delta\beta$ по азимуту в пределах до 360° ;
- устройство для поворотов зеркала вертикальной развертки сканирующего луча с заданным угловым шагом $\Delta\nu$ или Δz в пределах вертикальных секторов сканирования ν или z ;
- процессор, регистрирующий углы горизонтальных и вертикальных направлений сканирующего луча и измеренные расстояния D_i и вычисляющий пространственные координаты сканированных точек.

Целевая обработка цифровой информации сканирования выполняется с помощью компьютера по специальным программам. По результатам сканирования, например, фасада архитектурного памятника получают его цифровую модель, графические детальные планы и профили, а также численные значения размеров его элементов.

Наземный лазерный сканер (Scan Station) фирмы LEICA (см. рис. 7.9, а) предназначен для съёмки высокого разрешения (High definition suveuing). Масса прибора без штатива равна 19 кг. Сканирующие лазерные лучи развертываются в единичной вертикальной плоскости в пределах углового сектора $\nu = 37^\circ$ или углового сектора $z = 57^\circ$. Время развертки $\approx 0,3$ с, при этом скорость сканирования равна 50 000 единичным ска-

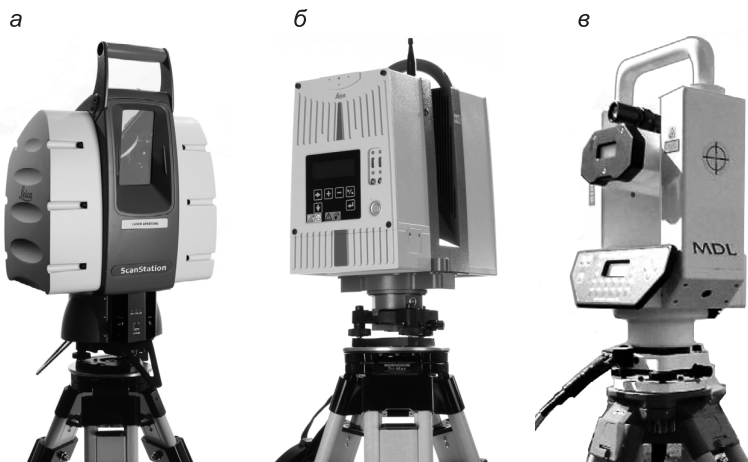


Рис. 7.9. Сканеры фирмы LEICA различного назначения:

а – Scan Station (геодезические измерения по созданию съемочного обоснования и сканерные съемки на дистанциях 1–150 м, точность расстояний 4 мм); *б* – HDS 600 (съемки инженерных сооружений на дистанциях 1–79 м, точность – 2–4 мм); *в* – Laser Ace 600P (съемки карьеров на дистанциях 1–700 м; разрешение – 1 см; точность съемки – 5 см)

нированиям за 1 с. Погрешность дальномера составляет ± 4 мм. Угловое разрешение по горизонтали (угол $\Delta\beta$ между вертикальными плоскостями сканирования) составляет $\Delta\beta = 0,22$ миллирадиана ($45''$) или 22 мм на 100 м; точность моделирования рельефа поверхностей близка к ± 3 мм; наиболее точные результаты специальных съемок достигаются на расстояниях от 1 до 80 м. Предельное расстояние сканирования близко к 300 м, при этом точность определения координат точки, четко отражающей луч, достигает ± 5 –7 мм, а точность моделирования рельефа на максимальных удалениях составляет 15–30 мм.

Лазерный сканер Laser Ace 600P (см. рис. 7.9, *в*) предназначен для съемки карьеров и действует на дистанциях до 700 м.

Лазерный сканер устанавливают над пунктом съемочного обоснования 2 (на *Ст.* 2 – рис. 7.10, *б*), ориентируют по соседним пунктам и приводят в действие. Сканирующий луч автоматически развертывается в вертикальных плоскостях, сходящихся над точкой центрирования сканера *Ст.* 2. В результате сканирования объекта получается «облако точек», координаты которых фиксируются сканером. Затем данные съемки обрабатываются с помощью компьютера и создается про-

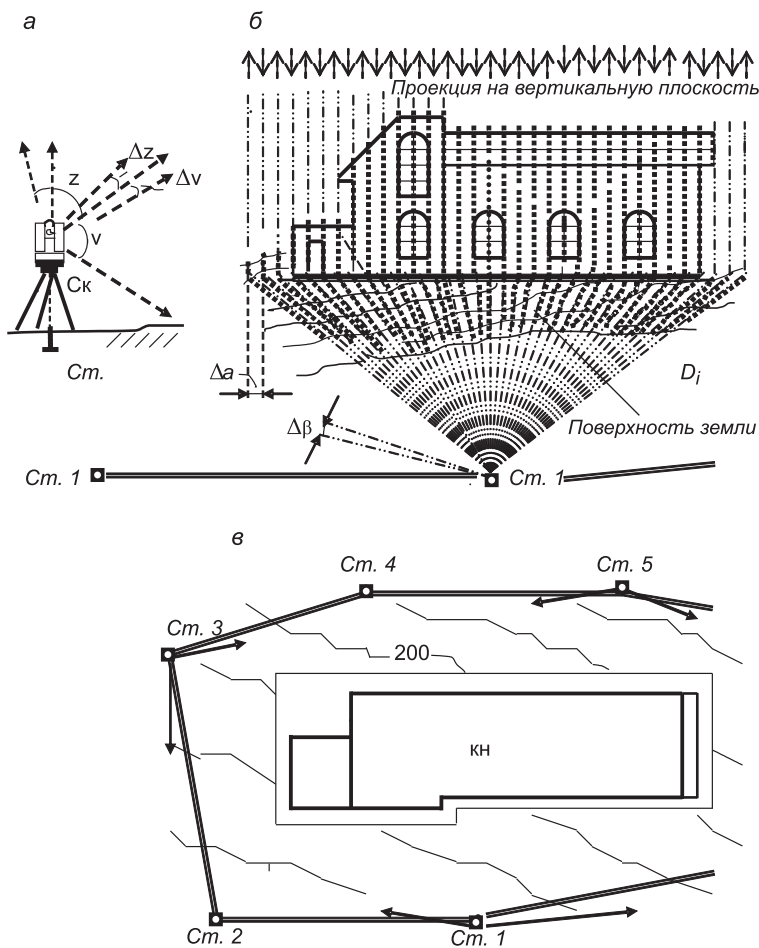


Рис. 7.10. Схема сканерной съемки фасада здания и поверхности земли: *а* – сканер Ск и размах углов v и z вертикальной развертки сканирующего луча; *б* – угловой шаг $\Delta\beta$ горизонтальной развертки вертикальных плоскостей сканирования и проекция на плоскость чертежа «облака» сканированных точек, лежащих в вертикальных плоскостях на радиальных направлениях относительно центра установки сканера на станции 1 (Ст. 1); *в* – компьютерное изображение контура здания и рельефа горизонталями, полученное по результатам съемки со станций Ст. 1, Ст. 3 и Ст. 5 съемочного обоснования; КН – каменное нежилое здание

странственная виртуальная модель объекта, которую можно представлять в демонстрационных подвижных и неподвижных ракурсах, а также в проекции на горизонтальную пло-

скость в виде топографической поверхности, изображенной горизонталями, как показано на рис. 7.10, в. Горизонтали могут быть показаны ломаными линиями или сглаженными.

По данным повторного сканирования строительных объектов определяются их осадка, изменения геометрии (деформации) и крен. В результате сканерной съемки котлованов, карьеров или отвалов земляных масс составляются их планы и профили и вычисляются их объемы посредством компьютеров по соответствующим программам.

7.5. Нивелирование поверхности

Нивелированием поверхности называют топографическую съемку местности с применением геометрического нивелирования для съемки рельефа. В результате получают топографический план с изображением контуров ситуации и рельефа.

В зависимости от способа определения планового положения снимаемых контуров и нивелируемых точек различают и способы нивелирования поверхности – *по квадратам, по параллельным линиям, по магистралям и полярный*. Нивелированием поверхности выполняется в масштабах 1 : 500; 1 : 1000; 1 : 2000; или 1 : 5000. Планы составляют на бумажном носителе, а также в цифровой форме, используемой в системах автоматического проектирования (САПР).

Планово-высотное съемочное обоснование на участке съемки может создаваться теодолитными ходами. Высотные координаты пунктов съемочного обоснования определяют нивелированием IV класса и техническим. Электронные тахеометры позволяют строить планово-высотное съемочное обоснование более эффективными методами.

Нивелирование по квадратам. Способ применяют на свободной от застройки и зарослей, достаточно ровной местности. Планы, получаемые этим способом, наиболее точны для инженерных расчетов по вертикальной планировке территории и для определения соответствующих объемов земляных масс (земляных работ).

Проект сетки квадратов составляют на плане более мелко масштаба. Сетка состоит из основных квадратов размером 100×100 м. Для повышения точности съемки рельефа при вы-

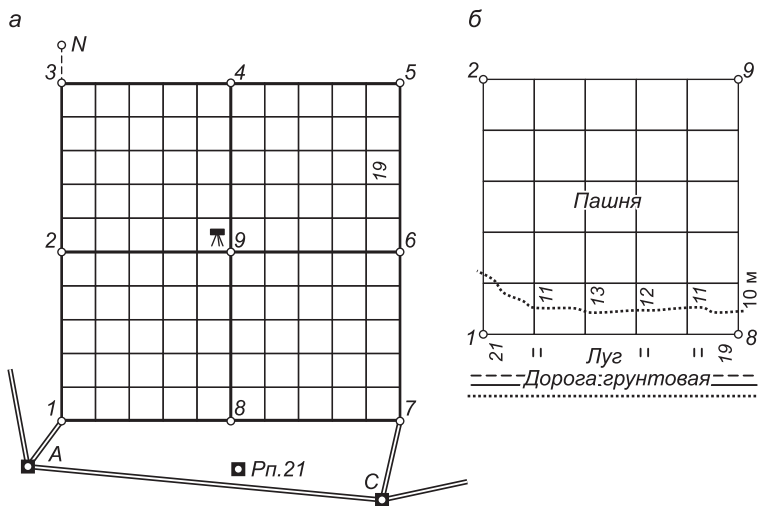


Рис. 7.11. Сетка квадратов со сторонами 20×20 м:

а – общая схема сетки; *б* – абрис съемки ситуации; *Скв. 3* – скважина и ее плановая привязка к сетке квадратов

раженных его неровностях сетку квадратов сгущают: стороны заполняющих квадратов принимают 20×20 м при съемках масштаба 1 : 500 и 1 : 1000; со сторонами 40×40 м или 50×50 м – при съемках масштаба 1 : 2000 и 1 : 5000.

Разработанный проект сетки переносят на местность сначала несколько приближенно относительно контуров местности, отображенных на плане-проекте сетки. Затем определяют положение наиболее длинной стороны 1–3 общего контура сетки, закрепляют кольшком его начальную точку 1 (рис. 7.11, *а*) и обозначают вехой *N* направление стороны 1–3. Над точкой 1 ставят теодолит и зрительной трубой в створе 1–*N* следят за положением кольшков, которыми через каждые 100 м закрепляют вершины 2 и 3 основных квадратов. Расстояния измеряют лентой или светодальномером (лазерной рулеткой). В угловой точке 3 общего контура прямой угол строят теодолитом при двух положениях вертикального круга способом «от нуля». Продолжая разбивку, закрепляют точки основных квадратов (4, 5), строят прямой угол в точке 5 и т.д.

В точке 7 производят контрольный вынос точки 1: под прямым углом к стороне 7–5 измеряют расстояние 7–1, равное проектному, и обозначают контрольную точку 1'. Линейная

величина несовпадения точек I' и I представляет абсолютную невязку ΔL выполненных построений, ее допустимая величина принимается как $1/2000$ от длины L общего контура, т.е. $\Delta L_{\text{доп}} = L / 2000$.

Для точной плановой привязки сетки через вершины основных квадратов прокладывают теодолитный ход $A-3-5-7-C$, опирающийся на ближайшие пункты геодезической сети (см. рис. 7.11, *а*).

Нивелированием IV класса и техническим нивелированием определяют отметки вершин основных квадратов по общему контуру относительно двух-трех ближайших реперов высотной геодезической сети.

Сетка заполняющих квадратов обозначается внутри основных квадратов деревянными сторожками. Их можно вынести в натуру с помощью теодолита, ленты или же 100-метрового троса, размеченного через 20 м.

Контур местности снимают линейными измерениями относительно вершин сетки квадратов, обозначенных сторожками (рис. 7.11, *б*).

При вертикальной съемке длину визирного луча нивелира допускают до 150 м, что позволяет на ровной открытой местности с одной станции нивелировать на площади до 4 га. Для этого нивелир ставят, например, вблизи вершины 9, общей для четырех основных квадратов (см. рис. 7.11, *а*), определяют горизонт прибора не менее чем по двум вершинам основных квадратов, через которые проложен нивелирный ход.

На участках при значительных уклонах земной поверхности ее вертикальную съемку выполняют с нескольких установок нивелира, при этом в журнале-схеме нивелирования (рис. 7.12) проводят соответствующую граничную линию AB . На *Ст. 1* сначала нивелировались точки 21 и 22 с известными отметками, соответствующие отсчеты по черной стороне рейки $a_2 = 2248 \text{ мм} = 2,248 \text{ м}$ и $a_6 = 1042 \text{ мм} = 1,042 \text{ м}$ записаны в журнале-схеме. Вычислены значения горизонта прибора: $\text{ГП}'_1 = H_2 + a_2 = 79,990 + 2,248 = 82,238$; $\text{ГП}''_1 = H_6 + a_6 = 81,203 + 1,042 = 82,245$; среднее $\text{ГП}_1 = 82,242 \approx 82,24 \text{ м}$ (расхождение величин $\text{ГП}'_1$ и $\text{ГП}''_1$ допускается до 0,010 м). Затем в процессе вертикальной съемки в журнал-схему записывались отсчеты по черной стороне рейки, поставленной на землю поочередно у каждой вершины квадратов. Отсчеты целесообразно выражать в метрах с округлением до 0,01 м. Граница ниве-

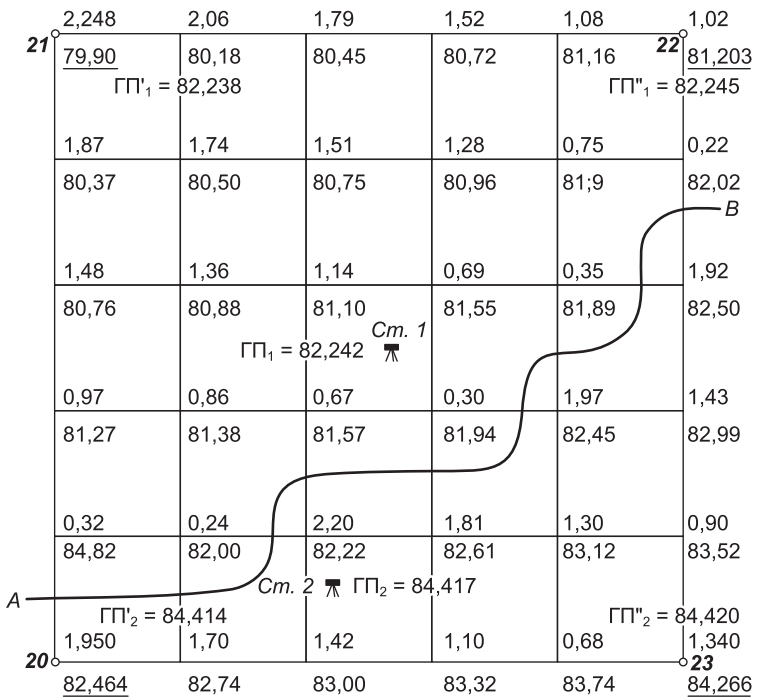



Рис. 7.12. Журнал-схема нивелирования по квадратам неровной поверхности:
 – нивелир

лирования *AB* определяется в процессе работы. На *См. 2* действовали так же, как на *См. 1*.

Отметки поверхности земли вычисляют по правилу: горизонт прибора (постоянное число для данной станции) минус отсчет по рейке в данной точке. Значения отметок записывают в журнале-схеме при соответствующей вершине квадратов с округлением до 0,01 м (см. рис. 7.12).

Нивелирование по прямым параллельным профильным линиям. Данный способ применяют на местности, покрытой растительностью, препятствующей развитию сетки квадратов. Для этого по контуру участка прокладывают теодолитно-нивелирный ход, опирающийся на исходные геодезические пункты и реперы. На сторонах хода закрепляют створные точки, являющиеся опорными для прямых профильных

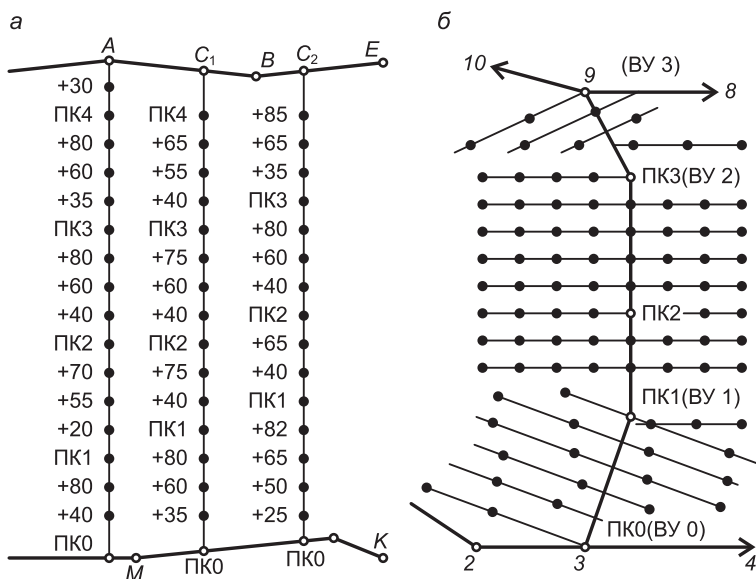


Рис. 7.13. Плановые основы нивелирования поверхности:
а – по параллельным профильным линиям; *б* – по магистралям и поперечникам

линий, пересекающих участок (рис. 7.13, *а*). Профильные линии назначают через 20 м при съемках масштаба 1 : 500 и 1 : 1000 и через 40–50 м при съемке масштаба 1 : 2000.

На профильных линиях разбивают пикетаж, сотенные пикеты обозначают кольями, плюсовые точки – сторожками через каждые 20 или 40 м (соответственно масштабу съемки). Пикетажные надписи делают на сторожках. Одновременно выполняют съемку контуров местности в основном перпендикулярами и составляют соответствующие абрисы.

Вдоль каждой линии прокладывают нивелирный ход технической точности, который опирается на пункты с известными отметками. С каждой станции нивелируют связующие и промежуточные точки на нескольких соседних профильных линиях. Между последовательными станциями нивелирования выбирают по две связующие точки. Отсчеты берут по черной стороне рейки и записывают в журнал нивелирования или в журнал-схему. Вычислительная обработка материалов нивелирования профильных линий практически не отличается от обработки, рассмотренной в п. 7.2.

Нивелирование по магистралям. Этот способ применяется при съемке заболоченной местности, частично покрытой растительностью, перекрывающей прямую видимость через весь участок между опорными пунктами основного теодолитного хода, проложенного вдоль контура участка (рис. 7.13, б). Для съемки через участок прокладывают магистрали – теодолитные ходы, опирающиеся на пункты основного теодолитно-нивелирного хода. На сторонах магистрали разбивают пикетаж через 20 или 40–50 м в соответствии с масштабом съемки (см. Нивелирование по прямым параллельным профильным линиям). Сотенные пикеты закрепляют устойчивыми кольями, плюсовые точки обозначают сторожками с надписями их пикетного положения. На пикетах и плюсовых точках строят поперечники длиной до 100–120 м в обе стороны от магистрали, как правило, под углом 90° к соответствующей ее стороне. На поперечниках сторожками через 20 или 40 м обозначают точки высотной съемки. Съемку ситуации выполняют относительно магистралей и поперечников.

Обозначенные точки поверхности вдоль магистрали нивелируют ходом технического нивелирования с двумя связующими точками между станциями. Расстояние до промежуточных нивелируемых точек принимается до 150 м. Записи отсчетов по рейкам выполняются так же, как при нивелировании по параллельным линиям. Вычислительная обработка материалов нивелирования по магистралям и поперечникам рассмотрена в п. 7.2.

Составление плана. После вычисления координат привязочного теодолитного хода его точки наносят на план. Относительно нанесенных опорных точек на план наносят сетку квадратов, параллельные линии, магистрали и поперечники, а также точки, лежащие на них, и точки, снятые полярным способом. По данным абрисов наносят ситуацию. Из журналов нивелирования выписывают отметки точек, положение которых на плане определено (вершины квадратов, пикетные и плюсовые точки). Проводят горизонтали; один из способов их проведения рассмотрен на рис. 7.17.

7.6. Составление топографического плана

По материалам теодолитной съемки составляют контурный топографический план, а по материалам тахеометрической съем-

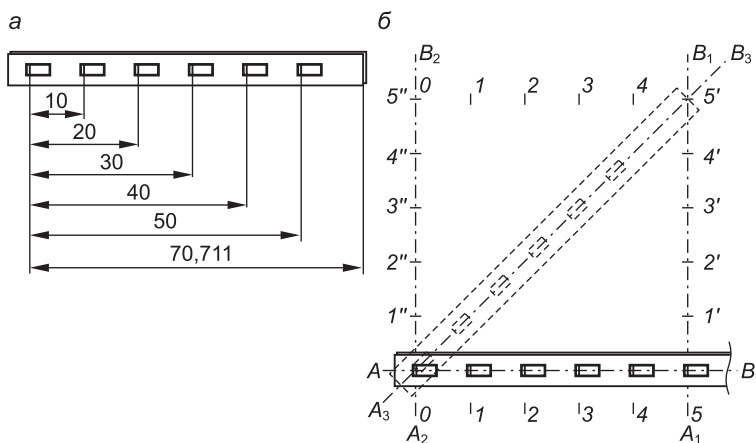


Рис. 7.14. Координатная линейка Дробышева ЛД-1:
а – линейка; *б* – нанесение на планшет меток координатной сетки

ки – 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 размером 60×60 см. Иногда участок объекта изображают на отдельном листе чертежной бумаги нестандартных размеров. На планшетах и отдельных листах показывают прямоугольную координатную сетку с подпоясами абсцисс и ординат ее линий.

Координатную сетку наносят с высокой точностью фотомеханическим копированием с помощью координатографа, шаблонов или же координатной линейки Дробышева ЛД-1. В металлической основе такой линейки вырезаны 6 окошек (рис. 7.14, *а*), 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 *АВ* (рис. 7.14, *б*) на расстоянии 5 см от края листа. Линейку смещают так, чтобы линия *АВ* пересекала окошки, вдоль их скошенных краев проводят штрихи 0, 1,

2, ..., 5. После этого линейку кладут перпендикулярно линии AB , совмещают 0 линейки с $5'$ и прочерчивают штрихи $1', 2', \dots, 5'$. Потом линейку кладут по диагонали A_3B_3 , совмещают линейки с центром штриха 0 на линии AB и по скошенному концу линейки прочерчивают дугу, пересекающую $5'$. Через полученную точку пересечения $5'$ и точку 5 вычерчивают перпендикуляр A_1B_1 к линии AB . Аналогично находят перпендикуляр A_2B_2 и 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). Затем проводят остальные штрихи 1, 2, ..., 5 – 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.

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 $A_3B_3 = 50$ см. После нанесения всей сетки ее проверяют по диагональным направлениям.

Контур сетки служит внутренней линией E рамки планшета или отдельного плана (рис. 7.15, *а, б*). 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 рис. 7.15, *а* координатная сетка оцифрована для плана масштаба 1 : 1000 через 100 м с учетом того, чтобы точки, координаты которых приведены в координатной ведомости (см. табл. 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 положение пункта в данном квадрате: прираще-

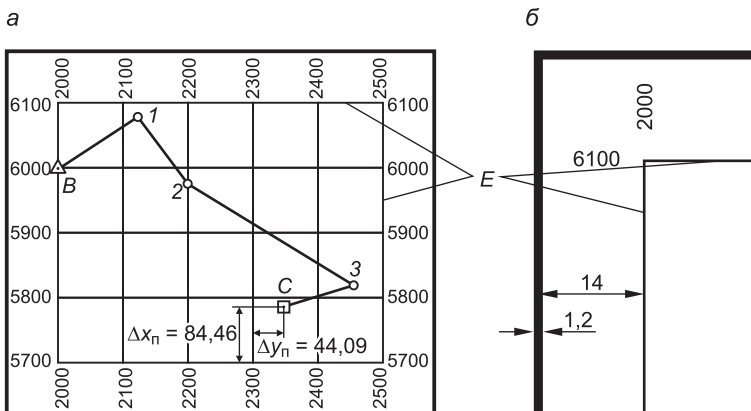


Рис. 7.15. Планшет для составления топографического плана:

а – оцифровка координатной сетки и нанесение точек на план по координатам; *б* – фрагмент оформления рамки плана; *Е* – внутренние стороны рамки плана

ния координат $\Delta x = 5784,46 - 5700 = +84,46$ м и $\Delta y = 2344,09 - 2300 = +44,09$ м. На плане масштаба 1 : 1000 $\Delta x_{\text{п}} = 84,46$ мм; $\Delta y_{\text{п}} = 44,09$ мм. Отметив на сторонах данного квадрата вертикальные отрезки $\Delta x_{\text{п}}$, наносят точку *С* по длине отрезка $\Delta y_{\text{п}}$. Точность нанесения проверяется измерением на плане отрезков до противоположных сторон квадрата: $\Delta x'_{\text{п}} = 5800 - 5784,46 = 15,54$ мм и $\Delta y'_{\text{п}} = 2400 - 2344,09 = 55,91$ мм; допускается расхождение до 0,2 мм. Аналогично наносят точки 3, 2 и т.д., а для проверки измеряют на плане длины отрезков *С*–3, 3–2 и т.д., сравнивают их с соответствующими горизонтальными проложениями, записанными в координатной ведомости (см. табл. 7.2, графа 6); допускается расхождение до 0,3 мм.

Составление контурного плана. Его составляют по абрисам теодолитной съемки (см. рис. 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 транспортир служит для нанесения точек угловыми засечками и полярным способом. Для этой же цели применяют тахеометрический транспортир (рис. 7.16). Контуры мест-

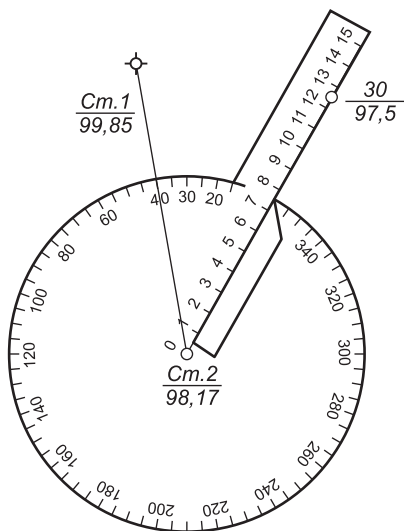


Рис. 7.16. Тахеометрический транспорт (тахеограф)

ности изображаются на плане по их зарисовкам в абрисах. Размеры объектов, расстояния на плане между ними (размеры зданий по цоколю, расстояния между соседними постройками, ширина улиц, проездов, тротуаров и т.п.) проверяются по данным абрисов.

На план наносят только постоянные контуры ситуации и не прочерчивают поясняющие линии абриса, например 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 с помощью геодезического транспорта и масштабной линейки наносят на план съёмочные пикеты по их полярным координатам – горизонтальным углу β_i и расстоянию d_i (см. рис. 7.7). Для нанесения съёмочных пикетов предназначен тахеометрический транспорт (см. рис. 7.16), который закрепляется на плане иглой через отверстие O в точке B плана и затем ориентируется относительно линии BA .

Ситуацию наносят на план согласно абрису (см. рис. 7.18). Рядом с высотными точками подписывают их отметки, с учетом которых проводят горизонтали.

Нанесение на план горизонталей. *Горизонтали* – линии равных высот служат для изображения рельефа (см. п. 2.3). На крупномасштабных планах их проводят через 1,0; 0,5; иногда 0,25 м. Горизонтали можно наносить на план с помощью прозрачной палетки (рис. 7.17, б) в виде сетки параллельных линий, прочерченных на листе восковки через равные промежутки величиной b ($b \approx 5\text{--}30$ мм), которые должны быть меньше минимального расстояния между горизонталями. Линии палетки подписывают отметками горизонталей для данного участка плана.

На рис. 7.17, в горизонтали проведены относительно точек, расположенных в вершинах сетки квадратов. Подписи линий палетки соответствуют высоте сечения $h_c = 1$ м. Палетку кладут на план (рис. 7.17, б) так, чтобы точка A расположилась между линиями палетки 42 и 43 пропорционально своей отметке $42,32 \approx 42,3$ м. Прижимают палетку в точке A заостренным предметом (шариковой ручкой без пасты) и поворачивают в положение, при котором точка B располагается между линиями 45 и 46 пропорционально своей отметке 45,25. Точки 1, 2, 3 пересечения отрезка AB линиями палетки переносят на план (см. рис. 7.17, в) – через эти точки (следы) затем пройдут горизонтали. Линию 46 палетки на плане совмещают с точкой D (ее отметка 46 м) и поворачивают вокруг точки D в положение, при котором точка C располагается между линиями 42 и 43 пропорционально своей отметке 42,66. Затем на отрезке CD плана отмечают точки 4, 5, 6 – следы горизонталей. Аналогично находят следы горизонталей на линиях BE , BM , ME и остальных. Затем через равнозначные следы проводят горизонтали – плавные линии, которые местами дополняют подписями их высоты и бергштрихами.

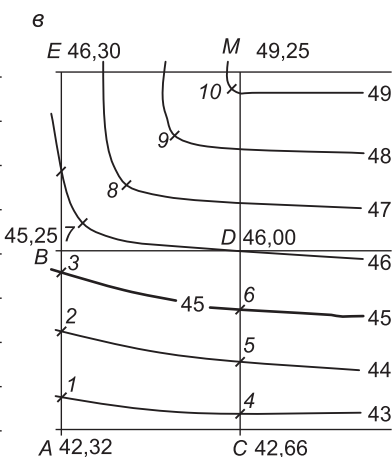
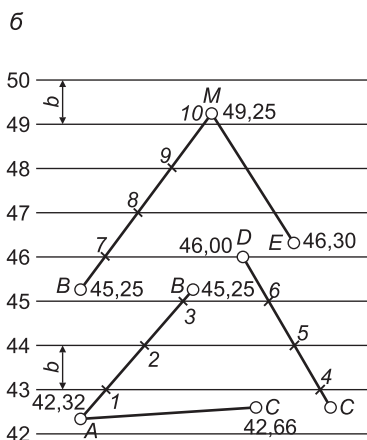
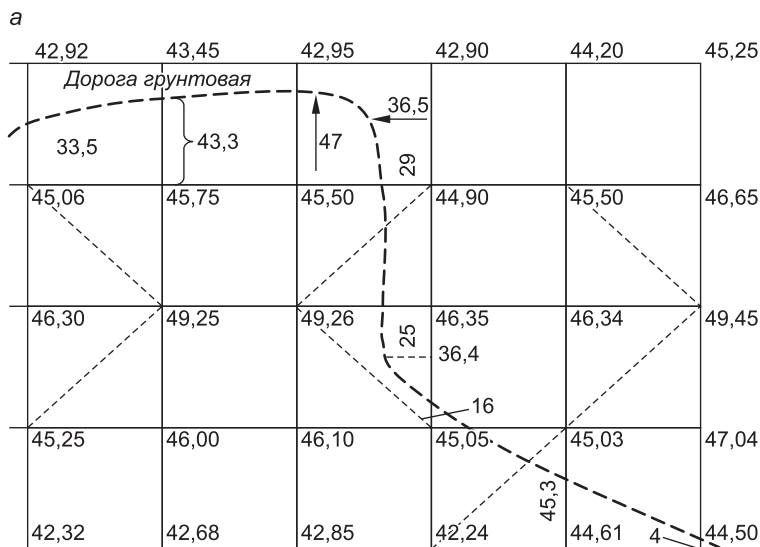


Рис. 7.17. Нанесение на план горизонталей:

а – план участка по материалам нивелирования по квадратам; *б* – палетка из параллельных линий и ее применение; *в* – нанесение горизонталей через их следы

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.

Правила вычерчивания горизонталей и бергштрихов (цвет, толщина, начертание линий), подписей высоты горизонталей изложены в п. 2.3. Отметки высот характерных точек рельефа (вершин повышений, дна понижений) подписывают в количестве до 3–4 отметок на 1 дм² плана. На инженерно-топографических планах застроенной территории отметки покрытия дорог, тротуаров, бордюров, люков смотровых колодцев и других наземных инженерных объектов указывают в соответствии с действующими техническими документами.

Пояснительные надписи и цифровые данные располагают параллельно северной (южной) стороне рамки, горизонтали вычерчивают светло-коричневой тушью. На топографическом плане, составленном по материалам нивелирования поверхности (см. далее п. 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.

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. п. 7.2), их значения подписывают на плане и проводят горизонтали.

Нивелирование поверхности полярным способом можно выполнять при помощи теодолита и нивелира или посредством электронного тахеометра. Теодолит устанавливают над пунктом съемочного обоснования и ориентируют как при тахеометрической съемке (см. п. 7.4). В нескольких метрах от теодолита устанавливают нивелир и определяют его горизонт (ГП) по отметкам двух высотных пунктов. В процессе высот-

ной съемки плановые полярные координаты съемочных пикетов определяются 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 плана.

7.7. Определение площади

Площадь участков земной поверхности определяют на местности по топографическим чертежам аналитическим или механическим способами. На местности площадь геометрически простого участка определяют по результатам измерений его размеров. Площади земель определяют также аналитически – по координатам вершин граничного замкнутого многоугольника. Вычисления производят по компьютерным программам, в том числе основанным на цифровых моделях местности (ЦММ), или по программам, заложенным в процессор электронного тахеометра.

Механический способ определения площади по чертежу реализуется с помощью полярного планиметра.

Геометрические способы определения площади применяются для небольших участков. На местности (рис. 7.18, 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 P участка равна $P_1 + P_2 + P_3$, где $P_1 = h(a + b)/2$; $P_2 = a_1 h_1/2$; $P_3 = a h_2/2$.

Если в треугольнике (рис. 7.18, б) измерить две стороны и угол β между ними, то площадь $P = 0,5ac \sin \beta$.

Площадь определяется рассмотренными способами с относительной погрешностью 1/1000–1/500.

Аналогичные способы можно применить для *графического определения площади по плану* масштаба 1 : М, но с относительной погрешностью 1/50–1/1000, зависящей от масштаба и точ-

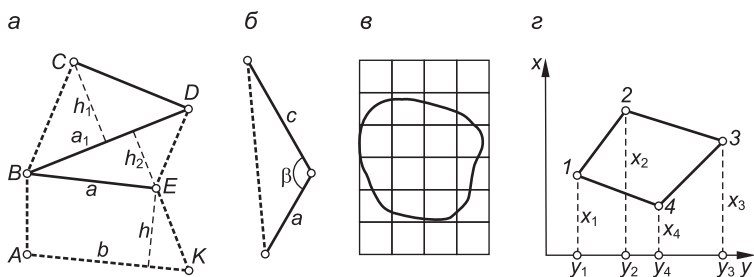


Рис. 7.18. Геометрические способы определения площадей:

a, б – измерением геометрических фигур; *в* – с помощью палетки; *г* – по координатам

ности плана. С помощью карандаша и линейки контур $ABCDEK$ (см. рис. 7.18, *a*) разграфляют на плане на простые фигуры, а их площади в нашем примере будут вычисляться по формулам, приведенным выше, или по следующим формулам: $P_1 = M^2 h(a + b) / 2$; $P_2 = M^2 a_1 h_1 / 2$; $P_3 = M^2 a h_2 / 2$. 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 с помощью *палетки*, представляющей прозрачный лист пластика, на который нанесена сетка равных по площади фигур, например квадратов со стороной от 2 до 10 мм (рис. 7.18, *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. Находят площадь участка

$$P = p(n_1 + n_2), \quad (7.35)$$

где p – площадь одного квадрата в масштабе плана.

Затем после поворота палетки на $40\text{--}50^\circ$ определяют площадь второй раз и выводят среднее из результатов. Относительная погрешность определения площади палеткой составляет около $1/50\text{--}1/200$ 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, сельскохозяйственного или промышленного предприятия и т.д.).

Площадь замкнутого многоугольника вычисляют по различным формулам аналитической геометрии, наиболее распространены следующие:

$$2P = \sum_i^n x_i(y_{i+1} - y_{i-1}); \quad 2P = \sum_i^n y_i(x_{i-1} - x_{i+1}), \quad i=1, 2, \dots, n, \quad (7.36)$$

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 (рис. 7.18, з)

$$\left. \begin{aligned} 2P &= x_1(y_2 - y_4) + x_2(y_3 - y_1) + x_3(y_4 - y_2) + x_4(y_1 - y_3); \\ 2P &= y_1(x_4 - x_2) + y_2(x_1 - x_3) + y_3(x_2 - x_4) + y_4(x_3 - x_1). \end{aligned} \right\} \quad (7.37)$$

Площадь вычисляют отдельно по каждой формуле (7.37) с промежуточным контролем разностей на условие

$$\sum_i^n (y_{i+1} - y_{i-1}) = 0; \quad \sum_i^n (x_{i-1} - x_{i+1}) = 0, \quad i = 1, 2, \dots, n. \quad (7.38)$$

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 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 1 планиметра (рис. 7.19) закреплен груз с иглой 3, представляющей полюс $O_{\text{п}}$ планиметра, вторым концом полюсный рычаг шарнирно входит в гнездо 10 корпуса счетного механизма, установленного на обводном рычаге 7. Обводный шпиль 6, укрепленный на обводном рычаге, представляет обводную точку (марку) M . Рабочий ра-

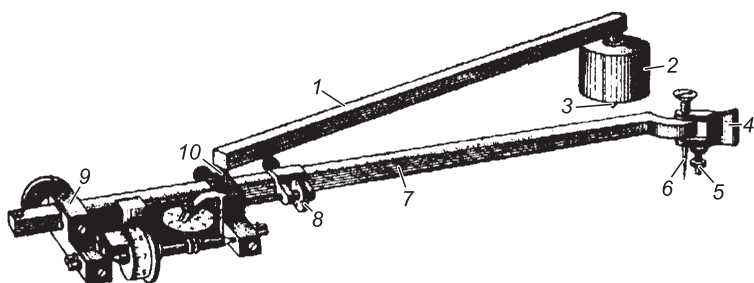


Рис. 7.19. Полярный планиметр:

1 – полюсный рычаг; 2 – груз; 3 – игла; 4 – ручка; 5 – опорный штифт; 6 – обводный шпиль; 7 – обводный рычаг; 8 – установочный винт; 9 – опора корпуса счетного механизма; 10 – гнездо соединения рычагов (центр шарнира)

диус R (рис. 7.21, а) обводного рычага равен расстоянию AM между центром шарнира и обводным шпилем (маркой M). Этот радиус можно изменить перемещением корпуса счетного механизма (рис. 7.20) вдоль обводного рычага, а величину радиуса отсчитать по шкале на обводном рычаге и верньеру счетного механизма. В данном примере отсчет величины радиуса $R = 1713$.

Отсчет по шкалам счетного механизма содержит четыре цифры (см. рис. 7.20). Здесь отсчет $u = 3684$, где 3 – отсчет по циферблату оборотов счетного колеса; 684 – отсчет по шкале счетного колеса относительно нулевого штриха верньера (68 – номер штриха расположенного ниже нуля верньера; 4 – номер совмещенного штриха верньера).

До начала работ планиметр необходимо проверить на комплектность и устранить обнаруженные механические неисправности, затем выполнить проверки устройства.

Первая проверка: *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 5 и 10 (см. рис. 7.20), в отверстия которых входят конические концы оси счетного колеса.

Вторая проверка: *ось счетного колеса должна быть параллельна прямой, проходящей через обводный шпиль (или метку) и центр шарнира* (см. рис. 7.19). Для проверки контур на плане обводят шпилем 6 (маркой M) несколько раз в положении планиметра МЛ (счетный механизм слева от фигуры) и столько же раз в положении МП (счетный механизм справа от

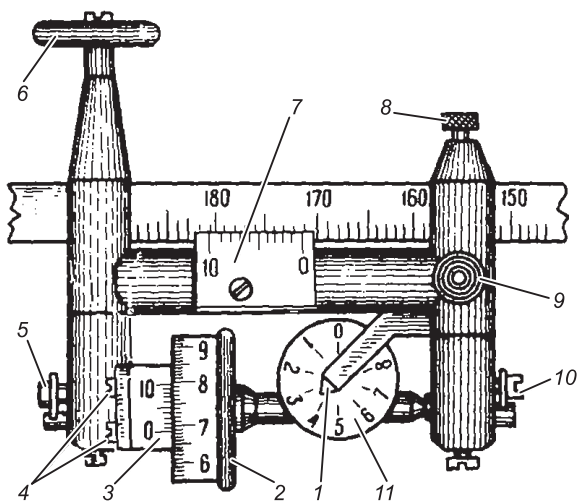


Рис. 7.20. Счетный механизм планиметра:

1 – указатель; 2 – счетное колесо; 3 – верньер счетного механизма; 4 – винты регулировки зазора между верньером и счетным колесом; 5, 10 – винты регулировки счетного колеса; 6 – опорный ролик; 7 – верньер шкалы радиуса планиметра; 8 – закрепительный винт корпуса счетного механизма; 9 – гнездо соединения рычагов; 11 – циферблат счетчика оборотов счетного колеса

фигуры), не меняя точки полюса O (см. рис. 7.21, *a*). 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.

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* (предпочтительное положение полюса) или в положении *внутри контура*. Выбирают положение полюса так, чтобы при обводе контура угол β между рычагами (см. рис. 7.21, *b*) не был меньше 30° и больше 150° . Обводную точку M совмещают с какой-либо точкой K контура. По счетному механизму берут отсчет u_1 (табл. 7.6), затем контур плав-

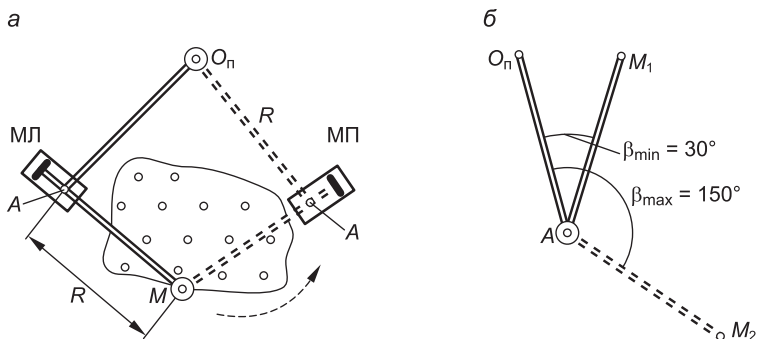


Рис. 7.21. Вторая проверка планиметра (а) и допустимые углы между рычагами (б)

но обводят точкой M , 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 $u_2 - u_1 = n_1$ представляет площадь в делениях планиметра.

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		

Продолжают обводы, берут отсчеты u_i и вычисляют разности отсчетов n_i , которые не должны различаться между собой более чем на 2 единицы при $n \leq 200$, на 4 при $n \leq 1000$, на 6 при $n \leq 2000$. Вычисляют среднюю площадь n в делениях планиметра.

Если полюс расположен вне фигуры, ее площадь в масштабе плана вычисляется по формуле

$$P = cn, \quad (7.39)$$

если же полюс находится внутри фигуры, то площадь вычисляется по формуле

$$P = cn + Q, \quad (7.40)$$

где c – цена деления планиметра; Q – постоянное слагаемое (обе величины зависят от масштаба плана и радиуса планиметра); $n = u_i - u_{i+1}$ – средняя разность начального и конечного отсчетов при многократном 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

$$P_2 = c n_2.$$

Следовательно,

$$Q = c(n_2 - n_1). \quad (7.42)$$

Пример 7.6. Определить цену деления планиметра при радиусе $R = 2816$, если на плане масштаба $1 : 1000$ квадрат 10×10 см соответствует площади на местности $P = d^2 \text{ М}^2 = 0,1^2 \cdot 1000^2 = 10\,000 \text{ м}^2 = 1 \text{ га}$.

Решение. Четырехкратным обводом контура квадрата с полюсом вне контура получена средняя разность отсчетов $n = 1013$ (см. табл. 7.6). Цена деления планиметра $c = 10\,000 / 1013 = 9,8717 \text{ м}^2 / 1 \text{ деление}$, или $1/1013 = 0,0009871 \text{ га} / 1 \text{ деление}$. Такая «некруглая» цена деления усложняет 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 формуле

$$R_0 = R(c_0 / c) \quad \text{или} \quad R_0 = R(n / n_0), \quad (7.43)$$

где n_0 – средняя разность отсчетов, отвечающая значению c_0 .

В нашем примере круглое значение $c_0 = 10 \text{ м}^2/1$ 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 $n_{\text{ср}} = 1000 \pm 2$ деления, то практически точные значения цены деления планиметра (формула (7.41)) будут равны:

- $c = 0,1 \text{ га}/1$ деление для плана масштаба $1 : 10\,000$;
- $c = 10 \text{ м}^2/1$ деление ($0,001 \text{ га}/1$ деление) для плана масштаба $1 : 1000$;
- $c = 2,5 \text{ м}^2/1$ деление ($0,00025 \text{ га}/1$ деление) для плана масштаба $1 : 500$.

Если же при обводе указанного квадрата величина $n_{\text{ср}}$ заметно отличается от $n_0 = 1000$, 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 .

Уравнивание площадей. Если на плане (рис. 7.22) измерены планиметром (или палеткой) площади P'_i всех участков в пределах многоугольного контура с известной площадью $P_{\text{теор}}$ (например, вычисленной по координатам x_i и y_i вершин замкнутого теодолитного хода), то необходимо оценить качество измерений и уравнять (увязать) измеренные площади участков.

Сначала вычисляют фактическую и допустимую невязки измеренных площадей:

$$f_P = \Sigma P'_i - P_{\text{теор}}; \quad f_{P_{\text{доп}}} = \Sigma P'_i / 200. \quad (7.44)$$

Для увязки измеренных площадей вычисляют коэффициент

$$K_P = -f_P / \Sigma P'_i, \quad (7.45)$$

затем поправки к измеренным площадям

$$v_i = K_P \cdot P'_i, \quad (7.46)$$

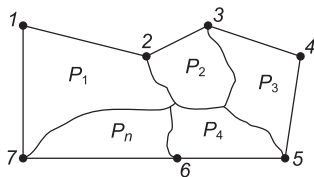


Рис. 7.22. Площади участков в пределах контура 1 – 4 – 7

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 $P_{\text{теор}}$.

7.8. Фототопографическая съемка

В настоящее время топографические карты и планы, а также картографические материалы специального назначения (планы и карты населенных пунктов, сельскохозяйственных и лесных земель, мониторинга природных объектов и др.) создаются и возобновляются в основном фототопографическими методами – путем получения изображений земной поверхности аппаратурой, установленной на летательных аппаратах (аэрофотосъемки), на искусственных спутниках Земли (космические съемки) или же на земной поверхности (наземные фототопографические съемки).

Наука, изучающая методы и технологию определения по фотографическим изображениям формы, размеров и планово-высотного положения объектов, называется **фотограмметрией** (от греч. *phôtos* – свет, *gramma* – запись, изображение и *metreô* – измеряю). Раздел фотограмметрии, рассматривающий составление карт и планов, называется **фототопографией**. Раздел, изучающий по снимкам с космических аппаратов изображения космических тел, а также земные природные ресурсы, экологические процессы, проблемы охраны природной среды и многое другое, называется **космической фотограмметрией**.

7.8.1. Космические съемки

Космические съемки применяются при изучении природных явлений, земных ресурсов, в 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 три категории разрешения для космических съемок фотографическими, оптико-электронными, радиолокационными, сканерными и другими методами:

- 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 от 3 до 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 высокого разрешения по графической точности соответствуют топографическим картам масштаба 1 : 10 000–1 : 25 000 (см. п. 2.1). Они снимаются длиннофокусными фотокамерами и в результате полоса фотографирования по ширине ограничивается приблизительно до 10 км, а повторный выход спутника на ту же или параллельную трассу происходит более чем через 1–2 месяца и реже, но фотосъемка будет возможной только в отсутствии облачности. Стоимость космической съемки высокого разрешения пока еще выше стоимости аэрофотосъемки.

7.8.2. Аэрофотосъемка

Учитывая, что разрешение космических снимков в 1 м недостаточно для создания карт и планов масштаба 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 (самолетов, вертолетов, воздушных шаров). В полу специального самолета могут быть устроены люки для размещения:

- топографических цифровых или аналоговых аэрофотокамер;

- многоканальных сканирующих устройств, фиксирующих изображение в видимой части спектра и в инфракрасном диапазоне;

- тепловизоров, обеспечивающих съемку в инфракрасных диапазонах полосами 3–5 и 8–13 мкм;

- многоканальных спектрометров для выявления особенностей и состояния объектов по спектральным характеристикам их цветового отображения;

- лазерных сканирующих систем.

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 цифровых аэрофотоаппаратов (в прошлом пленочных, т.е. аналоговых фотокамер). Цифровые снимки характеризуются наиболее высокими фотограмметрическими и технологическими показателями. На *цветных снимках* цветность изображения наиболее близка к естественной. На *спектрозональных* цвет изобразившихся объектов заранее подбирают условным в зависимости от ряда факторов: породы лесонасаждений, периода вегетации и состояния сельскохозяйственных посевов, влажности земель и др. По отклонениям условного цвета объекта от цвета эталонного устанавливают состояние здоровья лесов, 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

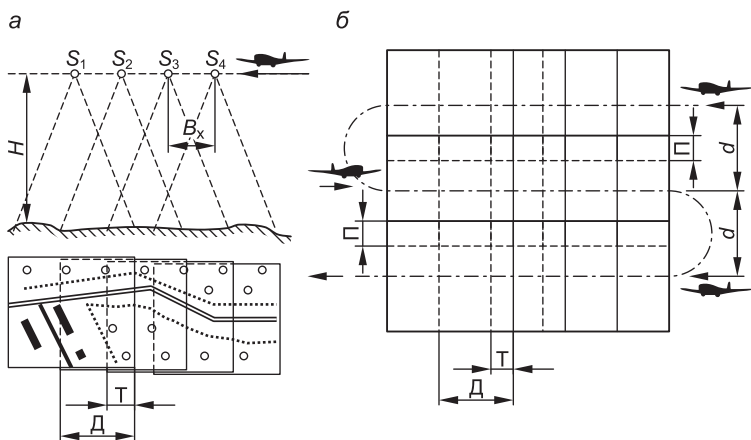


Рис. 7.23. Схемы аэрофотосъемки:

a – маршрутная; *б* – площадная; S_1, S_2 – центры фотографирования; B_x – базис фотографирования; H – высота фотографирования; D – двойное продольное перекрытие снимков; T – тройное продольное перекрытие снимков; Π – поперечное перекрытие снимков

выполняться видимыми или лазерными лучами с помощью соответствующей сканерной аппаратуры.

Маршруты аэрофотосъемки. Одиночная аэрофотосъемка ограничивается одним или несколькими снимками местности. *Маршрутная съемка* (рис. 7.23, *a*) применяется для покадрового фотографирования местности с самолета вдоль заданного направления.

Площадная съемка (рис. 7.23, *б*) производится покадрово по параллельным маршрутам, 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%.

Аэрофотоаппараты представляют собой сложные устройства. На рис. 7.24, *a* приведена схема пленочного аэрофотоаппарата (АФА) для получения аналоговых фотоизображений. С помощью современных цифровых АФА формируется цифровое фотоизображение, подобное аналоговому, но с более

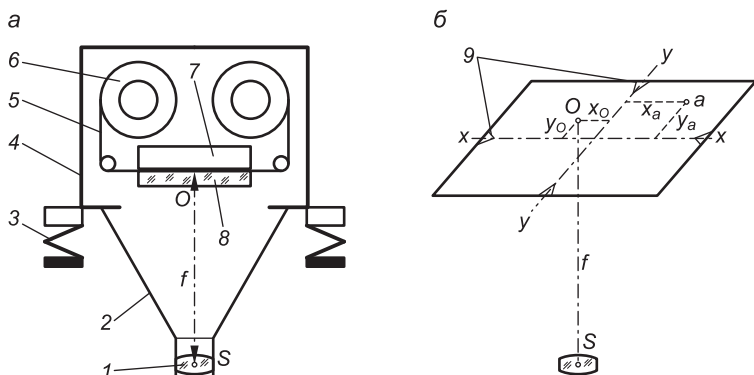


Рис. 7.24. Общая схема АФА (а) и плоскость снимка (б):

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

высоким разрешением. Геометрические характеристики пленочных и цифровых покaдровых 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 $0,2-0,3^\circ$ 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.

Объектив АФА должен отвечать высоким требованиям на геометрическую точность построения изображения в плоскости снимка. Четкое изображение в плоскости негатива (рис. 7.24, б) получается при *главном фокусном расстоянии* АФА $SO = f$, 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 ($f = 50\text{--}140$ мм), среднефокусные ($f = 200$ мм) и длиннофокусные ($f = 350$ мм и 500 мм). Пленочные АФА выпускались для получения кадров размером 18×18 см, 23×23 см 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), высота 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 K ограничивают до значений, равных 3–4. При фотографировании цифровым АФА выбирают коэффициент K , равный 10–20 и больше в зависимости от разрешения цифровой фотоаппаратуры и масштаба создаваемой карты.

До начала аэрофотосъемки на полетную карту масштаба $1 : M_n$ наносят оси параллельных маршрутов через равные расстояния (см. рис. 7.19, б):

$$d = B_y / M_n, \quad (7.50)$$

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. рис. 7.19, а) равен

$$B_x = ml(100 - P_x) / 100. \quad (7.52)$$

Интервал времени между моментами фотографирования зависит от величины базиса фотографирования, скорости самолета, направления и скорости ветра.

Летно-съёмочные 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/ч. Радиовысотомером 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 0,15 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-съёмочных 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 отображения. 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 P_c и предметная плоскость (местности) P располагаются практически горизонтально (рис. 7.25). В момент экспозиции на снимке изображаются контуры местности и координатные метки внутренних осей x и y (см. рис. 7.24, б). Контуры местности изображаются в *цен-*

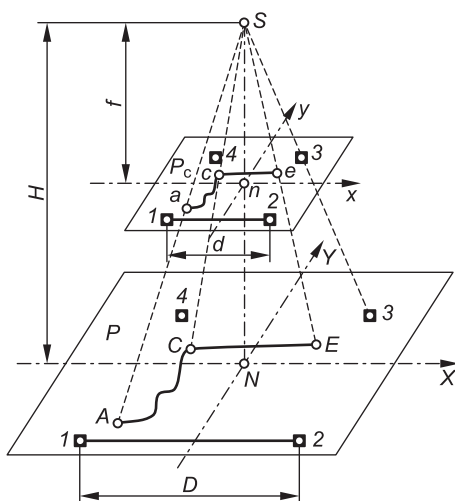


Рис. 7.25. Центральная проекция и масштаб планового снимка равнинной местности:

P_c – плоскость снимка; P – предметная плоскость (местности)

тральной проекции, схема которой приведена на рис. 7.25. Для упрощения геометрических построений плоскость снимка P_c помещена между центром проекции S и предметной плоскостью P на постоянном фокусном расстоянии f . Световые лучи проходят через центр проекции 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 плоскости снимка и предметной плоскости; d – длина изображения отрезка 1–2 на снимке; D – длина горизонтального отрезка 1–2 на местности.

Плановая и высотная привязка аэрофотоснимков. Для планово-высотной привязки аэрофотоснимков на каждом из

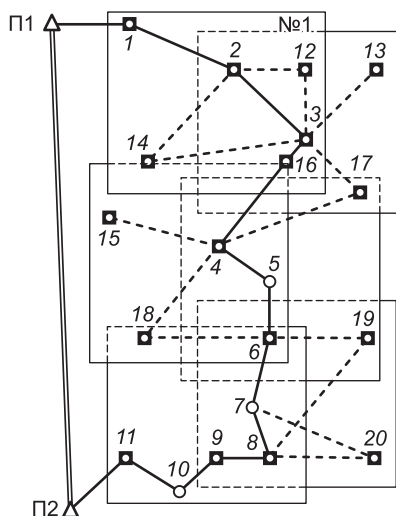


Рис. 7.26. Опорные точки и их плановая привязка теодолитным ходом и полярным способом

них необходимо дешифровать 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 высотную координаты каждого опознака определяют также линейно-угломерными ходами с помощью электронного тахеометра и различными засечками (рис. 7.26) с точностью не грубее 0,3 мм в масштабе плана, а отметки – с точностью технического нивелирования.

Для сокращения объема полевых работ координатную привязку опознаков выполняют через несколько аэроснимков одиночного маршрута или по углам участков площадных маршрутов. Координаты опорных точек промежуточных аэроснимков определяют с помощью фотограмметрических приборов.

С помощью спутниковых приборов в режиме позиционирования ОТФ – в полете – (см. табл. 1.3) координаты центра фотографирования каждого снимка определяются с погрешностью 0,1–0,15 м относительно базового пункта. Компьютер-

ная обработка материалов цифровой стереосъемки обеспечивает координатную привязку каждого аэроснимка – фрагмента стереомодели местности.

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 пленочном (бумажном) носителе состоит в следующем. На план наносят координатную сетку и в заданном масштабе отмечают по координатам четыре опорные точки, опознанные на данном кадре аэрофильма: для аэронегатива № 1 (см. рис. 7.26) – точки 1, 12, 14, 16. 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 соответственными опорными точками на планшете. Затем на планшет кладут фотобумагу, экспонируют на нее изображение с негатива. После проявки и закрепления фотоизображения 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 получают цифровые модели планов местности в ортогональной проекции. Высоточный принтер (плоттер), связанный с компьютером, обеспечивает печать на бумажном носителе планшетов размером 50×50 см в цветном изображении и с соблюдением условных топографических знаков.

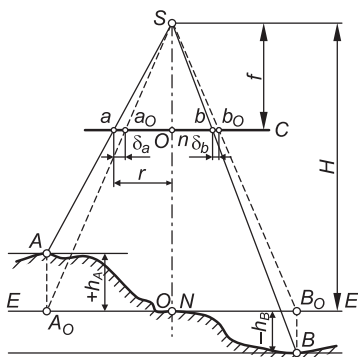


Рис. 7.27. Смещения точек аэрофотоснимка при неровном рельефе местности

Искажения аэрофотоснимка, вызванные рельефом местности.

На горизонтальном снимке неровной местности (рис. 7.27) 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 , $H + h_B$, а масштаб соответствующих участков фотоизображения в плоскости C снимка принимает значения

$$1 : m_A = f : (H - h_A); 1 : m_N = f : H; 1 : m_B = f : (H + h_B). \quad (7.54)$$

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 изображаются на снимке в точках a и b . Но для получения их изображения a_0 и b_0 в отвесной проекции точки местности A и B теоретически следует отвесно спроецировать на предметную горизонтальную плоскость EE в точки A_0 и B_0 . Проецирующие лучи SA_0 и SB_0 определяют, что для исправления искажений изображения, вызванных рельефом, точки снимка a и b необходимо сместить в положение a_0 и b_0 в радиальных направлениях относительно точки надира n . Величины радиального смещения δ элементов изображения в точки a_0 и b_0 рассчитывают по формуле

$$\delta_a = rh / H = rh / fm, \quad (7.55)$$

где r – радиальное расстояние участка изображения от точки надира n на снимке.

Фотоизображение, полученное в центральной проекции, преобразуют в ортогональную отвесную проекцию компьютерной обработкой числовой модели стереопары снимков, устраняя искажения изображения, вызванные рельефом.

Стереопара аэрофотоснимков. Два соседних перекрывающихся аэрофотоснимка 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_L и S_P (рис. 7.28) 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

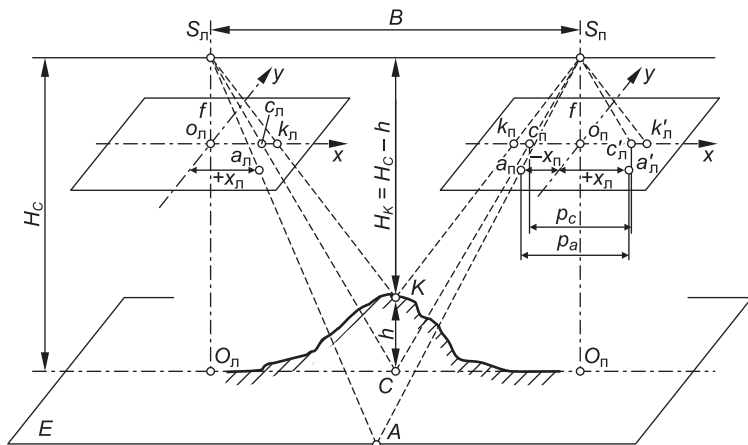


Рис. 7.28. Продольный параллакс одноименных точек на стереоскопических снимках

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. рис. 7.28). 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. рис. 7.24) 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 K , которые лежат в вертикальной плоскости $O_{\text{л}}S_{\text{л}}S_{\text{п}}O_{\text{п}}$

$$p_c = x_{c_{\text{л}}} - x_{c_{\text{п}}}; p_k = x_{k_{\text{л}}} - x_{k_{\text{п}}}. \quad (7.59)$$

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 $S_{\text{п}}c'_{\text{л}} \parallel S_{\text{л}}c_{\text{л}}$ и $S_{\text{п}}k'_{\text{л}} \parallel S_{\text{л}}k_{\text{л}}$. 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. рис. 7.24) равно разности высот фотографирования

$$h = H_K - H_C = Bf/p_K - Bf/p_C = (Bf/p_C)(p_K - p_C) = H_C \Delta p / p_C, \quad (7.63)$$

где $\Delta p = p_K - p_C$ – разность продольных параллаксов точек c и k , которую измеряют по снимкам стереопары.

Согласно формуле (7.61) $p_C = b$, поэтому

$$p_K = p_C + \Delta p = b + \Delta p$$

и тогда формула (7.63) примет вид

$$h = H_C \Delta p / (b + \Delta p). \quad (7.64)$$

Если превышения невелики и разность продольных параллаксов $\Delta p \leq 1-2$ мм, то значения h можно вычислять по приближенной формуле

$$h = H \Delta p / p. \quad (7.65)$$

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 $m_{\Delta p} = m_h b / H$. При $m_h = 0,1$ 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 опознаков и других опорных точек. С помощью относительно несложных стереометров горизонтали для изображения рельефа можно проводить на снимке вручную по стереоскопической модели в фотограмметрическом приборе, используя подписи отметок земли. Универсальные механические фотограмметрические приборы, управляемые оператором, предназначены для частичной автоматизации процесса изображения рельефа горизонталями и составления топографиче-

ских планов по аэрофотоснимкам. Компьютерные технологии обеспечивают наиболее полную автоматизацию составления топографических планов.

По стереоскопическим аэрофотоснимкам определяются также высоты зданий, башенных сооружений, деревьев и др.

7.9. Понятие о цифровых моделях местности и программном комплексе CREDO

Топографические профили, другие чертежи местности являются графическими отображениями наземной ситуации и рельефа. Математическое и цифровое описание таких объектов применяется в компьютерных системах сбора, регистрации и обработки данных о местности, используется в технологиях системного автоматизированного решения многообразных геодезических задач в процессе инженерных изысканий, проектирования и эксплуатации инженерных сооружений.

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 **цифровые модели геометризации недр** (ЦМГН). 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 геодезическом чертеже. Математические выражения, в которые подставляются данные ЦММ для решения конкрет-

ных 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, инженерно-геологических разрезов и др. Конкретные виды ЦММ используются при автоматизированном проектировании объектов линейного вида, определении объемов земляных масс 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 инженерно-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 модели, где точки местности совмещены с узловыми точками геометрически правильных сеток (треугольных, прямоугольных, шестиугольных), которые как бы накладываются на поверхность аппроксимации (рис. 7.29, а, б).

Нерегулярные ЦММ более разнообразны. К ним относится система точек на магистралях и поперечниках (рис. 7.29, в). Данная конкретная модель получается в результате съемки местности соответствующим способом (см. п. 8.2).

Иной вид нерегулярной ЦММ создается на основе крупномасштабных планов и карт, когда массив точек, определяемых

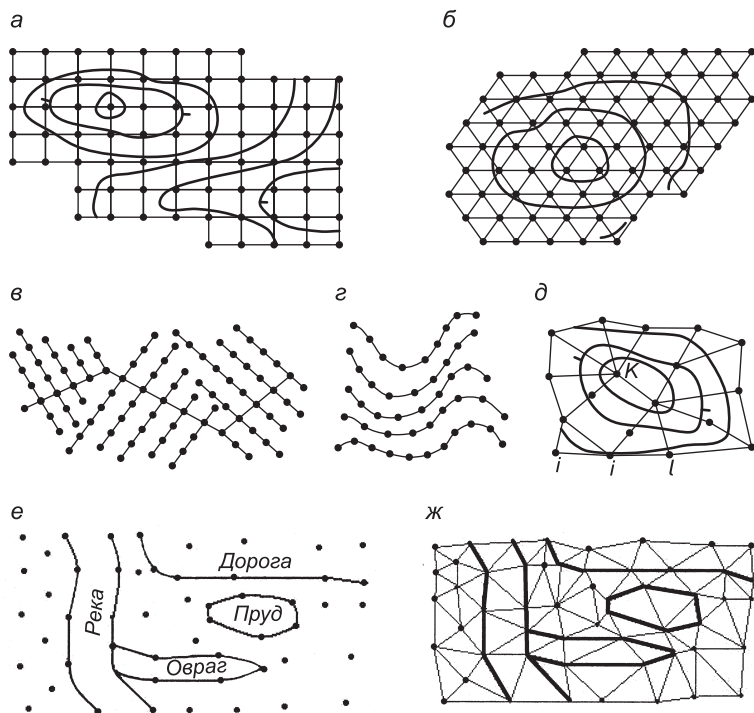


Рис. 7.29. Геометрические виды цифровых моделей местности:
а, б – в вершинах прямоугольных и треугольных сеток; *в* – на поперечниках к магистральному ходу; *г* – на горизонталях; *д, е, ж* – на структурных линиях (*д* – структурные линии, определяющие положение горизонтального рельефа; *е* – исходные точки структурных линий контуров и рельефа местности; *ж* – структурные линии соответствующей модели местности)

координатами x_i, y_i, H_i , размещается на горизонталях через заданные интервалы (рис. 7.29, *г*). Данные регистрируются с помощью специального прибора – дигитайзера при перемещениях его визира вдоль горизонтали плана.

Структурные ЦММ могут строиться по данным тахеометрической съемки (рис. 7.29, *д, е, ж*) или имеющегося топографического плана. Структурные линии образуют системы треугольников, стороны которых соединяют точки, определяющие положение контуров местности и горизонталей. Структурные линии внедряются в регулярные ЦММ для более точного моделирования элементов контуров и рельефа.

Статистические ЦММ основаны на определении координат точек, случайно и достаточно часто выбранных на местности.

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 (используются координаты точек теодолитных ходов, абрисы съемки ситуации, материалы тахеометрической съемки, нивелирования поверхности, сканирования местности).

При использовании для построения ЦММ существующих топографических карт и планов, материалов аэрофотосъемки анализируют их точность и, если она недостаточна, 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 для пересеченной.

В равнинной местности среднее расстояние между точками исходного массива (см. рис. 7.29, *а, б, в, г*) принимается равным 20–30 м, в пересеченной – 10–15 м и меньше.

Отдельные инженерные задачи, решаемые с использованием цифровых и математических моделей местности и программного комплекса CREDO. Изыскания, проектирование, строительство, ремонт и реконструкция автомобильных дорог, инвентаризация дорожной сети в современных условиях производятся с применением комплексных инновационных технологий автоматизированной обработки исходной топографической информации. Цифровые данные результатов полевых топографо-геодезических работ на трассах автомобильных дорог и данные, полученные по имеющимся картографическим материалам, используются в качестве геодезических исходных данных в автоматизированном проектировании дорог и дорожных сооружений. В настоящее время проектирование выполняется в геоинформационных системах CREDO ТОПОПЛАН, CREDO ЛИНЕЙНЫЕ ИЗЫСКАНИЯ и ОБЪЕ-

МЫ. Функционал CREDO ДОРОГИ (CREDO III) обеспечивает специалисту возможность проектировать автомобильные дороги всех технических категорий. Указанные системы проектирования созданы компанией «Кредо-Диалог», имеющей эффективно работающий филиал в г. Минске. Названные программные продукты обеспечивают вариантность проектирования автомобильных дорог с экономической и экологической оценкой вариантов проектных решений. Геоинформационная система наполняется набором цифровых данных в результате комплексных полевых геодезических, инженерно-геологических, гидрологических и других изысканий.

В программных продуктах заложены:

- математическая обработка полевых материалов геодезических измерений и их уравнивание при создании планового и высотного съемочного обоснования, создание топографических планов;

- создание ЦММ на основе топографических материалов изысканий;

- камеральное трассирование линейных объектов с составлением продольного профиля трассы и профилей поперечников;

- получение геологических разрезов по заданным маршрутам;

- проектирование продольного и поперечных профилей дороги с расчетом объемов работ (земляных, планировочных, укрепительных);

- получение продольного профиля и поперечных профилей других сооружений линейного вида (дорог, каналов, трубопроводов и др.);

- проектирование преобразованного рельефа на площадках застройки или отвалов из карьеров и определение в них объемов земляных масс;

- выпуск чертежей проекта, формирование цифровой модели проекта (ЦМП) для использования ее при детализации проекта.

Разрабатываются решения многих других задач, например по оптимизации процессов проектирования искусственного рельефа с учетом требований по минимизации нарушений естественной природной среды.

Вопросы и задания для самопроверки

1. Каково содержание топографического плана, полученного в результате теодолитной съемки? 2. Расскажите о содержании подго-

товительных, полевых и камеральных работ при теодолитной съемке. **3.** Раскройте содержание способов съемки ситуации при теодолитной съемке. **4.** Какими способами наносят на план координатную сетку и как ее оцифровывают? **5.** Как наносят на план пункты съёмочного обоснования по их координатам и контролируют точность положения? **6.** Сформулируйте сущность выполнения тахеометрической съемки и раскройте содержание полученного топографического плана. **7.** Как создается планово-высотное обоснование для крупномасштабной тахеометрической съемки? **8.** Каково содержание работы на станции при тахеометрической съемке при помощи теодолита и по каким формулам вычисляют превышения и отметки съёмочных пикетов? **9.** Для чего и как на каждой станции ориентируют горизонтальный угломерный круг теодолита (тахеометра) и периодически проверяют его ориентировку? **10.** Каковы особенности тахеометрической съемки с помощью электронного тахеометра? **11.** По каким данным тахеометрической съемки теодолитом на план наносят ситуацию и горизонтали? **12.** В чем сущность автоматизации процесса тахеометрической съемки с помощью электронного тахеометра? **13.** Какими способами определяют площади земельных участков на местности и по плану и какова их точность? **14.** Можно ли обнаружить ошибку (и как это сделать) в результатах вычисления площади по координатам, если неверно записана какая-либо координата? **15.** Как поверить планиметр, определить и изменить цену его деления? **16.** Каково место космических и фототопографических съемок в картографировании и изучении природных ресурсов? Каково содержание фотограмметрии и фототопографии? Что входит в содержание аэрофотосъемки? **17.** Каковы преимущества цифровых аэрофотоаппаратов перед пленочными? **18.** Как рассчитываются маршруты аэрофотосъемки? **19.** Какими должны быть продольное и поперечное перекрытие аэроснимков, масштаб фотографирования, базис фотографирования? **20.** Как преобразуют аэроснимки из центральной проекции в ортогональную, соответствующую топографическим чертежам? **21.** Какими методами осуществляют плановую и высотную привязку аэроснимков? **22.** Как по стереопарам аэроснимков определяют превышения между точками и наносят горизонтали? **23.** Какое применение на практике находят цифровые модели местности? Какие их виды применяются в геодезии и инженерных задачах? Назовите примеры таких задач. **24.** Какие комплексные инженерные задачи решаются посредством программного комплекса CREDO?

ГЕОДЕЗИЧЕСКИЕ РАБОТЫ В СТРОИТЕЛЬСТВЕ

В техническом кодексе установившейся практики ТКП 45-1.01-4-2005 даны определения ряда технических терминов в строительстве, в их числе следующие:

Здание (building) – строительное сооружение, состоящее (по мере необходимости) из надземной и подземной частей, с помещениями для проживания и (или) деятельности людей, размещения производства, хранения продукции или содержания животных.

Сооружение (building) – единичный продукт строительной деятельности, предназначенный для осуществления определенных потребительских функций. К сооружениям относятся электростанции (атомные, тепловые и гидротехнические), постройки башенного вида (телевизионные башни, опоры антенн, дымовые трубы и др.), сооружения линейного вида (дороги, тоннели, трубопроводы, каналы, линии связи, электроснабжения и т.д.).

Строительная конструкция (building design) – часть здания или сооружения, выполняющая определенные несущие, ограждающие и эстетические функции.

8.1. Геодезические изыскания для строительства зданий и сооружений

Изыскания – это комплекс экономических, инженерных и природоохранных исследований района намечаемого строительства с целью получения данных для принятия решений по общим и частным вопросам проектирования, строительства и эксплуатации зданий и сооружений. Инженерные (инженерно-технические) изыскания предусматривают изучение природных условий района или участка строительства, существующих на них строительных и других объектов для разработки рационального проекта размещения зданий и сооружений на местности. В состав инженерных изысканий входят их отдельные виды: экономические, топографо-геодезические, инженерно-геологические, гидрологические, гидрометеорологические.

Изыскательские работы выполняются специалистами из шта-та проектных или проектно-изыскательских организаций.

Геодезические изыскания выполняются на основе техниче-ского задания, в котором указаны:

- наименование объекта, его границы;
- виды и объемы топографо-геодезических работ;
- масштаб съемок и высота сечения рельефа;
- очередность работ и сроки сдачи материалов.

Техническое задание на сложные топографо-геодезические изыскания и работы, требующие предварительного расчета точности геодезического обоснования строительства и разра-ботки специальных методов геодезических измерений, состав-ляется в виде проекта геодезических изысканий. В случаях, когда геодезические изыскания выполняются по типовым схе-мам, техническое задание составляется в виде программы гео-дезических изысканий.

В проекте и программе геодезических изысканий указыва-ются сведения о физико-географических особенностях района работ, существующих геодезических сетях и картографиче-ских материалах, проектируемых опорных и съемочных гео-дезических сетях, методах топографических съемок и съемок подземных коммуникаций, инженерно-геологических вырабо-ток и других объектов, техническом контроле работ, их при-емке, стоимости.

Для крупных строительных площадок при съемках в мас-штабах 1 : 500 или 1 : 1000 планово высотное обоснование может развиваться относительно пунктов государственной гео-дезической сети триангуляции и полигонометрии и нивелир-ных реперов в государственной системе координат. В случае применения местной системы координат геодезическая осно-ва съемок может быть локальной, свободной от применения какой-либо картографической проекции.

Нет необходимости в проведении полного объема топогра-фо-геодезических изысканий, если для территории предстояще-го строительства имеются топографические планы. Их обнов-ляют нанесением новых объектов и удалением исчезнувших. С помощью компьютера получают планы масштабов 1 : 2000 и 1 : 1000 на основе сканированных планов масштаба 1 : 500. Используемые для проектирования планы называют *геодези-ческой подосновой (геоподосновой)*.

На планах застроенных территорий масштаба 1 : 1000 и 1 : 500 показывают также характерные элементы подземных ком-

муникаций (выходы, колодцы), а на специальных планах подземных сооружений все их виды с указанием высот (отметок).

Рельеф земной поверхности и искусственного покрытия, улиц, площадок и площадей на планах изображается горизонталями и уточняется подписями отметок характерных точек. При высоте сечения рельефа 0,5 м и меньше отметки записывают с округлением до 0,01 м, а при высоте сечения 1 м и больше – с округлением до 0,1 м. На 1 дм² плана наносят не менее пяти надписей отметок для характерных точек рельефа.

В состав топографо-геодезических изысканий при необходимости входят составление продольных и поперечных профилей городских улиц и площадей по точкам через каждые 20 м и дополнительно в местах понижений и повышений поверхности, пересечений с другими улицами, трамвайными путями. *Продольные профили* составляют в масштабах: горизонтальном 1 : 1000 или 1 : 500, вертикальном – в 10 раз крупнее горизонтального. *Поперечные профили* составляют в масштабах: горизонтальном – 1 : 200, вертикальном – 1 : 100.

В местах пересечения улиц или дорог с воздушными линиями электропередач определяют угол пересечения и наименьшую высоту провода над поверхностью земли и его высоту над осью проезжей части.

Геодезические изыскания для проектирования сооружений линейного вида. В состав изысканий (дорог, водопровода, канализации, тепловых сетей, линий связи, электропередач и др.) входят в комплекс изыскательских работ по выбору на местности положения линейного сооружения в плане и по высоте. На стадии предварительных изысканий ось проектируемого линейного сооружения наносят на имеющиеся карты (планы) в камеральных условиях и составляют профиль местности вдоль предварительного проекта трассы. Окончательные изыскания трассы производят непосредственно на местности и по материалам полевых геодезических измерений составляют рабочие документы: план проектируемой трассы, продольный и поперечные профили местности вдоль трассы.

8.2. Геодезические работы при изысканиях трассы

Трасса сооружения линейного вида или его продольная ось – это пространственная линия на местности, которая на инженерных чертежах (на планах и профилях, т.е. в проекциях на

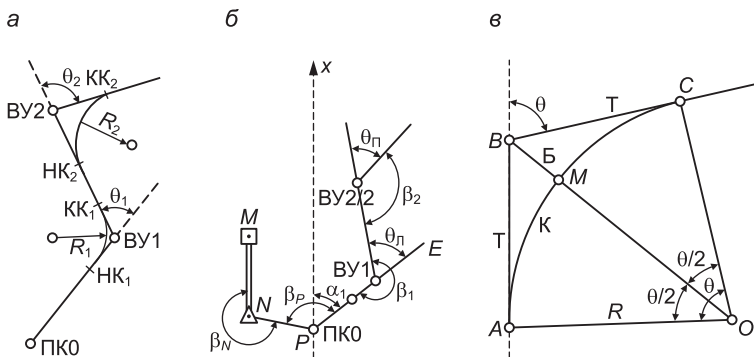


Рис. 8.1. Схемы дорожной трассы:

а – план (прямые и кривые); *б* – привязка начала трассы к геодезическим пунктам; *в* – главные элементы круговой кривой

горизонтальную и вертикальную плоскости) состоит из плоских прямолинейных и криволинейных участков. В плане между прямолинейными участками размещаются криволинейные участки трассы постоянного радиуса R – *круговые кривые* (рис. 8.1, *а*), а на скоростных дорогах для плавного перехода транспортных средств от прямолинейного движения к движению по кривой применяют переходные кривые, радиус которых постепенно изменяется от $R_{\text{н}} = \infty$ в начальной точке переходной кривой до постоянного значения R в конце переходной кривой.

На рис. 8.1, *а* начальная точка трассы обозначена нулевым пикетом ПК0; точками НК₁ и КК₁ – начало и конец первой круговой кривой радиуса R_1 ; точками НК₂ и КК₂ – начало и конец второй круговой кривой радиуса R_2 . Угол поворота трассы θ измеряется между продолжением предыдущего прямого в плане участка и направлением последующего. Вершины углов поворота обозначаются по порядку ВУ1, ВУ2, Теодолитом измеряют правые по ходу углы β_1, β_2, \dots , а углы поворота трассы влево $\theta_{\text{л}}$ и вправо $\theta_{\text{п}}$ (рис. 8.1, *б*) вычисляют по формулам

$$\theta_{\text{л}} = \beta_1 - 180^\circ \quad \text{и} \quad \theta_{\text{п}} = 180^\circ - \beta_2. \quad (8.1)$$

Угол поворота трассы и радиус круговой кривой (рис. 8.1, *в*) служат исходными аргументами для вычисления основных элементов круговой кривой, именуемых тангенс кривой, биссектриса кривой, круговая кривая, домер.

Длина касательной AB и CB к круговой кривой называется *тангенсом кривой* T . Угол θ между радиусами OA и OC круговой кривой равен углу поворота трассы. Из треугольника OAB следует, что тангенс кривой

$$T = R \operatorname{tg}(\theta / 2). \quad (8.2)$$

Круговая кривая K равна дуге AMC . Поскольку справедливо равенство $K / 2\pi R = \theta^\circ / 360^\circ$, то

$$K = \pi R \theta^\circ / 180^\circ. \quad (8.3)$$

Биссектриса круговой кривой B выражается отрезком BM :

$$B = OB - OM = R / \cos(\theta / 2) - R = R[1 / \cos(\theta / 2) - 1]. \quad (8.4)$$

Домер круговой кривой D равен разности длины двух тангенсов и длины кривой:

$$D = 2T - K. \quad (8.5)$$

Прямоугольные координаты точек круговой кривой рассчитываются относительно линии тангенса AB (рис. 8.2, *a*), которую принимают за ось абсцисс с началом в точке A (начале круговой кривой). Прямоугольные координаты точки k_1 , лежащей на круговой кривой, найдем из прямоугольного треугольника Oak_1 :

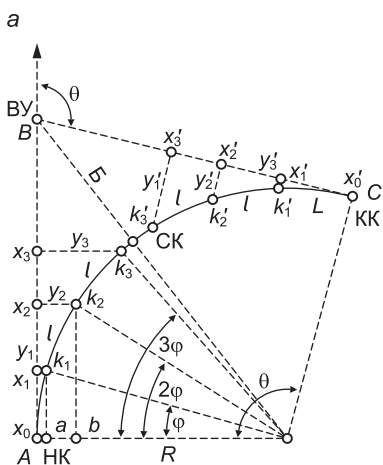
$$x_1 = ak_1 = R \sin \varphi; \quad (8.6)$$

$$y_1 = Aa = AO - aO = R - R \cos \varphi = R(1 - \cos \varphi), \quad (8.7)$$

где угол φ стягивается дугой $l = Ak_1$. Он вычисляется по формуле

$$\varphi = \theta l / K, \quad \text{или} \quad \varphi = 180^\circ l / \pi R. \quad (8.8)$$

Для точек k_2, k_3, \dots, k_n , расположенных на круговой кривой через равные отрезки дуги l , прямоугольные координаты вычисляются по формулам (8.6) и (8.7) при переменных $2\varphi, 3\varphi$ и других до середины кривой. Значения координат записывают в таблицу по примеру рис. 8.2, *б*, где x_i и y_i рассчитаны для круговой кривой радиуса $R = 500$ м при $l = 20$ м.

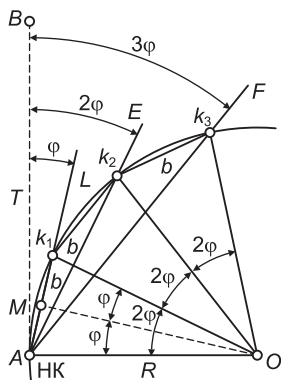


б

$R = 500 \text{ м}$

k	x	y	$k-x$
0	0	0	0
20	19,99	0,40	0,01
40	39,96	1,60	0,04
60	59,86	3,60	0,14
80	79,66	6,39	0,34
100	99,33	9,97	0,67
120	118,85	14,33	1,15
140	138,18	19,47	1,82
160	157,28	25,38	2,72
...

в



г

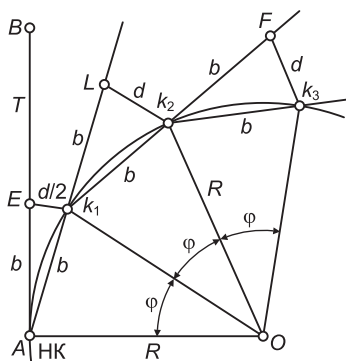


Рис. 8.2. Детальная разбивка круговой кривой различными способами:
 а, б – прямоугольных координат; в – углов и хорд; г – продолженных хорд

Вынос проекта трассы на местность. Проект планового положения трассы переносят с карты, плана или аэрофотоснимков на местность относительно ближайших геодезических пунктов и четких предметов местности, используя расстояния, измеренные по плану. При этом на местности закрепляют вершины углов поворота и точки прямолинейных участков через 500–1000 м. Затем прямые участки трассы обо-

значают вехами через 100–150 м в поле, через 30–50 м в лесу. При расстояниях свыше ≈ 150 м вехи выставляют в створ с помощью теодолита. Расстояния между вершинами углов поворота могут измеряться светодальномерами, спутниковыми приборами или мерными лентами, с помощью последних с относительной погрешностью 1/1000–1/2000. Для получения длины трассы в горизонтальном проложении при углах наклона $\nu \geq 2^\circ$ измеренные отрезки уменьшают на величину поправки ΔD_ν на наклон.

Пикетажные работы. Пикетажные работы включают измерения длины трассы, закрепление ее на местности пикетными колышками и съемку притрассовой полосы местности.

Пикет – это горизонтальный отрезок трассы длиной 100 м. Пикетом также называют колышек, закрепляющий на трассе пикетное расстояние. Пикеты длиной 100 м приняты при трассировании протяженных сооружений (дорог, газопроводов и др.). Более короткие пикеты длиной 50 или 20 м используются при съемках коммуникаций и улиц в пределах застроенных территорий. Разбивка пикетажа (измерение и закрепление трассы) выполняется с помощью мерной ленты или светодальномера.

На трассе, например, загородной дороги пикетные колышки вбивают почти вровень с поверхностью земли и от них на расстоянии 5–10 см вбивают строжки, на которых подписывают номера пикетов ПК0, ПК1, ПК2, ..., т.е. расстояния в сотнях метров от начальной точки трассы ПК0. На наклонных участках местности ленту удерживают горизонтально, или же удлиняют пикеты на величину поправки на наклон ΔD_ν . Кроме того, обозначают места заметных перегибов рельефа с указанием их расстояния от ближайшего предыдущего пикетного колышка, например ПК1+21, ПК1+32, такие точки называют *плюсовыми* (рис. 8.3).

На углах поворота трассы, косогорах, а в некоторых случаях и на горизонтальной местности, перпендикулярно к трассе разбивают поперечники длиной до 25–50 м в обе стороны, например поперечник к осевой точке ПК2+50 (см. рис. 8.3). Точки поперечника, расположенные слева по ходу трассы на расстояниях 30 и 12 м обозначены Л30 и Л12, а точки, расположенные справа, – П15 и П30 соответственно их расстояниям 15 и 30 м.

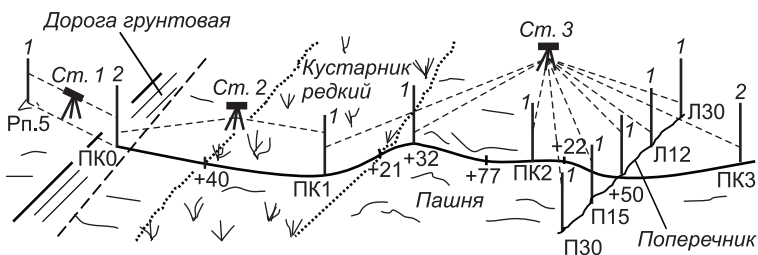


Рис. 8.3. Схема начала трассы и нивелирования пикетных точек

Одновременно с разбивкой пикетажа ведут съемку при-трассовой полосы местности преимущественно способом перпендикуляров, если расстояние до контуров составляет 20–30 м, и глазомерно при необходимости приближенной съемки ситуации в более широкой полосе. В пикетажном журнале (пикетажной книжке), *страницы которого заполняются снизу вверх*, отмечают пикетные и плюсовые точки, точки поперечников, а также точки пересечения с контурами ситуации, числовые данные съемки (рис. 8.4). При несложной ситуации масштаб зарисовок можно принять 1 : 2000, при усложнении ситуации масштаб следует укрупнить.

Пикетажные работы на круговой кривой трассы. На каждом участке, где предусматривается круговая кривая, обозначают *главные точки круговой кривой*: начало НК, середину СК и конец КК и исправляют пикетаж. При достижении вершины угла поворота ВУ1 (рис. 8.5) отсчитывает ее пикетажное положение, в нашем примере ВУ1 ПК10 +26,00. При заданном радиусе $R = 200$ м и измеренном угле поворота $\theta_{\text{л}} = 37^{\circ} 25'$ по формулам (8.2)–(8.5) находят численные значения Т, К, Д и Б и записывают их в пикетажный журнал (см. рис. 8.4), причем криволинейный участок трассы показывают прямым, вершину кривой и направление поворота обозначают стрелкой в точке ВУ.

Вычисляют пикетное положение точек НК (начала) и КК (конца) круговой кривой с контролем по схеме, приведенной на рис. 8.4. Пикетное положение середины кривой (см. рис. 8.5, а) вычисляется по формуле $\text{ПКСК} = \text{ПКНК} + K/2$. В нашем примере $\text{ПКСК} = (\text{ПК } 9 + 58,27) + 130,61/2 = \text{ПК } 10 + 23,57$, контроль $\text{ПКСК} = \text{ПКВУ} - Д/2 = (\text{ПК}10 + 26,00) - 4,85/2 = \text{ПК}10 + 23,58$. Расхождение результатов допускается до 0,02 м.

Пикетажный журнал

Пример зарисовки поперечника

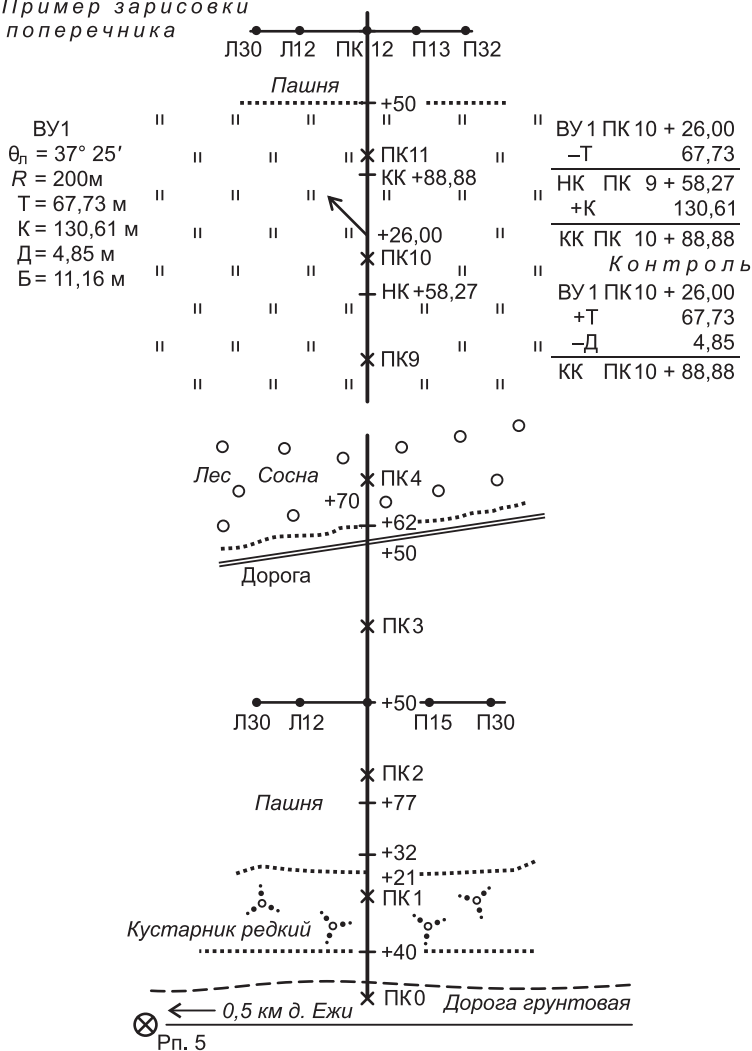


Рис. 8.4. Пикетажный журнал

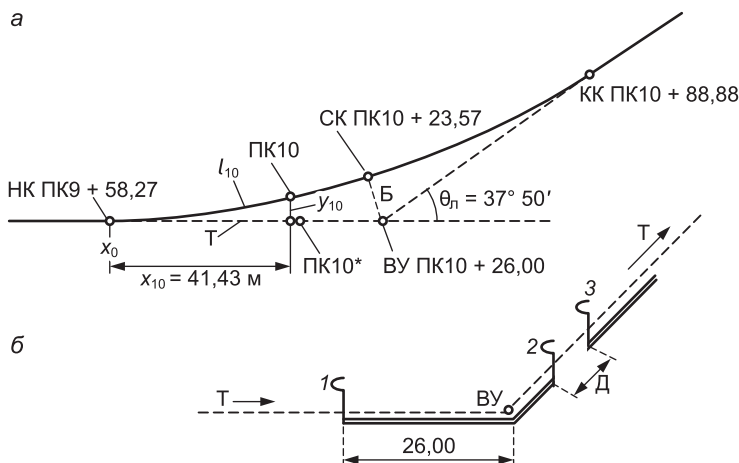


Рис. 8.5. Разбивка и пикетаж главных точек круговой кривой:
 а – главные точки кривой; б – исправление пикетажа при длине ленты 20 м

Точки НК и КК находят и закрепляют на трассе, отложив длину тангенса кривой T от точки ВУ в обе стороны. Точку СК находят на биссектрисе, отложив отрезок Б. Рядом с каждой главной точкой устанавливают сторожок с надписью ее пикетного положения. Пикетные колышки переносят с линии тангенса на кривую способом прямоугольных координат, например ПК10* (см. рис. 8.5, а) перемещают в точку ПК10. Для этого вычисляют криволинейное расстояние l_{10} от начала кривой до ПК10, которое равно $l_{10} = \text{ПК10} - (\text{ПК9} + 58,27) = 41,73$ м. Прямоугольные координаты x_{10} и y_{10} точки ПК10 вычисляются по формулам (8.6), (8.7) и (8.8). В нашем примере сначала находим угол $\varphi = 180^\circ l_{10} / \pi R = 180^\circ \cdot 41,73 / \pi 200 = 11,9551^\circ$, затем $x_{10} = R \sin \varphi = 41,43$ м; $y_{10} = R (1 - \cos \varphi) = 4,34$ м. Замечаем, что абсциссу x_{10} не обязательно измерять от точки НК, достаточно от точки ПК10* отложить отрезок $l_{10} - x_{10} = 41,73 - 41,43 = 0,30$ м в сторону точки НК и получить основание ординаты $y_{10} = 4,34$ м, затем измерить y_{10} и закрепить ПК 10 на круговой кривой.

На завершающем этапе исправляют пикетаж, для этого мерную ленту передвигают на величину домера Д (см. рис. 8.5, б): сначала ленту укладывают в положение 1–2 относительно точки ВУ на отсчет, который был получен при разбивке пике-

тажа (рис. 8.5, б – на отсчет 16,00 м для 20-метровой ленты), затем переднюю шпильку 2 переносят в положение 3 и продолжают разбивку пикетажа. Исправление пикетных расстояний домером D необходимо потому, что пикетажные измерения здесь производятся по прямым линиям двух тангенсов 2Т через вершину угла поворота, а длина трассы должна быть определена по более короткому пути – через длину круговой кривой К.

Способы детальной разбивки круговой кривой. В период строительства сооружений линейного вида, например загородных дорог, возникает необходимость подробного обозначения круговой кривой оси трассы кольшками k_1, k_2, \dots, k_n , вбитыми через равные отрезки дуги l в несколько метров.

Способ прямоугольных координат. Теодолит ставят над кольшком НК (см. рис. 8.2, а) и зрительной трубой задают створ НК–ВУ, рулеткой или светодальномером измеряют абсциссы x_1, x_2, \dots, x_n , вычисленные по формулам (8.6), (8.7) и (8.8) или найденные по специальным таблицам. В точках x_1, x_2, \dots, x_n строят перпендикуляры длиной y_1, y_2, \dots, y_n и закрепляют искомые точки k_1, k_2, \dots, k_n . Вторую половину круговой кривой разбивают относительно тангенса КК–ВУ.

Способ углов и хорд. Теодолит ставят над точкой НК (см. рис. 8.2, в) и относительно тангенса AB задают угол φ . На направлении AL строят хорду $b = Ak_1$ и вбивают кольшек k_1 . Задают угол 2φ и на направлении AE находят точку k_2 , отстоящую от точки k_1 на длину хорды b . Аналогично выносят точку k_3 и продолжают разбивку до середины круговой кривой, а вторую ее половину разбивают относительно второго тангенса КК–ВУ.

Угол φ рассчитывается по равнобедренному треугольнику OAk_1 , в котором высота $OM \perp AL$, $\sphericalangle AOM = \varphi = \sphericalangle BAL$, поэтому

$$\sin \varphi = b / 2R. \quad (8.9)$$

При разбивке кривой этим способом точность положения точек k_i быстро снижается за счет погрешностей фиксирования предыдущих точек.

Способ продолженных хорд. Применяется в случаях, если кривая расположена в узкой полосе местности, доступной для разбивок. От точки НК (см. рис. 8.2, з) вдоль линии тангенса AB выносят точку E , отстоящую от точки A на заданном расстоянии b . Относительно точек E и A линейной засечкой стро-

ят точку k_1 в пересечении дуг радиусов $d/2$ и b . В створе Ak_1 выносят точку L на расстоянии b от точки k_1 . Относительно точек k_1 и L в пересечении дуг радиусов d и b находят точку k_2 . По этой же схеме получают точки F и k_3 и продолжают разбивку до середины кривой, а вторую половину разбивают от точки KK .

Длина отрезков $Ek_1 = d/2$, где d находится из подобия равнобедренных треугольников Ok_1k_2 и Lk_1k_2 ; $d/b = b/R$, следовательно,

$$d = b^2 / R. \quad (8.10)$$

Недостатки этого способа такие же, как и способа углов и хорд.

Нивелирование трассы и составление профилей по линии земли. Для составления продольного и поперечных профилей необходимы две координаты пикетных точек – пикетное расстояние от начала трассы и отметка. Отметки определяют техническим нивелированием всех пикетных точек и плюсовых точек в местах перегибов рельефа и на поперечниках. Нивелирные ходы должны опираться на ближайшие реперы высотной геодезической сети. Техническое нивелирование дорожной трассы рассмотрено в п. 7.2.

Продольный профиль составляют на бумаге с миллиметровой сеткой по данным пикетажного и нивелирного журналов, при этом для большей выразительности графического отображения неровностей местности вертикальный масштаб профиля принимают в 10 раз крупнее горизонтального. Так при проектировании, например, водопровода или канализации, для застроенных территорий вертикальный и горизонтальный масштабы выбирают 1 : 50 и 1 : 500 или 1 : 100 и 1 : 1000, а продольные профили по материалам изысканий автомобильных дорог – в масштабах 1 : 1000 и 1 : 10 000, изредка на коротких трассах – 1 : 500 и 1 : 5000.

Составление продольного профиля начинают с вычерчивания его сетки согласно образцу, установленному для данного вида сооружений. На рис. 8.6 приведена сокращенная сетка продольного профиля, достаточная для рассмотрения его геометрических элементов и расчетов, связанных с проектированием положения оси автомобильной дороги относительно поверхности земли в масштабах: горизонтальном – 1 : 5000, вертикальном – 1 : 500.

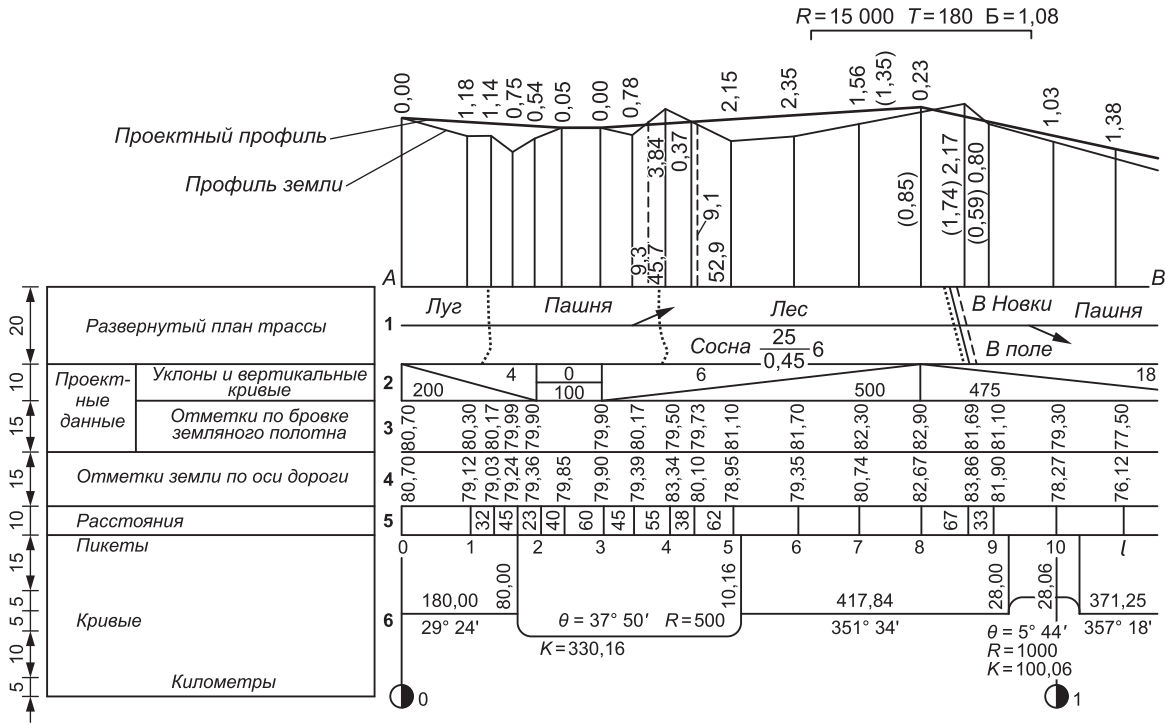


Рис. 8.6. Продольный профиль трассы

Первой заполняют строку 5 «Расстояния». В ней вертикальными прямыми линиями обозначают пикеты, а их номера 0, 1, 2, ... подписывают ниже. Между линиями пикетов отмечают линии плюсовых точек, которые нивелировались на перегибах рельефа, записывают расстояния между высотными точками. Например, если нивелировались точки ПК0, ПК1, ПК1+32, ПК1+77, ПК2 (см. рис. 8.3), то они показаны в строке 5, а между ними записаны расстояния: между точками ПК0 и ПК1 расстояние равно 100 м – такие расстояния не записывают; между точками ПК1 и ПК1+32 расстояние составляет 32 м; между точками ПК1+32 и ПК1+77 – 45 м; между точками ПК1+77 и ПК2 – 23 м. В сумме эти расстояния $32 + 45 + 23 = 100$ м составляют пикет. Строку 4 заполняют по данным журнала нивелирования, округляя отметки земли до 0,01 м.

В строке 6 показывают условный план трассы по данным пикетажного журнала и расчетов круговых кривых. Начало и конец каждой круговой кривой отмечают вертикальной чертой по их пикетным значениям. В нашем примере для точки НК ПК1+80,00 при вертикальной черте подписано расстояние 80,00 м от ПК1 до точки НК, а для точки ККПК5+10,16 – ее расстояние 10,16 м от ПК5. Криволинейные участки трассы изображают условными дугами, выпуклостью вниз при повороте трассы влево и выпуклостью вверх при повороте вправо, здесь же указывают значения θ , R и K . Для прямых участков (прямых вставок) указывают их длину и дирекционный угол. В нашем примере длина первой прямой $d_1 = (\text{ПК1} + 80,00) - \text{ПК0} = 180,00$, длина второй прямой $d_2 = (\text{ПК9} + 28,00) - (\text{ПК5} + 10,16) = 416,84$ м. Дирекционные углы прямых последовательно рассчитаны по формулам $\alpha_{i+1} = \alpha_i + \theta_{\text{л}}$ или $\alpha_{i+1} = \alpha_i - \theta_{\text{п}}$: при известных $\alpha_1 = 29^\circ 24'$ и $\theta_{\text{л}} = 37^\circ 50'$ получено $\alpha_2 = (29^\circ 24') - (37^\circ 50') = (29^\circ 24' + 360^\circ) - (37^\circ 50') = 351^\circ 34'$ и $\alpha_3 = (351^\circ 34') + (5^\circ 44') = 357^\circ 18'$.

Строку 1 заполняют по данным пикетажного журнала (см. рис. 8.4), в котором трасса изображается прямой линией, вершины углов поворота отмечают стрелками.

Для построения продольного профиля по линии земли масштаб вертикальных расстояний (в нашем случае 1 : 500) задается сантиметровыми метками высот H с шагом 5 м, нанесенными выше линии условного горизонта AB сетки (см. рис. 8.6). Отметку линии AB выбирают так, чтобы низкая часть профиля размещалась выше линии AB на 4–6 см. По данным строки «Отметки земли по оси дороги» на профиль наносят

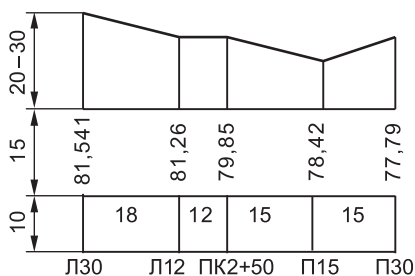


Рис. 8.7. Поперечный профиль на пикете ПК2 + 40,00

точки земли, используя миллиметровую сетку в роли координатной. Точки наносят глазомерно с погрешностью 0,1–0,2 мм, пользуясь остро заточенным карандашом, и от точек проводят вертикальные линии ординат до линии условного горизонта. Соседние точки земли соединяют прямыми отрезками, образующими профиль трассы по линии земли.

Поперечные профили (на рис. 8.7 – для поперечника на пикете ПК2 + 50,00 – см. рис. 8.4) помещают над продольным профилем трассы вблизи их места по пикетажу. Такие профили составляются в одном масштабе (обычно 1 : 500 или 1 : 1000) как для горизонтальных, так и для вертикальных размеров. Пикетное положение каждого поперечного профиля указывают под его графой расстояний.

Нанесение на продольный профиль проектного профиля сооружения линейного вида. Проектный продольный профиль каждого вида сооружения наносят на чертеж, руководствуясь соответствующими техническими условиями его проектирования. Например, проектный продольный профиль автомобильной дороги должен проходить через заданные по высоте точки в местах примыканий к существующим дорогам, мостовым переходам, пересечений с трубопроводами и т.п. Дорогу следует проектировать на насыпи для предотвращения ее снеговых заносов и затопления на низменных участках, в местах примыкания к мостовым переходам. При резко пересеченном рельефе линию проектного профиля проектируют в выемках в местах возвышений и на насыпях над понижениями земной поверхности, учитывая допустимые уклоны дороги и придерживаясь минимизации объемов работ по выемке грунтов и строительству насыпей. Следует учитывать, что не все виды грунтов, извлеченные из выемок, пригодны для ис-

пользования в насыпях, поэтому для дорожных насыпей песчаные грунты добывают в ближайших карьерах.

Нанесение на профиль проектной линии начинают от ПК0 с заданной проектной отметкой (на рис. 8.6 начальная проектная отметка совпадает с отметкой земли). Далее намечают конечную точку проектной линии постоянного уклона (для ПК2 на рисунке). В строке 2 вертикальными чертами отмечают начало и конец точки данного участка постоянного уклона, а диагональю – направление уклона. Под диагональю указывают длину участка d , а над ней – окончательный уклон i .

Предварительный уклон вычисляют по формуле

$$i' = (H'_к - H_н) / d, \quad (8.11)$$

где $H'_к$ и $H_н$ – предварительная проектная отметка конечной и заданная проектная отметка начальной точек прямого участка соответственно.

На рис. 8.6 для ПК0 задана $H_н = 80,70$ м; предварительная высота насыпи на конечной точке ПК2 принята равной 0,50 м, тогда здесь предварительная проектная отметка $H'_к = 79,36 + + 0,50 = 79,86$ м, а предварительный уклон первого участка $i' = (79,86 - 80,70)/200 = - 0,0042 = - 4,2$ ‰. Округленное значение $i = - 4$ ‰ записывается над диагональю без знака.

Окончательная отметка конечной точки участка вычисляется по формуле

$$H_к = H_н + id, \quad (8.12)$$

а в нашем примере для ПК2 $H_к = 80,70 - 0,004 \cdot 200 = 79,90$ (строка 3 профиля).

Проектные отметки промежуточных точек данного участка последовательно вычисляются по формуле

$$H_{j+1} = H_j + id_j; \quad j = 1, 2, \dots, n. \quad (8.13)$$

На рис. 8.6 для участка ПК0 – ПК2 в строке 3 записаны проектные отметки H_j , полученные следующими расчетами:

$$H_{ПК1} = H_{ПК0} + id_1 = 80,70 - 0,004 \cdot 100 = 80,30;$$

$$H_{ПК1+32} = H_{ПК1} + id_2 = 80,30 - 0,004 \cdot 32 = 80,17;$$

.....

$$H_{ПК2} = H_{ПК1+77} + id_4 = 79,99 - 0,004 \cdot 23 = 79,90 \text{ (контроль).}$$

Аналогичные расчеты выполняются при проектировании последующих участков продольного профиля.

Расчеты высот насыпи и глубин выемки по оси сооружения. Высоты насыпи и глубины выемки называются *рабочими отметками* и вычисляются для данной точки как разность проектной отметки и отметки земли:

$$h_{\text{раб}} = H_{\text{пр}} - H_{\text{зем}}. \quad (8.14)$$

Положительное значение $h_{\text{раб}}$ (высота насыпи) записывают над линией профиля, отрицательное (глубина выемки) – под линией профиля (см. рис. 8.6).

Для *точек нулевых работ*, где $h_{\text{раб}} = 0$ и проектная линия пересекается с линией земли (рис. 8.8) рассчитывают их расстояния d_1 и d_2 до ближайших пикетных точек по следующим формулам:

$$d_1 = dh_1 / (h_1 + h_2), \quad d_2 = dh_2 / (h_1 + h_2), \quad (\text{контроль } d_1 + d_2 = d), \quad (8.15)$$

где d – расстояние между задней и передней ближайшими пикетными точками; h_1, h_2 – модули рабочих отметок указанных ближайших точек.

Пример 8.1. Найти положение точки нулевых работ.

Решение. Для точки нулевых работ, расположенной между ПК3 + 45 и ПК4 (см. рис. 8.6), $d_1 = 55 \cdot 0,78 / (0,78 + 3,84) = 9,3$ м; $d_2 = 55 \cdot 3,84 / (0,78 + 3,84) = 45,7$ м; контроль: $d_1 + d_2 = 55$ м. Расстояния d_1 и d_2 записаны над линией AB условного горизонта (см. рис. 8.6); для таких записей вертикальные линии можно прерывать.

Вертикальные кривые. В местах значительных изменений проектных уклонов продольного профиля соседние прямые наклонные участки сопрягаются *вертикальными кривыми*. На выпуклых участках автомобильных дорог для улучше-

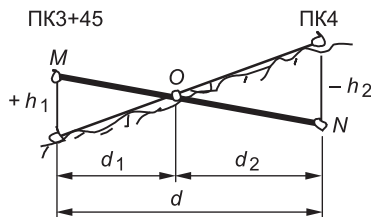


Рис. 8.8. Точка нулевых работ

ния встречной видимости по условиям безопасности движения встречных транспортных средств дорожное покрытие строят по вертикальным круговым кривым радиуса $R_B \geq 10$ км.

При расчете основных элементов вертикальной круговой кривой используют ее радиус R_B и сумму $\Delta i = i_1 + i_2$ встречных уклонов, взятых по модулю. Например на ПК8 (см. рис. 8.6) $\Delta i = | +6 | + | -18 | = 24\%$. Расчеты производят по приближенным (но достаточно точным) формулам:

тангенс вертикальной круговой кривой	$T_B = R_B \Delta i / 2;$
вертикальная круговая кривая	$K_B = R_B \Delta i = 2T_B;$
биссектриса вертикальной круговой кривой	$B_B = T^2 / 2R_B;$
вертикальные ординаты точек вертикальной кривой	$y_B = x_B^2 / 2R_B,$

где x_B – абсцисса точки, отсчитанная вдоль тангенса T_B от его начала в точке НВК (начало вертикальной кривой) или в обратном направлении точке КВК (конец вертикальной кривой).

Пример 8.2. Рассчитать основные элементы T_B и K_B , абсциссы и ординаты пикетных точек для вертикальной круговой кривой на рис. 8.6 с вершиной в точке ПК8.

Решение. Радиус вертикальной кривой $R_B = 15\,000$ м, $\Delta i = 0,024$, здесь $T_B = 180$ м; $K_B = 360$ м; $B_B = 1,08$ м. Относительно вершины на ПК8 точка НВК имеет пикетное положение ПК8 – $T_B = \text{ПК8} - 180 = \text{ПК6} + 20$, а точка КВК пикетное положение ПК9+80. Для пикета ПК7 находим абсциссу $x_7 = 80$ м и ординату $y_7 = 0,21$ м; для ПК8 + 67 определяем $x_{67} = 80 + 33 = 113$ м; $y_{67} = 0,43$ м. Над профилем вертикальная кривая показана условной дугой, подписаны плюсовые положения ее начала и конца. В скобках указаны исправленные рабочие отметки, которые на выпуклых участках уменьшаются на величину ординаты y_B , на вогнутых – увеличиваются.

8.3. Геодезические расчеты при вертикальной планировке участков территории

Вертикальная планировка – это комплекс геодезических и земляных работ по преобразованию существующего рельефа земной поверхности на территории строительства в искусственный рельеф, обеспечивающий упорядоченный поверхностный водоотвод, удобства хозяйственного и рекреационного использования жилых зон, размещение технологических

установок промышленных предприятий и т.п. Задачи вертикальной планировки решаются с помощью ЭВМ по соответствующим компьютерным программам. В данном учебнике рассматривается *геометрическая сущность* вертикальной планировки и выполняемых расчетов.

Для составления проекта вертикальной планировки служит специальный топографический план (топографическая подоснова) застроенного участка в масштабе 1 : 200; 1 : 500; 1 : 1000 или же 1 : 2000. Топографическая основа для вертикальной планировки составляется по материалам тахеометрической съемки или крупномасштабной аэрофотосъемки. При незначительных по размерам в плане неровностях поверхности на топографическую основу масштаба 1 : 500 наносят сетку квадратов со стороной 5 или 10 м (в масштабе плана). При более крупных в плане неровностях рельефа на топографическую основу наносят квадраты со стороной 20 м. Применяют также сетку квадратов со стороной 40 и 50 м (в масштабе чертежа), нанесенную на топографическую подоснову масштаба 1 : 1000 или 1 : 2000.

Отметки земли при вершинах квадратов на топографической основе определяют относительно горизонталей. Наиболее соответствуют задачам вертикальной планировки топографические планы, составленные по материалам нивелирования участка по квадратам.

Проектную высоту участка вертикальной планировки определяют исходя из конкретных условий местности и застройки. Поверхность земли на некоторой спортплощадке может быть горизонтальной, но, как правило, поверхность искусственного рельефа должна быть наклонной, чтобы обеспечивался естественный поверхностный водоотвод. Если в пределах площади вертикальной планировки не планируется вывозка или привозка грунтовых масс, то проектная высота площадки рассчитывается по условию баланса земляных работ, согласно которому объемы грунтов из выемки равны объемам насыпи, а грунт из зоны выемки перемещается в зону насыпи. Проектную поверхность рельефа часто рассчитывают с условием заполнения понижений рельефа привозными грунтами из специального карьера.

Рассмотрим три типичные задачи вертикальной планировки.

Задача 1. Наклонная плоская поверхность искусственного рельефа по высоте должна обеспечить поверхностный сток дождевых и

Рабочие отметки, т.е. высоты насыпи и глубины выемки в вершинах квадратов, вычисляют по известной формуле

$$h_{\text{раб}} = h_j = H_{\text{пр}} - H_{\text{зем}}, \quad j = 1, 2, \dots, n, \quad (8.17)$$

где $H_{\text{пр}}$ – отметка проектная, м; $H_{\text{зем}}$ – отметка земли, м.

Величины $h_{\text{раб}}$ записывают на плане высот и рабочих отметок проектной горизонтальной поверхности (см. рис. 8.9).

План земляных масс показан на рис. 8.10. При каждой вершине сетки квадратов записывают проектную и рабочую отметки земли. На плане находят *положение линии нулевых работ* относительно вершин квадратов, для этого вычисляют расстояния l_1 и l_2 (см. рис. 8.10) по следующим формулам, например для квадрата 4:

$$\left. \begin{aligned} l_1 &= l|h_1|/(|h_1|+|h_2|) = 20 \cdot 0,45 / (0,45 + 0,43) = 10,22 \text{ м}; \\ l_2 &= l|h_2|/(|h_1|+|h_2|) = 20 \cdot 0,43 / (0,45 + 0,43) = 9,78 \text{ м}. \end{aligned} \right\} \quad (8.18)$$

Значения l_1 и l_2 записаны в графы 2 и 3 табл. 8.1, а в графе 4 указано среднее арифметическое $l_{\text{ср}}$ из l_1 и l_2 .

На картограмме рис. 8.10 по расстояниям l_1 и l_2 для каждого из квадратов 4, 5 и 6 найдены точки нулевых работ, через которые проведена прерывистая линия нулевых работ.

В пределах квадрата с рабочими отметками h_j одного знака **объем земляных масс** $V_{\text{кв}}$ приближенно равен объему призмы с квадратным основанием размером $l \times l \text{ м}^2$:

$$V_{\text{кв}} = l^2(h_1 + h_2 + h_3 + h_4) / 4. \quad (8.19)$$

Объемы земляных масс для насыпи для квадратов 1, 2 и 3 рассчитаны по формуле (8.19) и записаны в ведомости (табл. 8.1).

В переходных квадратах, через которые проходит линия нулевых работ, основание призмы может быть трапецией, треугольником или более сложной фигурой. В случае основания в форме трапеции, например в квадрате 4 (рис. 8.10), площадь трапеции на участке насыпи 4(+)(см. табл. 8.1) равна

$$P_{\text{трап}} = l \cdot l_{\text{ср}} = 20 \cdot 10,1 = 202 \text{ м}^2.$$

Здесь объем земляных масс вычислен по формуле

$$V = l \cdot l_{\text{ср}} (h_1 + h_2 + h_3 + h_4) / 4 = 20 \cdot 10,1(0 + 0,43 + 0 + 0,35) = +39,4 \text{ м}^3.$$

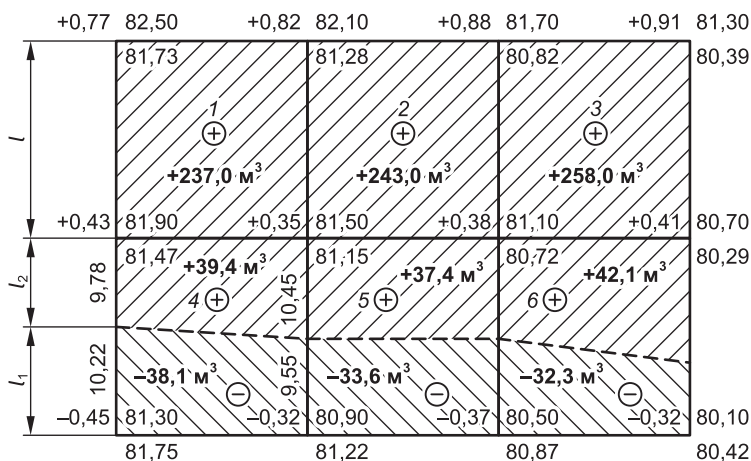


Рис. 8.10. План (картограмма) земляных масс

На участке выемки 4(-) ее объем вычислен аналогично (см. табл. 8.1) и равен $-38,1 \text{ м}^3$.

Задача 2. Плоскую горизонтальную поверхность требуется запроектировать с соблюдением баланса земляных масс. Условие баланса подразумевает, что грунты из зоны выемки подлежат перемещению в зону насыпи в пределах площади вертикальной планировки.

Решение. Проектную высоту $H_{\text{п}}$ горизонтальной поверхности с условием баланса земляных масс рассчитывают по формуле

$$H_{\text{п}} = (\Sigma H_1 + 2\Sigma H_2 + 3\Sigma H_3 + 4\Sigma H_4) / 4n, \quad (8.20)$$

где ΣH_1 – сумма отметок земли у вершин, входящих в один квадрат; ΣH_2 , ΣH_3 , ΣH_4 – суммы отметок земли у вершин, общих соответственно для двух, трех и четырех квадратов; n – число квадратов.

Если поверхность земли ровная, то влияние рельефа на точность соблюдения баланса земляных масс может считаться незначительным, и тогда проектная отметка горизонтальной поверхности находится по формуле среднего арифметического

$$H_{\text{п}} = (\Sigma H_n) / n, \quad (8.21)$$

где n – количество отметок земли.

После вычисления значения $H_{\text{п}}$ составляют план земляных масс, у вершин квадратов которого записывают отметки земли, проектные и рабочие отметки. Составляют также ведомость расчетов земляных

Ведомость расчета объемов земляных масс

№ квадрата	Длина стороны, м			Площадь P , м ²	Рабочие отметки, м					Объем, м ³	
	левой, l_1	правой, l_2	l_{cp}		h_1	h_2	h_3	h_4	h_{cp}	насыпи	выемки
1(+)			20,0	400	+0,43	+0,77	+0,35	+0,82	+0,59	237,0	–
2(+)			20,0	400	+0,35	+0,82	+0,38	+0,88	+0,61	243,0	–
...
4(+)	9,8	10,4	10,1	202	0,00	+0,43	0,00	+0,35	+0,195	39,4	–
4(–)	10,2	9,55	9,87	198	–0,45	0,00	–0,32	0,00	–0,192	–	38,1
...
6(–)	32,3

Примечание. Суммарные объемы: насыпи $\Sigma V_{н} = +856,9 \text{ м}^3$; выемки $\Sigma V_{в} = -104,0 \text{ м}^3$.
Требуемый объем доставки грунта из карьера $\Sigma V_{к} = \Sigma V_{н} - \Sigma V_{в} = +752,9 \text{ м}^3$.
Вероятная погрешность объемов $\Delta \Sigma V_{н} + \Sigma V_{в}$ 3% – 5% или 26 – 43 м³.

масс. Рассчитывают и наносят на план линию нулевых работ, определяют объемы земляных масс по выемке и насыпи и их баланс: несовпадение объемов допускается до 1%. На практике в балансе земляных масс учитывается также увеличение до 3–5% объема разрыхленного грунта, который из карьера или зоны выемки перемещен на участки насыпи и затем не претерпел достаточного первоначального уплотнения.

Задача 3. Плоскую наклонную поверхность следует запроектировать с соблюдением баланса земляных работ. Данная задача состоит в подборе такой высоты проектной поверхности, при которой равны объемы земляных масс по выемке и насыпи. Задача быстро решается с помощью ЭВМ по соответствующей программе. При расчетах необходимо определить центр тяжести O проектируемой площадки и его проектную отметку H_O . Относительно центральной точки O вычисляют проектные отметки вершин квадратов как показано в задаче 1.

Центр тяжести O прямоугольной площадки $ABDC$ (рис. 8.9) находится в точке пересечения ее диагоналей AD и CB . На рис. 8.11 положение центров тяжести O_1 и O_2 прямоугольных фигур $AEDC$ и $EBMK$ определяют аналогично. Но центр тяжести O всей площадки находится на отрезке O_1O_2 в точке, которая делит этот отрезок в отношении $O_1O / OO_2 = 1 / \lambda$, обратно пропорциональном площадям P_1 и P_2 данных фигур, т.е. $\lambda = P_2 / P_1$. В нашем примере $P_2 / P_1 = \lambda = 4$, при этом $O_1O = (O_1O_2) / 4$. Вычислив длину отрезка $O_1O = d$, найдем положение точки O на линии O_1O_2 .

Проектную высоту H_O центра тяжести O определяют по формуле (8.20), затем находят начальную проектную высоту H_1 одной из вершин квадратов, например вершины O_1 . Для этого транспортиром измеряют по плану дирекционный угол α линии O_2O_1 , затем вычисляют $H_1 = H_O + i_0 d \cos(\alpha - \alpha_0)$, где i_0 – уклон площадки. Дальнейшие вычисления проектных отметок вершин квадратов производятся относительно точки O_1 по формулам, рассмотренным в задаче 1.

Координаты x_0, y_0 центра тяжести O фигуры, показанной на рис. 8.11, вычисляются по известным координатам x_1, y_1 и x_2, y_2 точек O_1 и O_2 аналитически по формулам

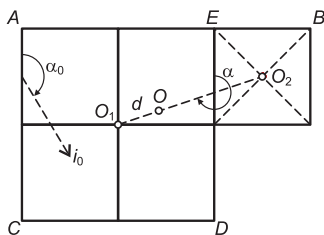


Рис. 8.11. Центр тяжести площадки

$$\begin{aligned}x_0 &= (P_1 x_1 + P_2 x_2) / (P_1 + P_2); \\y_0 &= (P_1 y_1 + P_2 y_2) / (P_1 + P_2).\end{aligned}\quad (8.22)$$

Координаты центра тяжести площадки сложной формы находят по формулам

$$\begin{aligned}x_0 &= (P_1 x_1 + P_2 x_2 + \dots + P_n x_n) / (P_1 + P_2 + \dots + P_n); \\y_0 &= (P_1 y_1 + P_2 y_2 + \dots + P_n y_n) / (P_1 + P_2 + \dots + P_n),\end{aligned}\quad (8.23)$$

где x_i, y_i – координаты центра тяжести простых по форме участков, площади которых равны P_i .

8.4. Геодезическая основа строительных разбивочных работ

Назначение геодезических разбивочных работ. *Геодезические разбивочные работы в строительстве (разбивки)* – это действия по перенесению на местность (в натуру) проектов зданий и сооружений и по обеспечению их строительства с заданной геометрической точностью. По завершению отдельных этапов строительства геометрическая точность установки конструкций в проектное положение проверяется *исполнительными съемками*, которые выполняются практически теми же способами, которые имели место при разбивочных работах.

Все этапы и методика геодезических разбивочных работ на строительной площадке предусматриваются заранее разработанным проектом производства геодезических работ (ППГР), являющимся частью общего проекта производства строительных работ. ППГР содержит технологическую схему и календарный план выполнения всех видов геодезических работ на стройплощадке и на строительных объектах. В него включается техническое задание, расчеты объемов разбивочных работ, сметно-финансовые расчеты на производство разбивочных работ и исполнительных съемок, схемы плановых и высотных геодезических опорных сетей и разбивочной основы стройплощадки, описываются методы и способы выноса в натуру основных осей зданий и сооружений и детальной разбивки вспомогательных осей для строительства фундаментов и других конструкций нулевого цикла (конструкций, расположен-

ных ниже нулевой строительной отметки, отнесенной обычно к уровню пола первого этажа), а также всех вышележащих конструкций, этапы и способы исполнительных съемок.

Для строительства жилых и гражданских зданий и соответствующих сооружений общие нормы точности геодезических работ определены нормативным документом – Техническим кодексом установившейся практики «ТКП 45-1.03-26-2006. Геодезические работы в строительстве. Правила проведения» [12], а также нормативными документами на отдельные виды строительства. Для дорогостоящих и сложных уникальных сооружений в ППГР приводятся предварительные расчеты точности разбивочных работ и геодезического мониторинга смещений и деформаций этих объектов в процессе строительства и затем эксплуатации.

При возведении крупных и сложных объектов (атомных, тепловых и гидроэлектростанций, промышленных комплексов, уникальных зданий и сооружений) геодезические работы на стройплощадке выполняет либо специализированное геодезическое учреждение (по договору), либо геодезическая группа, входящая в штат строительной организации. Геодезическое сопровождение (обеспечение) строительства совершается согласно графику строительного-монтажных работ как их необходимая составная часть.

В жилищно-гражданском строительстве изыскания и наиболее сложные геодезические работы на территории городской застройки (создание геодезической основы стройплощадки, вынос в натуру осей объекта, сложные разбивки и др.) выполняют специалисты городской (в районных административных центрах – районной) геодезической службы или городского геодезического учреждения. Менее сложные разбивочные работы и исполнительные съемки осуществляют штатные геодезисты строительных трестов, строительных управлений. Отдельные текущие разбивки и исполнительные съемки выполняют сами строители. Общие положения об организации геодезического обеспечения строительства приведены в нормативном документе «ТКП 45-1.03-106-2008. Геодезическая служба в строительстве. Основные положения».

Строительные оси зданий и сооружений. В плане геометрической основой объекта строительства служат его оси:

- главные – оси симметрии здания, сооружения. Такие оси используют для строительства объектов большой площади и сложной конфигурации (рис. 8.12; 8.13);

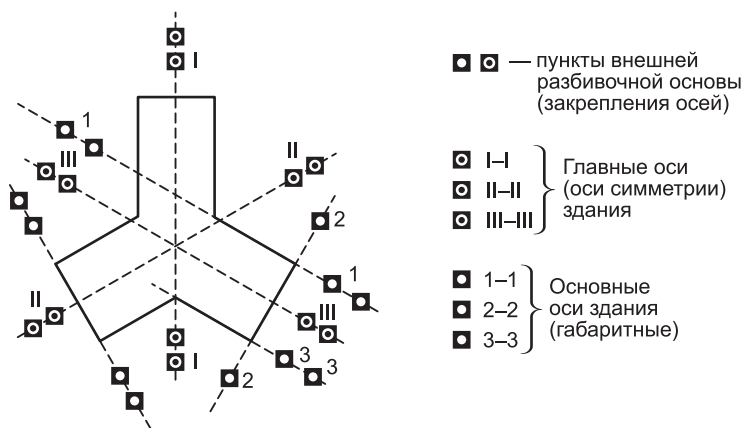
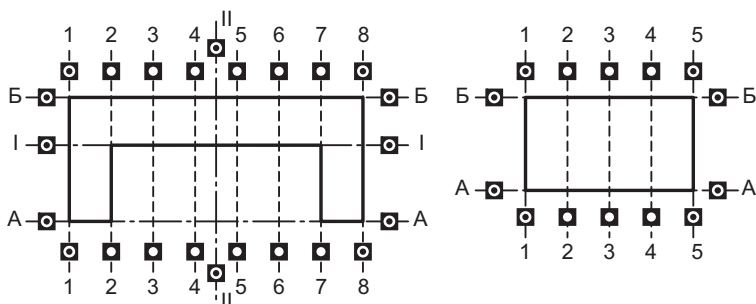


Рис. 8.12. Главные и основные оси здания сложной геометрии в плане

- основные – оси, которые образуют внешний контур здания (его габариты) и характерны для объектов промышленного и гражданского строительства;

- дополнительные – оси, которые чаще бывают промежуточными, иногда внешними, и служат геометрической основой монтажа внутренних и наружных конструкций здания, сооружения.

Вынос в натуру здания или сооружения согласно проекту осуществляют выносом его главных или основных осей от-



I-I; II-II — главные оси;
 А-А, Б-Б, 1-1, 8-8 — основные (габаритные) оси;
 2-2, 3-3, ..., 7-7 — промежуточные оси

А-А, Б-Б, 1-1, 5-5 — основные оси;
 2-2, ..., 5-5 — промежуточные оси

Рис. 8.13. Главные, основные и дополнительные (промежуточные) оси зданий прямоугольной в плане формы

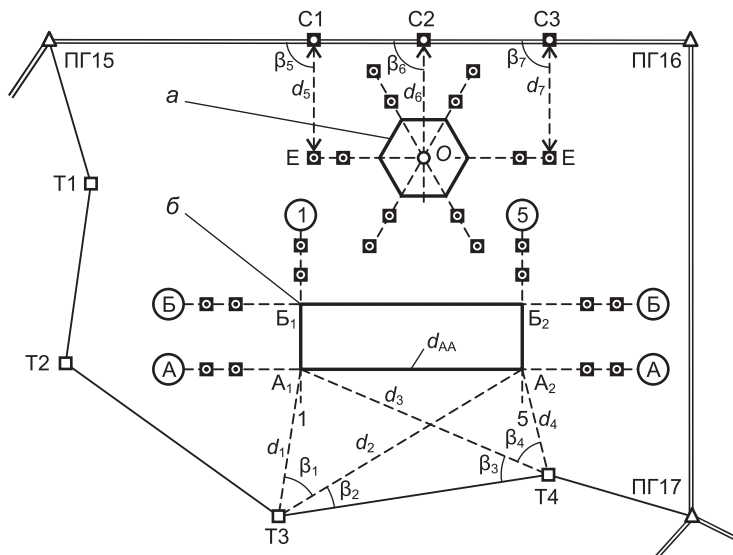


Рис. 8.14. Схемы фрагмента городской геодезической сети и выноса в натуру осевых точек сооружений:

a – вынос оси *EE* и центра *O* пересечения радиальных осей относительно створных точек опорной стороны геодезической сети; *b* – вынос основной оси *AA* здания относительно ближайших пунктов теодолитного хода; Δ – пункты городской геодезической сети (ПГ); \square – пункты полигонометрического или теодолитного хода; \blacksquare – створные пункты *C* на стороне 15–16; d_i , β_i – линейные и угловые разбивочные элементы; \blacksquare – пункты закрепления основных осей здания (внешней геодезической основы здания)

носительно пунктов плановой геодезической основы стройплощадки.

На рис. 8.14 приведен пример геодезической основы территории застройки и две возможные схемы выноса в натуру осевых точек (осей) сооружения. Пункты ПГ15–ПГ16 городской геодезической сети могут быть пунктами триангуляции, полигонометрии или спутниковыми. Относительно названных пунктов развивают геодезическую сеть стройплощадки для топографических изысканий и затем для выноса в натуру главных или основных осей сооружений.

Пункты плановой геодезической основы стройплощадки. Данные пункты должны быть определены в государственной или городской системе плановых координат как на стадии инженерных изысканий, так и на стадии выноса в натуру осей

и точек сооружения в проектное положение. Принцип передачи на стройплощадку указанных координат показан на рис. 8.14. В нашем примере государственная или же местная городская система плановых координат закреплена на местности геодезическими пунктами триангуляции или полигонометрии ПГ15 – ПГ16 – ПГ17.

Для топографической съемки участка, а впоследствии для выноса осей сооружения в натуру через участок прокладывают полигонометрический или же теодолитный ход ПГ15 – Т1 – Т2 – ... – ПГ17. На рис. 8.14 пункты Т3 и Т4 теодолитного хода представляют простейшую *плановую геодезическую основу стройплощадки* для одного здания.

Относительно пунктов Т3 и Т4 геодезической основы стройплощадки на местность выносят в проектное положение точки A_1 и A_2 одной из основных осей объекта (оси А–А), которые служат исходными для разбивки и закрепления остальных основных осей: Б–Б, 1–1 и 5–5. Закрепленные осевые точки представляют *внешнюю геодезическую основу здания или сооружения*.

Относительно главных и основных осей производят разбивку дополнительных (здесь промежуточных) осей.

Знаки, которыми закрепляют разбивочные оси внутри здания на монтажных горизонтах, представляют *внутреннюю геодезическую основу здания или сооружения*.

Общая структура плановой геодезической разбивочной основы для строительства отвечает последовательности ее создания и включает:

- геодезическую основу территории;
- плановую геодезическую основу стройплощадки;
- внешнюю геодезическую основу здания или сооружения;
- внутреннюю геодезическую основу здания или сооружения.

Строительная геодезическая сетка. Плановую геодезическую основу большой стройплощадки промышленного предприятия, группы жилых и гражданских зданий создают в виде прямоугольной координатной строительной геодезической сетки (рис. 8.15). Оси X и Y сетки расположены параллельно основным осям производственных зданий и технологических линий. Размеры прямоугольных фигур могут быть 100×100 м, 200×200 м и др. Строительную сетку проектируют на генплане стройплощадки и графически определяют государственные или городские (местные) координаты угловых точек сетки P и E .

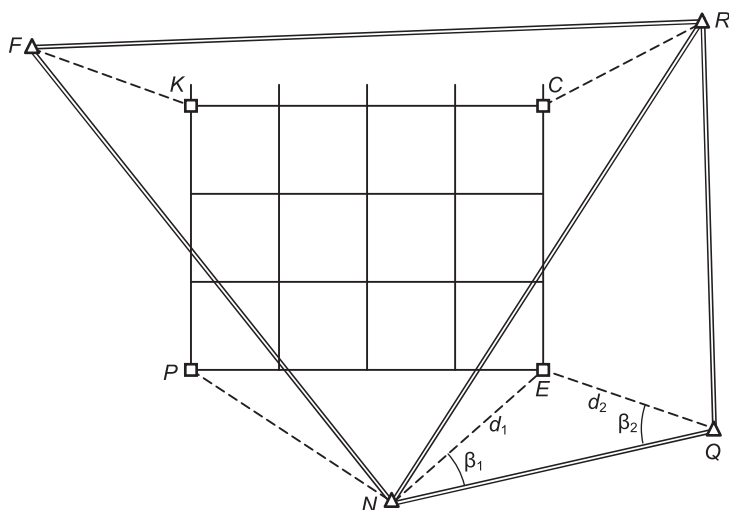


Рис. 8.15. Одна из схем выноса в натуру проекта строительной сетки

Приняв точку P за начальную и зная точные значения размеров фигур сетки, аналитически рассчитывают координаты ее угловых точек K , C и E . Указанные точки выносят в натуру относительно пунктов F , R , Q , N геодезической опорной сети полярным или иным способом.

Местоположение остальных вершин строительной сетки по ее внешнему контуру определяют различными способами, например *створным*. Зрительной трубой теодолита (или электронного тахеометра) задают направления PK и PE и в их створе с помощью металлической рулетки (или светодальномера, электронного тахеометра) находят место промежуточных вершин. Закрепив вершины по контуру сетки, переходят к разбивке внутренних ее вершин. В зависимости от назначения строительную сетку строят из основных и дополнительных фигур. Стороны основных фигур принимают длиной 50, 100, 200 или 400 м. При строительстве многоэтажных зданий стороны строительной сетки выбирают длиной 25, 30 или 50 м.

Типы геодезических знаков, выбор места для них. Схемы геодезических знаков показаны на рис. 8.16. На практике применяют и иные их конструкции. Главные и основные оси зданий можно закреплять знаками в виде забетонированного в якорь отрезка рельса или трубы, вбитых в землю металличе-

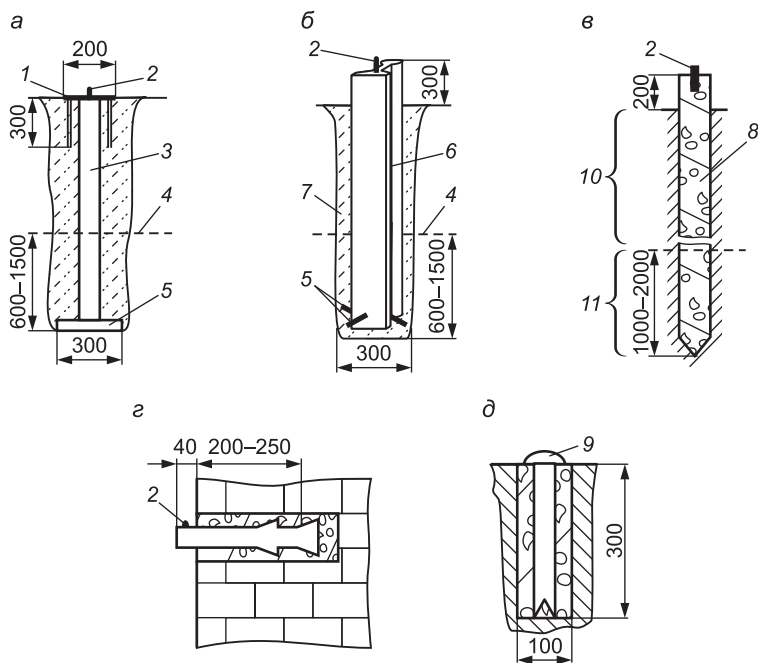


Рис. 8.16. Схемы знаков:

а, б – для зоны сезонного промерзания; *в* – закладки ниже зоны рыхлых грунтов; *г* – заложения в капитальные сооружения; *д* – заложения в бетонные покрытия; 1 – пластина 200×200 мм; 2 – выступ координатный; 3 – труба диаметром 50–70 мм; 4 – зона промерзания грунтов; 5 – якорь; 6 – рельс; 7 – скважина под бур; 8 – свая; 9 – сферическая поверхность; 10 – толщина рыхлых грунтов; 11 – глубина погружения сваи в устойчивые грунты

ских штырей, деревянных кольев с гвоздем в торце, специальных марок на капитальных зданиях.

Осевые знаки следует закреплять на расстоянии от контура здания не менее 15 м в местах, свободных от размещения временных и постоянных подземных и надземных сооружений, складирования строительных материалов и т.д. Место закрепления знака должно быть удобным для установки над знаком геодезических приборов и ведения наблюдений.

Вершины геодезической строительной сетки закрепляют сначала временными знаками (кольями с гвоздем, затем их заменяют устойчивыми постоянными знаками (выполненными из труб или железобетонных пилонов) с металлической пластинкой в верхнем торце. На пластинке отмечают временный

центр. По знакам прокладывают полигонометрические ходы, уравнивают их и вычисляют координаты x_B и y_B временных центров. Для перенесения (редуцирования) временных центров в проектное положение с координатами x_{Π} и y_{Π} вычисляют величины редукиции вдоль осей сетки $\Delta x = x_{\Pi} - x_B$ и $\Delta y = y_{\Pi} - y_B$. С помощью линейки на пластинке находят место проектного центра и обозначают его углублением (керном или дрелью). Точность сетки проверяют измерениями углов и длины ее сторон.

Высотная геодезическая основа стройплощадки. Состоит из сети устойчивых высотных геодезических знаков (реперов). Высотными знаками служат устойчивые грунтовые пункты внешней геодезической сети, плановой основы стройплощадки, стенные и грунтовые реперы. Количество высотных знаков принимают из условия, чтобы при строительных высотных разбивках длина визирного луча нивелира не превышала 50–60 м.

Отметки высотных знаков определяются нивелированием III, IV классов и техническим.

8.5. Геодезические приборы, применяемые в строительстве

Для измерения и построения горизонтальных углов, выноса осей зданий и сооружений в натуру, передачи осей по вертикали на монтажные горизонты и других работ широко применяются *теодолиты*. При измерении превышений и установке конструкций в проектное положение по высоте используются *нивелиры*. Отвесное проецирование точек производится посредством оптико-механических и лазерных *зенит-приборов*, а также *нитяных отвесов*. *Лазерные геодезические приборы* (нивелиры, лазерные визиры и др.) применяются при разметке монтажа конструкций относительно лазерного луча, направленного горизонтально, наклонно или вертикально. *Электронные тахеометры* дают возможность модернизировать и ускорить процессы выноса осей и точек объектов в натуру в плане и по высоте, а также процессы детальных разбивочных работ и исполнительных съемок. *Лазерные рулетки* (компактные светодальномеры) эффективно используются наряду с мерными лентами. Наземные *сканеры* дают возможность получать цифровые и графические отображения объектов строительства,

выполнять архитектурные съемки фасадов, выполнять мониторинг устойчивости и деформаций строительных конструкций, выполнять съемки котлованов и землеотвалов, определять их объем, решать другие задачи.

Нитяной отвес большой длины (свыше 5–6 м) изготавливают из стальной или синтетической нити диаметром 0,5–1,5 мм. Груз отвеса выбирают на 10–25% меньше массы, приводящей к разрыву нити; по форме груз должен быть цилиндрическим с коническим концом-центриром. Нить отвеса пропускают сквозь монтажно-технологические отверстия в конструкциях перекрытий. Отсутствие касаний проверяют «почтой» – небольшими конусами, выполненными из бумаги и пускаемыми по нити.

В случае несовпадения оси отвеса с центром опорного знака линейкой измеряют координаты x и y оси отвеса относительно центра опорного знака разбивочной основы на исходном горизонте, а на монтажном – выносят проекцию опорного знака относительно нити по измеренным значениям x и y . Нитяной отвес чувствителен к воздействиям воздушных потоков, лишь при полном штиле внутри сооружения точность проецирования может составить 1–2 мм на 50–70 м высоты. При необходимости отвес помещают внутри пластмассовой трубы, укрепленной вертикально и защищенной от возникновения внутреннего воздушного потока.

Оптические и лазерные приборы вертикального проецирования содержат зрительную трубу, создающую вертикальный визирный или лазерный луч. Плановые координаты вертикального луча на монтажном горизонте определяются с помощью палетки – полупрозрачного экрана с прямоугольной координатной сеткой.

Оптический прецизионный зенит-лот PZL (высокоточный оптический прибор) имеет вертикальную зрительную трубу с маятниковым компенсатором, обеспечивающим автоматическую установку визирного луча в вертикальной плоскости. Прибор ставят на штатив и центрируют встроенным оптическим отвесом над опорным знаком. В рабочее положение приводят по круглому уровню. Вертикальное проецирование производят на экран-палетку при четырех ориентациях прибора после поворотов через 90°. Из четырех проекций окончательной принимают среднюю. Точность проецирования – 1–2 мм на 100 м высоты. Лазерный зенитный прибор вертикального

проецирования НРЛ-2 характеризуется погрешностью 5 мм на 100 м, снабжен компенсатором малых наклонов, применяется аналогично прибору РЗЛ при четырех ориентациях. Из четырех проекций светового пятна на палетку за окончательную принимают среднюю.

Другие специальные лазерные приборы. Указатель (задатчик) направления лазерный ЗНЛ-01 (рис. 8.17, а) предназначен для обозначения точек на объекте световым пятном лазерного луча, лежащих в горизонтальных и вертикальных плоскостях, может использоваться при съемках нивелированием по квадратам, установке вертикальных элементов конструкций, разметке фундаментов. Точность установки луча

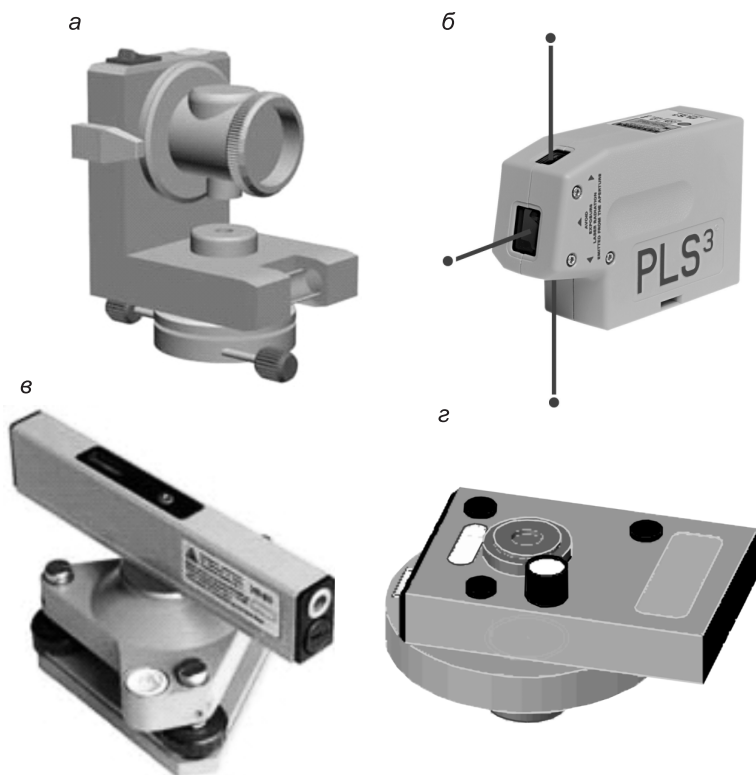


Рис. 8.17. Лазерные приборы:

а – задатчик направлений ЗНЛ-01; б, в – лазерные уровни PLS3 и УЛ-01; г – лазерный построитель зенитно-надирной линии ПЗНЛ-01

составляет 6 мм / 10 м. Лазерный луч может поворачиваться в двух взаимно перпендикулярных плоскостях, с точной фиксацией через 90° , что позволяет использовать прибор как уровень, отвес, угольник с размерами сторон до 20 м.

Лазерный уровень PLS3 (рис. 8.17, б), у которого точность горизонтирования лазерного луча: 1 мм / 10 м на расстояниях до 30 м. Пределы компенсации наклона прибора: $\pm 8^\circ$. Направление горизонтальных лучей можно устанавливать вперед, влево, вправо; вертикальных лучей – вверх и вниз.

Уровень лазерный УЛ-01 (рис. 8.17, в) предназначен для построения с помощью светового пятна на поверхности конструкций или реек следов горизонтальных и вертикальных плоскостей, создания параллельных линий под произвольным углом к горизонту, может использоваться для съемки горизонтальных и наклонных поверхностей, проверки вертикальности конструкций, разметки фундаментов и др. Точность горизонтирования лазерного луча – 3 мм / 10 м, масса с батарейками – 290 г.

В *лазерном построителе зенитно-надирной линии* ПЗНЛ-0,1 (рис. 8.17, в) лазерный луч может вращаться в горизонтальной или же в вертикальной плоскости, оставляя видимый световой след на поверхности стены или рейки. Линия плоскости строится с помощью вращающейся насадки с цилиндрическими линзами или же насадки с пентапризмой. Режим вращения задается с помощью регулятора. Прибор предназначен для применения при монтаже стеновых покрытий, пола, потолков, инженерно-технических коммуникаций и нивелирования потолков, стен, пола. Устанавливается на стандартный штатив или специальный столик и выставляется по пузырьковому уровню.

Данные о лазерном построителе плоскости LP30 приведены на рис. 6.15, а.

Электронные тахеометры (см. п. 5.2) могут использоваться с отражательными призмами и в безотражательном режиме. С помощью электронного тахеометра решаются многие инженерно-геодезические задачи строительного назначения, например вынос осей несущих колонн в проектное положение в плане и по высоте. Для этого тахеометр центрируют над опорной точкой внутренней разбивочной основы, ориентируют, светоотражатель, закрепленный на вертикальной штанге, оснащенный круглым уровнем, ставят вблизи искомой точки с проектными координатами $x_{п}$, $y_{п}$, наводят зри-

тельную трубу тахеометра на светоотражатель и нажимают клавишу «измерение». По данным светодальномера и угломерного блока процессор тахеометра вычисляет текущие координаты x_c , y_c светоотражателя и поправки $\delta_x = x_{\text{п}} - x_c$ и $\delta_y = y_{\text{п}} - y_c$ для перемещения светоотражателя в проектное положение. После установки светоотражателя в заданную точку измерения его координат повторяются и выполняется необходимая корректировка его положения. Погрешность выноса точек в плане и по высоте на расстояниях до 50–100 м составляет 3–5 мм для тахеометров с приборными погрешностями: угловой – 5", линейной – 2 мм.

Сканеры (см. рис. 7.9) по мере их совершенствования и снижения стоимости, получают все более эффективное применение в различных инженерно-геодезических задачах как средство документальных съемок объектов строительства, геодезического обеспечения вертикальной планировкой территории, мониторинга текущих изменений застройки, измерения деформаций строительных объектов и др.

8.6. Элементы геодезических разбивочных работ

Геодезические разбивочные работы выполняются способами, включающими решение типичных геодезических задач, которые называются *элементами геодезических разбивочных работ*. К ним относятся построение проектного горизонтального угла, построение проектного отрезка прямой линии, вынос точки на проектную отметку и др.

8.6.1. Построение проектного горизонтального угла

С л у ч а й 1. Указываются проектный горизонтальный угол β и допустимая погрешность построения этого угла $2m_\beta = 1'$. При таком значении m_β для работы требуются теодолит класса Т30 и рулетка.

Теодолит ставят над вершиной A разбиваемого угла β (рис. 8.18, a), центрируют, горизонтируют, закрепляют горизонтальный круг и визируют зрительной трубой на точку B . Берут отсчет b по горизонтальному лимбу и вычисляют отсчет $e = b + \beta$. Верхнюю часть прибора устанавливают на отсчет e и вдоль визирной оси зрительной трубы ставят визирную цель E .

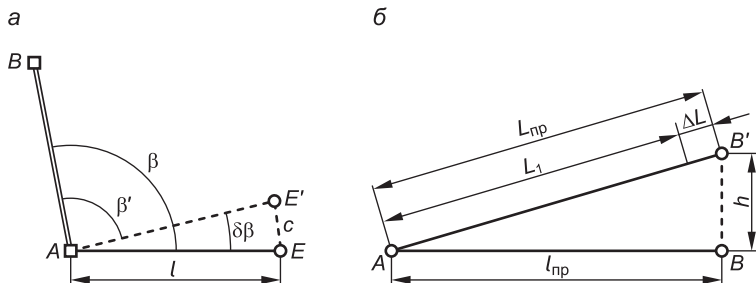


Рис. 8.18. Разбивки проектной величины:
a – горизонтального угла; *б* – проектного расстояния

Затем построение угла повторяют при втором положении вертикального круга, при этом допускается расхождение в положениях цели E до 2–3 см на каждые 100 м расстояния $AE = l$. Расстояние $EE' = c$ делят пополам и получают искомую точку E . При этом угловая погрешность выноса оценивается величиной $m_\beta \approx (0,5c/l)\rho''$. Если $c = 3$ см; $l = 100$ м, то $m_\beta = (0,5 \times 0,03/100) \cdot 206265 \approx 30''$.

Случай 2. Проектный угол необходимо построить с повышенной точностью $10''$ или более высокой. Для этого применяют высокоточный теодолит Т5. Его центрируют по оптическому отвесу с точностью 1 мм. Сначала выполняют описанные выше действия, находят предварительное положение E' определяемой точки, затем несколькими приемами измеряют угол $BAE' = \beta'$ и вычисляют отклонение δ_β полученного угла от проектной величины. После этого измеряют расстояние $l = AE' \approx AE$ и вычисляют линейную поправку (редукцию) c для перемещения визирной цели в проектную точку $E_{пр}$:

$$c = l \operatorname{tg} \delta_\beta = l \delta_\beta / \rho'', \quad (8.24)$$

где l – расстояние AE ; $\rho = 206265$ – число секунд в радиане.

После определения и обозначения вехой места точки $E_{пр}$ для контроля измеряют угол $BAE_{пр}$, его значение не должно отличаться от проектной величины свыше установленной погрешности $\Delta\beta_{доп}$ (например, $\Delta\beta_{доп} = 10''$).

Случай 3. Отсчетные устройства теодолитов типа Т30 – 4Т30П дают возможность построить горизонтальный угол со средней квадратической погрешностью $m_\beta = 5\text{--}6''$ (с предель-

ной погрешностью $2m_\beta = 10-12''$), но при условии, что заданный угол не содержит дробных долей наименьшего деления шкалы отсчетного микроскопа (см. рис. 4.8), например углы $90^\circ 00'$; $90^\circ 10'$ и т.д. Построение угла с повышенной точностью реализуется за счет того, что отсчетный индекс или нулевой штрих шкалы отсчетного микроскопа достаточно точно совмещают со штрихом градусного деления (с малой погрешностью $m_c = 3-4''$).

Пример 8.3. Требуется построить на местности проектный горизонтальный угол $BAE = \beta = 90^\circ 00'$ с допустимой погрешностью $2m_\beta \approx 10''$. Теодолит Т30 (2Т30П, 4Т30П) центрируют над вершиной угла с точностью 1 мм с помощью зрительной трубы, установленной вертикально на отсчет по вертикальному кругу $270^\circ 00'$ или $90^\circ 00'$. Устанавливают верхнюю часть прибора на отсчет по горизонтальному кругу $0^\circ 00'$ и, не изменяя отсчет, наводят зрительную трубу на визирную цель B , закрепляют горизонтальный круг, устанавливают верхнюю часть прибора на отсчет по горизонтальному кругу $90^\circ 00'$ и на направлении визирного луча устанавливают визирную цель E . Затем переводят зрительную трубу через зенит и при отсчете по горизонтальному кругу $180^\circ 00'$ визируют на цель B , устанавливают верхнюю часть прибора на отсчет $180^\circ 00'$, закрепляют горизонтальный круг, устанавливают верхнюю часть прибора на отсчет по горизонтальному кругу $180^\circ 00' + \beta$, визируют в направлении AE , отмечают второе положение цели E . Допустимое расхождение между двумя положениями цели E равно

$$\delta_E \leq l \operatorname{tg} 10'' = l \times 10 / \rho''; \text{ при } l = 100 \text{ м } \delta_E \leq 5 \text{ мм.} \quad (8.25)$$

8.6.2. Построение проектного отрезка прямой линии

Проектная длина отрезка $AB = l_{\text{пр}}$ задается в горизонтальном проложении (рис. 8.18, б). В натуре измерения могут выполняться на наклонной поверхности. В этом случае вычисляется проектное наклонное расстояние $L_{\text{пр}} = \sqrt{l_{\text{пр}}^2 + h^2}$. При выносе в натуру точки B относительно точки A стальной или лазерной рулеткой измеряют наклонный отрезок $L_{\text{пр}} = L_1 + \Delta L$, где ΔL – суммарная поправка, включающая поправки $\delta L_{\text{к}}$ и $\delta L_{\text{т}}$ на компарирование ленты, температурную и провисание, которые в данной задаче учитываются знаком, противоположным тому, который указан для формул (5.3), (5.7) и (5.7, а).

8.6.3. Вынос точки на проектную отметку

Пример 1. Проектную отметку выносят от ближайших высотных геодезических знаков с известной высотной координатой. Нивелир ставят посередине между репером Рп. А (рис. 8.19, а) и определяемой точкой В. По рейке, поставленной на репер, берут отсчет a , вычисляют горизонт прибора (горизонт нивелира) и отсчет b , при котором пятка рейки будет находиться на проектной отметке $H_{п.}$:

$$\text{ГП} = H_A + a; b = \text{ГП} - H_{п.}, \text{ или } b = H_A + a - H_{п.} \quad (8.26)$$

Временный высотный знак (колышек В) постепенно перемещают по высоте (забивают) и периодически ставят на него рейку, добываясь вычисленного значения b . Для контроля отметку знака В проверяют относительно второго репера.

Пример 2. Проектную высоту земляной насыпи требуется обозначить верхним обрезом колышка К над пикетным колышком ПК2 (рис. 8.19, б). Согласно рис. 8.6 (продольный профиль трассы) фактическая отметка $H_{ПК2} = 79,36$ м, проектная отметка пикетной точки ПК2 $H_{п.} = 79,90$ м, следовательно, искомое превышение (рабочая отметка) $h_p = H_{п.} - H_{ПК2} = +0,54$ м. Отрезок h_p измеряют рулеткой, верхний обрез колышка К будет находиться на проектной отметке.

Пример 3. Согласно рис. 8.19, в необходимо вывести на проектную отметку $H_{п.} = 182,100$ м горизонтальную поверхность бетонного пола производственного здания относительно рабочего репера Рп.Е, отметка которого $H_E = 180,046$ м. Для решения задачи с помощью нивелира берут отсчет e по рейке, поставленной на репер Е, а на стене здания по горизонтальному лучу нивелира отмечают рисками точки С, представляющие горизонт прибора. Вертикальное расстояние $h = CM$ от риски С до искомой точки М проектной поверхности измеряется с помощью рулетки. Но для точек, удаленных от стены, проектная высота поверхности бетонного пола определяется относи-

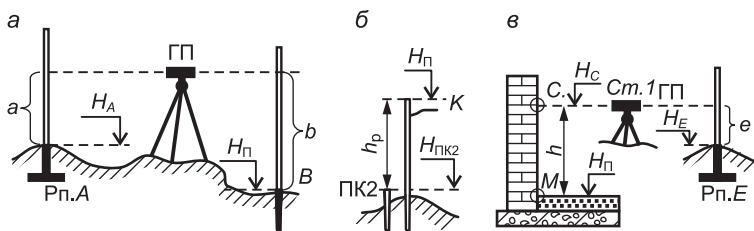


Рис. 8.19. Вынос точек на проектную отметку:
а – с помощью нивелира; б – рулетки; в – нивелира и рулетки

тельно горизонтального луча нивелира с помощью рейки при отсчете по ней $h = CM = H_E + e - H_{II}$. При $e = 2831$ мм находим $h = 777$ мм.

8.6.4. Совмещение точек со створом

Створ – это вертикальная плоскость, заданная двумя точками на местности или на сооружении. Линии и точки, находящиеся в створе, определяют с помощью визирного луча зрительной трубы теодолита, лазерного луча или тонкой проволокой. Промежуточные точки створа фиксируют геодезическими знаками (стержнями, гвоздями, иглами, метками и др.).

Для обозначения створа проволоку натягивают и с помощью отвесов O_A и O_B выставляют над точками A и B (рис. 8.20, а), определяющими положение створной плоскости. Промежуточные точки створа C_1 и C_2 находят с помощью либо нитяных, либо оптических отвесов и закрепляют. Поскольку проволоки и нитяные отвесы неустойчивы при воздействиях ветра, точность установки точек в створ бывает недостаточной.

Для разбивки створных точек теодолит центрируют над точкой A створа AB (рис. 8.20, б), визирный луч наводят на знак, поставленный над точкой B , а знаки C_1 и C_2 выставляют в створ по командам наблюдателя при двух положениях вертикального круга с погрешностями до 1–2 мм при расстоянии AB до 100–120 м. В случае использования лазерного визира точки выставляют в створ относительно центра лазерного пятна на экране переносной визирной цели, при этом погрешность установки в створ удаленных точек может возрастать до 3–5 мм. Для повышения точности и необходимого контроля разбивку створа лазерным прибором следует выполнять дважды – с противоположных его крайних точек.

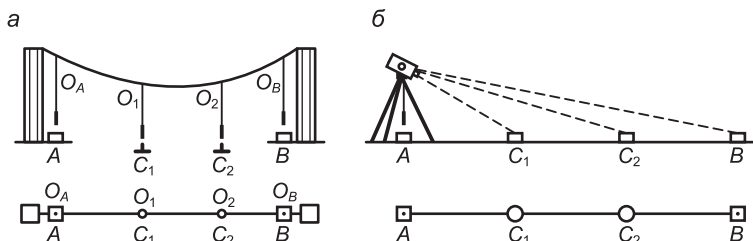


Рис. 8.20. Разбивки створа:
а – с помощью струны; б – с помощью теодолита

8.6.5. Построение вертикальной створной плоскости (вертикальное проецирование осевых точек наклонным лучом)

Согласно техническому нормативно-правовому акту «ТКП 45-1.03-26-2006. Геодезические работы в строительстве. Правила проведения» вертикальность конструкций высотой до 50 м можно задавать и проверять с помощью теодолита способом вертикальной плоскости. Для этой же цели также служат лазерные приборы соответствующей конструкции и точности. Теодолит центрируют над пунктом 1 (рис. 8.21), закрепляющим основную продольную ось здания и отстоящим от стены на расстоянии $L = 1,2 - 1,5 H$. Пункт 1 и осевая риска 3 на цоколе определяют направление вертикальной створной (осевой) плоскости, в которой лежит и определяемая осевая точка 2 на монтажном горизонте. Проверив установку цилиндрического уровня на алидаде горизонтального круга, визируют вертикальной нитью зрительной трубы на осевую риску 3, затем – на монтажный горизонт, где по указанию наблюдателя помощник отмечает риской 2 проекцию вертикальной нити визирной сетки. Эти построения выполняют дважды – при КП и КЛ, окончательным принимают среднее положение точки 2. Описанные действия носят также название *вертикальное проецирование осевых точек наклонным лучом*, и точка 2 рассматривается как вертикальная проекция на монтажный горизонт осевой точки 3 исходного горизонта.

Процесс проецирования можно ускорить с повышением условий безопасности труда для работника на монтажном горизонте. С этой целью проецирование ведут на шкалу рейки с сантиметровыми делениями, положенную горизонтально (рейка 2 на рис. 8.21). Рейка оснащается страховочным фалом и Г-образным упором для совмещения нулевого штриха шкалы с плоскостью продольной стены. Место проекции точек на рейку отсчитывают по ее шкале при КП и КЛ, расхождение между отсчетами допускается до $1/3$ ширины биссектора визирной сетки трубы, среднее из отсчетов принимается окончательным результатом. Соответ-

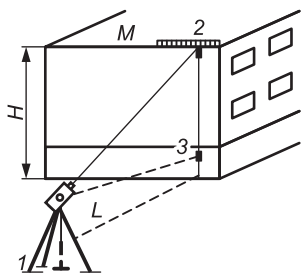


Рис. 8.21. Построение вертикальной плоскости

ствующую осевую риску переносят на конструкции с погрешностью 1–1,5 мм.

8.6.6. Построение линии заданного уклона

Такое построение выполняется, например, при укладке труб самотечной канализации. Для построения прямого отрезка с заданным постоянным уклоном на заданных отметках его точки A и B (рис. 8.22, *a*) выносят на проектные отметки H_A и H_B (см. рис. 8.19, *a*). Затем нивелир с уровнем, лазерный прибор или теодолит ставят над точкой A . Один из подъемных винтов подставки нивелира следует направить в сторону точки B , и, вращая его, наклонить зрительную трубу и визирный луч в положение $A'B'$, при котором отсчет по рейке, поставленной в точке B , равен v – высоте прибора над точкой A . В случае работы с теодолитом или лазерным визиром визирному или лазерному лучу придают наклонное положение наклоном зрительной трубы или трубы визира. Промежуточные колышки 1, 2, ..., n створа выставляют верхним торцом на прямую AB с помощью рейки по отсчету v . Погрешность высотного положения колышков составляет 1–5 мм.

8.6.7. Построение наклонной плоскости

В процессе выноса проекта площадки в натуру закрепляют ее контурные точки A, B, C и D , а также все вершины сетки квадратов (рис. 8.22, *б*). По проектному плану наклонной плоской площадки определяют проектные отметки контурных точек H_A, H_B, H_C, H_D . Затем выносят на проектные отметки верхние обрезы колышков в точках A, B, C и D способом, по-

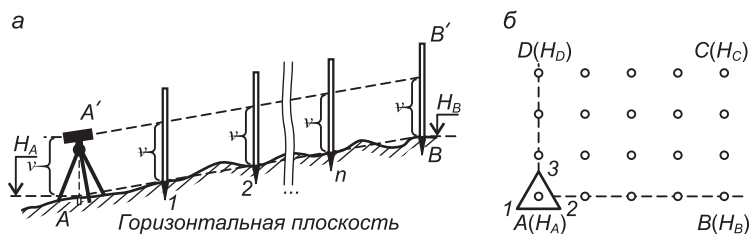


Рис. 8.22. Высотные разбивки:
a – наклонной прямой линии; *б* – наклонной плоскости

казанным на рис. 8.19, *а*. Нивелир, теодолит или лазерный построитель плоскости помещают на штативе над точкой *A* площадки и приводят в рабочее положение, чтобы визирный или лазерный луч описывали наклонную плоскость, параллельную проектной плоскости. Для этого штатив прибора ориентируют так, чтобы подъемный винт 3 подставки прибора был направлен в сторону точки *D*.

Для приведения вертикальной оси вращения зрительной трубы нивелира в положение, перпендикулярное проектной наклонной плоскости, измеряют высоту v нивелира, затем ставят рейку на проектную высоту в точке *B* и визируют зрительной трубой на эту рейку. Трубу наклоняют до получения отсчета v по рейке *B* вращением подъемных винтов 1 и 2 подставки. После этого визируют трубой нивелира на рейку, поставленную на проектную высоту кольшшка *D* и, вращая винт 3 подставки, наклоняют трубу до получения отсчета v . Проверяют отсчет по рейке на кольшшке *B* и делают контрольный отсчет по рейке, поставленной в точке *C*. Убедившись в равенстве отсчетов для реек, поставленных на проектные отметки в точках *B*, *C* и *D*, приступают к установке на проектную высоту верха кольшшков во всех вершинах квадратов и в других точках при необходимости. Для каждого такого кольшшка отсчет по рейке относительно наклонного визирного луча должен равняться постоянной величине v .

Аналогично действуют при придании вертикальной оси вращения теодолита или лазерного прибора нужного наклона и последующей установке каждого кольшшка на проектную высоту.

8.6.8. Передача отметок в котлован и на монтажный горизонт

Данная передача отметок выполняется с помощью либо светодальномера (лазерной рулетки), либо механической рулетки. Мерную ленту (рулетку) с миллиметровыми или сантиметровыми делениями шкалы подвешивают на устойчивой консоли, к нижнему концу рулетки присоединяют груз массой 10 кг и опускают в ведро с вязкой жидкостью для гашения раскачиваний груза. По горизонтальному лучу нивелира берут отсчеты по шкалам рейки и рулетки. Отметка точки *B* ($R_{п.В}$) на дне котлована (рис. 8.23, *а*) определяется по формуле

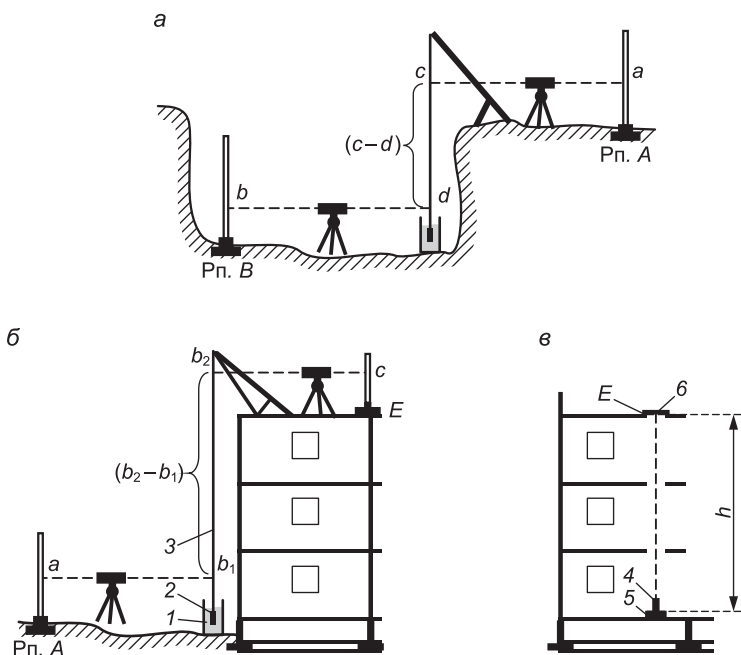


Рис. 8.23. Передача отметок:

a – на дно котлована; b – через подвешенную рулетку; b – лазерной рулеткой; 1 – емкость с вязкой жидкостью; 2 – груз; 3 – рулетка; 4 – лазерная рулетка; 5 – высотный знак; 6 – пластина; E – репер монтажного горизонта

$$H_B = H_{\text{Pп.А}} + a - (c - d) - b.$$

Отметка точки E на монтажном горизонте (рис. 8.23, б) равна

$$H_E = H_{\text{Pп.А}} + a + (b_2 - b_1) - c.$$

Погрешность превышения $h = a + (b_2 - b_1) - c$ оценивается по формуле

$$m_h^2 = m_a^2 + m_{b_1}^2 + m_{b_2}^2 + m_c^2 + m_h^2 \approx 4m_0^2 + m_h^2,$$

где $m_0 \approx 1$ мм – погрешность отсчета по шкале рейки и рулетки с сантиметровыми делениями; $m_h \approx 2$ мм – вероятная погрешность превышения за счет нестабильности среды и отклонения силы натяжения рулетки, тогда $m_h \approx \pm 3$ мм, а такая

точность передачи отметки на монтажный горизонт высотой до 15 м отвечает требованиям ТКП 45-1.03-26-2006 (02250) [12], приведенным в табл. 8.2, п. 13.

При передаче отметки при помощи лазерной рулетки (рис. 8.23, в) превышение h определяется с погрешностью

$$m_h = \sqrt{m_D^2 + m_5^2 + m_E^2},$$

где m_D равно 2–3 мм – погрешность светодальномера; m_5 и m_E – погрешности высотного положения пластин упора и светоотражателя относительно реперов 5 и E.

На каждый репер монтажного горизонта отметки передают отдельно от реперов исходного горизонта. Точность передачи контролируется сравнением разности полученных отметок реперов монтажного горизонта с измеренным нивелиром превышением между ними. Расхождение допускается до 2–3 мм или до величины, установленной ППГР.

В рабочую длину рулетки (ее отрезок $b_2 - b_1$ между двумя горизонтами нивелиров) вводят поправки на компарирование (ΔK), растяжение (ΔP) и температурную (Δt).

Поправка на растяжение рулетки от груза, подвешенного к ней, определяется по формуле

$$\Delta P = Q \cdot l / E \cdot F,$$

где Q – масса груза, кг; l – длина рулетки между горизонтами двух нивелиров, м; E – модуль упругости, кг/см² (для стали $E = 2 \cdot 10^6$); F – площадь поперечного сечения рулетки, см².

Поправка температурная определяется по формуле

$$\Delta t = \alpha (t - t_0) l,$$

где α – коэффициент температурной деформации рулетки на 1 °С (для стали $\alpha = 0,0000125$; для нержавеющей стали $\alpha = 0,0000205$); t и t_0 – соответственно температура рулетки в процессе измерений и компарирования.

Определение превышения по вертикальному лучу лазерной рулетки производят сквозь геодезические отверстия, предусмотренные ППГР. Схема измерений должна быть геометрически несложной. Например, на исходном горизонте на высотный знак 5 ставят одной точкой пластину с двумя подъемными винтами. Подставку горизонтируют по уровню, на нее

устанавливают лазерную рулетку, оснащенную соответствующей арматурой для приведения лазерного пучка к отвесному направлению. На высотный знак E монтажного горизонта аналогично опирают вторую пластину, нижняя поверхность которой должна быть светоотражающей или снабжена маркой-светоотражателем. Лазерной рулеткой измеряют вертикальное расстояние h_p с погрешностью около 2–3 мм, а искомое превышение h вычисляется по формуле

$$h = h_p + \Delta\Pi + \Delta O + \Delta M,$$

где $\Delta\Pi$ – поправка на толщину пластины b ; ΔO – поправка на место нуля дальномера; ΔM – поправка на толщину отражающей марки.

Превышение h следует определить не менее двух раз с переустановкой приспособлений для измерения.

Разность отметок реперов монтажного горизонта и измеренного нивелиром превышения между ними допускается до 3–4 мм. Средние квадратические погрешности передачи строительных отметок на монтажный горизонт приведены в табл. 8.2, п. 13.

8.7. Точность разбивочных работ

Различают требования к точности разбивочных работ по выносу проекта зданий и сооружений в натуру и к точности детальным разбивочным работ при возведении объекта. **Точность выноса в натуру** осей зданий и сооружений промышленного и гражданского строительства обычно соответствует графической точности топографических планов и чертежей, на которых решено проектное размещение объектов нового строительства относительно существующих объектов, и характеризуется средней погрешностью измерения расстояний по плану, вычисляемой по формуле (2.4), т.е. $\Delta d = 0,0005 M$, где M – знаменатель масштаба плана. При $1 : M = 1 : 500$ находим $\Delta d = \pm 0,25$ м. После выноса главных или основных осей объекта в натуру с началом его возведения приступают к *детальным разбивочным работам* и вступает в действие *система допусков*, обеспечивающих заданную геометрическую точность возведения данного строительного объекта, предусмотренную техническими нормативными правовыми актами

в области строительства и проектной документацией на данный объект. При этом геодезические разбивочные работы выполняются с погрешностями, не превышающими нескольких миллиметров (см. табл. 8.2).

Согласно ТКП 45-1.03-26-2006 (02250) [12] расчетные показатели требуемой точности геодезических разбивочных работ определяются по формулам:

$$\delta_{г. ср} \leq 0,16\Delta x; \quad (8.27)$$

$$\delta_{г. пр} \leq 0,4\Delta x, \quad (8.28)$$

где $\delta_{г. ср}$ – средняя квадратическая суммарная погрешность принимаемого метода и средств измерений; $\delta_{г. пр}$ – предельная погрешность принимаемого метода и средств измерений; Δx – допустимое отклонение измеряемого геометрического параметра, установленное нормативно-технической документацией на объект.

На практике вместо формулы (8.27) для измерений в процессе и контроле точности изготовления и установки элементов, а также при контроле точности разбивочных работ выбирают средства и методы измерений, предельная суммарная метрологическая погрешность которых удовлетворяет условию

$$\delta_{г} \leq 0,2\Delta x, \quad (8.29)$$

т.е. средняя квадратическая погрешность разбивочных измерений должна быть в пять раз меньше допустимого геометрического отклонения конструкции, а допустимая погрешность принимается по условию (8.28), т.е.

$$\delta_{г. доп} = 2\delta_{г} = 0,4\Delta x. \quad (8.30)$$

В табл. 8.2 приведены значения строительных допусков Δx и величины среднеквадратических погрешностей разбивочных измерений $\delta_{г} = 0,2\Delta x$ для основных видов строительно-монтажных работ. Погрешности $\delta_{г}$, отвечающие условию (8.29), относят к пренебрежимо малым. В практике монтажа геометрически высокоточных сооружений и прецизионного оборудования принимают, что погрешности разбивочных работ должны быть ничтожно малыми и удовлетворять соотношению

$$\delta'_{г} \leq 0,1\Delta x. \quad (8.31)$$

**Допустимые геометрические отклонения
строительных конструкций и средние квадратические погрешности
разбивочных работ при возведении гражданских
и промышленных зданий**

Вид геометрического отклонения	Допустимые отклонения Δ , мм	Средние квадратические погрешности разбивки δ_r , мм
1	2	3
1. Горизонтальное смещение осей фундаментных блоков и стаканов относительно монтажных осей	± 13	± 3
2. Отклонение поверхности основания под фундаменты в котловане	-10	± 3
3. Отклонение отметок верхней опорной поверхности фундамента в гражданских зданиях	± 10	± 2
4. Отклонение поверхности ленточного фундамента от горизонтального положения на 10 м длины	± 10	± 2
5. Отклонение отметки дна стакана фундаментов в производственных зданиях	-20	± 4
6. Смещения опалубки в плане	± 15	± 3
7. Отклонения опалубки от вертикали: на 1 м высоты на высоту фундамента	± 5 ± 20	± 1 ± 4
8. Отклонение отметки поверхности фундамента для опирания стальной колонны: по высоте по уклону	± 5 1/1000	± 1 1/5000
9. Смещения опорных болтов в плане, расположенных: внутри контура опоры вне контура опоры	± 5 ± 10	± 1 ± 2
10. Отклонение отметки вертикального торца анкерного болта	± 20	± 4
11. Отклонение оси колонны от разбивочной оси: в нижнем сечении в верхнем сечении при высоте колонны: до 8 м 8-16 м свыше 16 м	± 5 ± 20 ± 25 0,001H	± 1 ± 4 ± 5 ± 7
12. Боковое отклонение стеновой панели и блоков: в нижнем сечении в верхнем сечении	± 5 ± 10	± 1 ± 2

1	2	3
13. Передача отметки на высоту монтажного горизонта:		
до 15 м	–	±3
свыше 15 до 60 м	–	±4
свыше 60 до 100 м	–	±5
свыше 100 до 120 м	–	±6
14. Разность отметок поверхности покрытия:		
в пределах этажа	±20	±4
на комнату	±10	±2
15. Подкрановые балки:		
смещение продольной оси балки с разбивочной оси	±5	±1
отклонение по высоте консолей на двух соседних колоннах вдоль ряда и в пролете	±15	±4
16. Подкрановые рельсы (по головке):		
разность отметок на соседних опорах ряда	±15	±4
разность отметок на опорах в пролете	±20	±4
отклонение в расстоянии между рельсами	±10	±2
отклонение рельса от прямой линии на участке длиной 40 м (мостовые краны)	±15	±4
17. Плановая и высотная разбивка:		
типового оборудования	–	±(1–3)
прецизионных оборудования и направляющих опор	–	±(0,2–1)
уникальных прецизионных конструкций	–	±(0,05–0,2)

Примеры значений δ'_r приведены в п. 17 табл. 8.2.

При геодезических разбивках показатели точности линейных и угловых измерений следует обосновывать, придерживаясь по возможности условия их «равной значимости», рассмотренного в п. 5.4. Например, если согласно ТКП [12, табл. 1] задана допустимая относительная погрешность измерения линии $(1/T)_{\text{доп}}$, то согласно формуле (2.20) при разбивке должен применяться угломерный прибор, погрешность которого

$$\Delta\beta' \leq \rho'(1/T)_{\text{доп}}; \quad \Delta\beta'' \leq \rho''(1/T)_{\text{доп}}, \quad (8.32)$$

где $\rho' = 3438'$; $\rho'' = 206\,265''$ – число минут и секунд в радиане.

Если же указана допустимая погрешность измерения горизонтальных углов $\Delta\beta_{\text{доп}}$, то в соответствии с формулой (8.32) определяется допустимая относительная погрешность измерения линии $(1/T)_{\text{доп}}$. Затем вычисляется допустимая абсолютная погрешность измерения линии

$$\left. \begin{aligned} \Delta D_{\text{доп}} &= D(\Delta\beta'_{\text{доп}} / \rho') \leq \Delta x_{\text{пред}}; \\ \Delta D_{\text{доп}} &= D(\Delta\beta''_{\text{доп}} / \rho'') \leq \Delta x_{\text{пред}}, \end{aligned} \right\} \quad (8.33)$$

где $\Delta x_{\text{пред}}$ – предел допустимой абсолютной погрешности измерения линии.

8.8. Способы разбивки главных и основных осей

Проектная точность координат основных осей сооружения. Проект размещения отдельных зданий и сооружений в плане и по высоте отображается на генеральном плане строительной площадки (см. п. 8.12). Координаты точек осей сооружения могут быть рассчитаны аналитически, в этом случае их точность соответствует точности геодезической основы стройплощадки и вынос осей сооружения в натуру выполняется с соответствующей высокой точностью. Если координаты осевых точек определяются графически по генеральному плану, то их точность определяется графическими погрешностями чертежа, составляющими в линейном измерении в среднем $\Delta d_{\text{п}} = 0,5\text{--}0,7$ мм, при этом погрешности координат, определенных по генплану масштаба $1 : M$, достигают значений $\Delta d = \Delta d_{\text{п}}M$. При масштабе плана $1 : 500$ координаты осевых точек сооружения определяются с точностью $\Delta d = 0,25\text{--}0,35$ м. На застроенной городской территории вынос осей в натуру осуществляется относительно ближайших пунктов съемоchnого обоснования, например вершин теодолитного хода.

Вынос оси сооружения в натуру от пунктов теодолитного хода. Согласно рис. 8.24 в городской системе прямоугольных координат известны координаты пунктов теодолитного хода: пункта Т3 – $x_{Т3}, y_{Т3}$; пункта Т4 – $x_{Т4}, y_{Т4}$. С использованием генплана определены и уточнены расчетом координаты точек 1 и 2 основной оси АА – x_1, y_1 и x_2, y_2 . Для выноса в натуру точек 1 и 2 выбран полярный способ. Например, чтобы вынести точку 1, необходимо с помощью теодолита построить проектный угол β_1 и на направлении Т3 – 1 измерить проектное расстояние d_1 . Аналогично по проектным углу β_2 и расстоянию d_2 выносят точку 2. Для контроля вынос повторяют относительно пункта Т4. Несовпадение результатов выноса допускается до 20–50 мм. Среднее положение точек 1 и 2 обозначают временными знаками (стержнями или гвоздями).

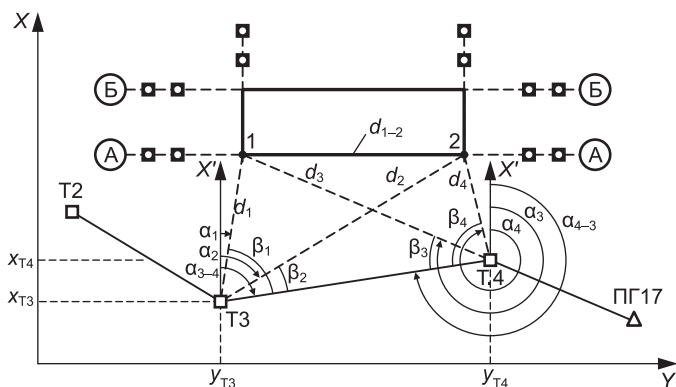


Рис. 8.24. Схема выноса точек 1 и 2 оси А–А от пунктов теодолитного хода

Вынос завершают измерением расстояния d_{1-2} . Чтобы оно равнялось проектному, один из знаков соответственно перемещают в створе оси А–А. Затем точки 1 и 2 закрепляют окончательно. Относительно точек линии 1–2 производят дальнейший вынос основных и дополнительных осей.

Расчет проекта выноса оси А–А в натуру. В примере рис. 8.24 угол β_1 равен разности дирекционных углов α_{3-4} и α_1 линий ТЗ–Т4 и ТЗ–1, т.е. $\beta_1 = \alpha_{3-4} - \alpha_1$. Аналогично находим

$$\beta_2 = \alpha_{3-4} - \alpha_2; \quad \beta_3 = \alpha_3 - \alpha_{3-4}; \quad \beta_4 = \alpha_4 - \alpha_{4-3}.$$

Дирекционные углы и проектные расстояния определяют решением обратной геодезической задачи, например, для линии ТЗ–1 в такой последовательности: вначале вычисляют тангенс румба:

$$\operatorname{tg} r_{\text{ТЗ-1}} = \Delta y / \Delta x = (y_1 - y_{\text{ТЗ}}) / (x_1 - x_{\text{ТЗ}}),$$

а затем численное значение румба:

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

По знакам разностей $(y_1 - y_{\text{ТЗ}})$ и $(x_1 - x_{\text{ТЗ}})$ определяют название четверти румба и вычисляют дирекционный угол α_1 . Длину d_1 находят по двум из следующих формул:

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

Пример 8.4. Вычислить длину d_1 и дирекционный угол α_1 линии ТЗ–1, если известны координаты точек ТЗ и 1: $x_{ТЗ} = 200,00$ м; $y_{ТЗ} = 400,00$ м; $x_1 = 286,34$ м; $y_1 = 450,46$ м.

Решение. $\text{tg} r_{ТЗ-1} = (450,46 - 400,00) / (286,34 - 200,00) = + 50,46 / +86,34 = + 0,58443$, а также $\text{arctg}(\Delta y / \Delta x) = 30,299^\circ = 30^\circ 17,9'$. По знакам $+\Delta x$ (С – к северу), $+\Delta y$ (В – к востоку) найдем $r_{ТЗ-1} = \text{СВ}: 30^\circ 17,9'$, а дирекционный угол $\alpha_{ТЗ-1} = r_{ТЗ-1} = 30^\circ 17,9'$.

Далее вычислим $d_{1-2} = 86,34 / \cos 30,299^\circ = 86,34 / 0,86341 = 100,00$ м; $d_{1-2} = \sqrt{86,34^2 + 50,46^2} = 100,00$ м.

Способы выноса главных и основных осей. Полярный способ, способ прямоугольных координат, угловых, линейных и створных засечек выбирают в зависимости от ситуации на стройплощадке. Вследствие погрешностей проекта выноса и выполненных измерений фактическое положение объекта на местности в плане отличается от проектного положения. Это отличие оценивается *средней квадратической погрешностью выноса проекта в натуру*:

$$m_{\text{пр}}^2 = m_{\text{р}}^2 + m_{\text{ф}}^2 + m_{\text{и}}^2, \quad (8.34)$$

где $m_{\text{р}}$, $m_{\text{ф}}$, $m_{\text{и}}$ – соответственно средние квадратические погрешности измерений при разбивках, фиксации вынесенных точек и исходных данных (координат исходных пунктов либо проектных расстояний и углов).

Погрешности разбивочных работ зависят от точности используемых приборов и способов работы с ними.

Погрешности фиксирования вынесенной точки определяются способами ее переноса от визирной цели на знак и закрепления на нем. С помощью оптического отвеса ось визирной цели проецируется на знак с погрешностью $m_{\text{ф}} = 1$ мм, а при визировании зрительной трубой на стержень или карандаш, поставленный на знак, с погрешностью $m_{\text{ф}} = 1,5\text{--}2$ мм.

Погрешности исходных данных можно оценить приближенно по формуле

$$m_{\text{и}} = l / T,$$

где l – длина стороны строительной сетки; T – знаменатель относительной погрешности величины l , например при $1 / T = 1 / 5000$ и $l = 100$ м, находим $m_{\text{и}} = 20$ мм.

Способ полярных координат используется для выноса в натуру осевых точек (осей) сооружений. Положение на мест-

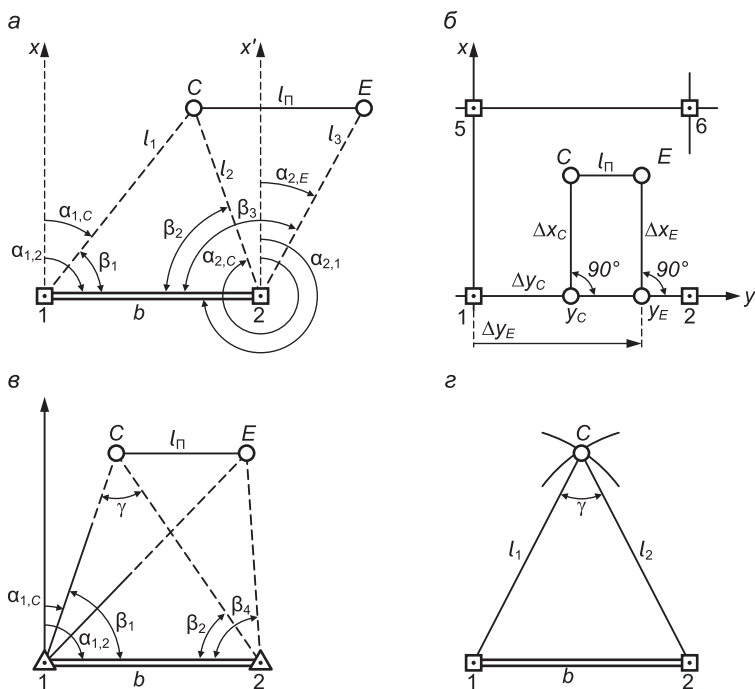


Рис. 8.25. Вынос в натуре оси сооружения способами:

a – полярных координат; *б* – прямоугольных координат; *в* – угловой засечки; *г* – линейной засечки

ности оси CE (рис. 8.25, *a*) определяется точками C и E . Точку C выносят относительно пункта 1 и стороны $1-2$ строительной сетки, построив проектный горизонтальный угол β_1 и проектное расстояние l_1 . Для контроля строят угол β_2 и проектное расстояние l_2 . Точку E выносят по углу β_3 и расстоянию l_3 . В заключение измеряют расстояние CE , которое должно равняться проектному значению l_n с погрешностью $\Delta l_n = 1-2$ см, соответствующей значению $m_{пр}$, рассчитанному по формуле (8.35).

Расчетную погрешность горизонтального расстояния полярного способа выноса в натуре отдельной осевой точки можно вычислить по формуле

$$\delta_{г.р.} = \sqrt{m_d^2 + (dm_\beta / \rho'')^2 + m_n^2 + m_c^2 + m_\phi^2}, \quad (8.35)$$

где m_d – погрешность горизонтального расстояния d ; m_β – погрешность горизонтального угла; $m_{и}$ – погрешность положения исходного пункта; $m_{ц}$ – погрешность центрирования теодолита; m_ϕ – погрешность фиксации точки.

Способ прямоугольных координат применяют в том случае, если ось CE сооружения расположена вблизи стороны 1–2 строительной сетки (рис. 8.25, б). Координаты пунктов 1 и 2 сетки известны. Координаты точек C и E могут быть заданы проектом или же их определяют по плану графическим способом. Для выноса в натуру оси CE вычисляют длины взаимно перпендикулярных отрезков $\Delta y_C = y_C - y_1$ и $\Delta x_C = x_C - x_1$, а также $\Delta y_E = y_E - y_1$ и $\Delta x_E = x_E - x_1$. На строительной площадке теодолит ставят над пунктом 1 и зрительной трубой задают створ 1–2, в котором строят отрезки Δy_C и Δy_E . В полученных точках с помощью теодолита и рулетки под углами 90° строят перпендикуляры Δx_C и Δx_E , закрепляют вынесенные точки C и E . Для контроля измеряют расстояние $CE = l_{п}$.

Погрешность выноса в натуру точек C и E способом перпендикуляров можно оценить по формуле

$$m_C = \sqrt{m_x^2 + m_y^2 + (\Delta x m_\beta / \rho'')^2 + (\Delta y m_\beta / \rho'')^2 + m_{и}^2 + 2m_{ц}^2 + 2m_\phi^2}, \quad (8.36)$$

где m_x , m_y , m_β , $m_{и}$, $m_{ц}$, m_ϕ – средние квадратические погрешности соответственно построения отрезков Δx и Δy , угла β , координат исходного пункта $m_{и}$, центрирования теодолита $m_{ц}$ (над пунктом 1 и вершиной прямого угла), фиксирования точек m_ϕ (вершины угла и точки C).

Способ прямой угловой засечки используется для вноса в натуру точек, находящихся за препятствием (например, водоемом, изрытым участком), не позволяющим применить мерную ленту. Для расчета проекта выноса в натуру точек C и E (рис. 8.25, в) необходимо знать координаты этих точек и геодезических пунктов 1 и 2. Решая обратные геодезические задачи, находят дирекционные углы α_i направлений 1–2, 1– C , 2– C , 1– E , 2– E и вычисляют горизонтальные углы $\beta_1 = \alpha_{1-2} - \alpha_{1-C}$; $\beta_2 = \alpha_{2-C} - \alpha_{2-1}$ и т.д.

Точку C сначала находят на пересечении сторон углов β_1 и β_2 , а затем эти же углы строят с повышенной точностью и уточняют положение точки C . Аналогично выносят точку E и для контроля измеряют отрезок $l_{п}$.

Расчетная погрешность выноса точек C и E прямой угловой засечкой от стороны $1-2$ строительной сетки (базиса b) определяют по формуле

$$m_C = \sqrt{\left\{ [m_{\beta} / (\rho'' \sin \gamma)]^2 + (m_{\alpha} / b)^2 \right\} (l_1^2 + l_2^2) + m_{\alpha}^2 + m_{\phi}^2}, \quad (8.37)$$

где γ – угол засечки, который не должен быть меньше 30° и не больше 150° . Наиболее точно угловая засечка выполняется при $\gamma = 109^\circ$.

Способ линейной засечки применяется на ровных участках стройплощадки при расстояниях до определяемых точек не более длины мерной ленты. Точку C (рис. 8.25, z) находят в пересечении двух дуг, радиусов l_1 и l_2 , заданных мерной лентой и прочерченных на поверхности выноса. Погрешность положения точки C определяется по формуле

$$m_C = \sqrt{2(m_l / \sin \gamma)^2 + m_{\alpha}^2 + m_{\phi}^2}, \quad (8.38)$$

где m_l – средняя квадратическая погрешность построения радиусов l_1 и l_2 .

Способ створной засечки используется для выноса осей сооружения относительно пунктов и сторон строительной сетки, при детальной разбивке осей сооружения относительно основных осей и разбивке осей под установку оборудования (рис. 8.26, a). На осях AA_1, BB_1, EE_1, KK_1 расположены створные знаки $1, 2$ и $3, 4$, а определяемая точка C находится в пересечении створов $1-2$ и $3-4$, заданных этими знаками. Точку C определяют либо относительно проволок, натянутых в ство-

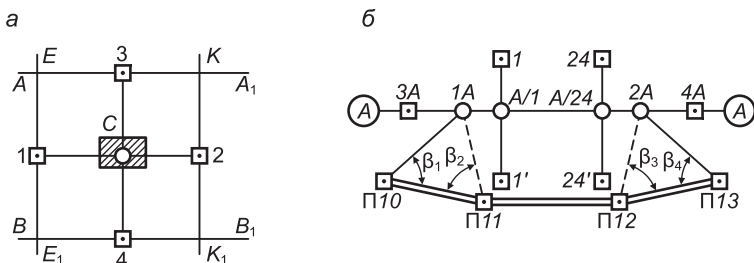


Рис. 8.26. Разбивки точек и осей:

a – створной засечкой; b – протяженной оси полярным способом

рах, и отвеса, либо по визирным лучам двух теодолитов, поставленных над створными знаками.

Погрешность планового положения точки C рассчитывается по формуле

$$m_C = \sqrt{m_1^2 + m_2^2 + m_{\text{н}}^2 + m_{\text{ф}}^2}, \quad (8.39)$$

где m_1 и m_2 – погрешности построения створов 1–2 и 3–4. Значения

$$m_1^2 = m_2^2 = m_{\text{ц}}^2 + m_{\text{р}}^2 + m_{\text{в}}^2 + m_{\text{п}}^2. \quad (8.40)$$

В формуле (8.40) учитываются средние квадратические погрешности центрирования теодолита или проволоки $m_{\text{ц}}$, центрирования визирной цели $m_{\text{р}}$, визирования зрительной трубой $m_{\text{в}}$ и колебаний проволоки $m_{\text{п}}$.

Разбивка протяженной оси относительно пунктов геодезической сети. Главная или основная ось А–А крупного здания или сооружения в натуре обозначается внешними знаками 1А и 2А геодезической разбивочной основы, далеко отстоящими друг от друга (рис. 8.26, б), которые могут выноситься от различных пунктов геодезической сети стройплощадки П10, П11 и П12, П13. В нашем примере осевые точки 1А и 2А вынесены полярным способом с контролем по углам β_2 и β_4 . Дополнительные пункты 3А и 4А закрепления оси выносят в створ АА с помощью зрительной трубы теодолита. В створе основной оси А–А линейными промерами находят положение точек А/1 и А/24 ее пересечения с поперечными осями 1–1' и 24–24'. Поперечные оси задают под прямым углом к А–А с помощью теодолита и закрепляют знаками 1, 1' и 24, 24' внешней геодезической основы здания, сооружения.

Разбивка основных осей относительно разбивочной сетки стройплощадки. На разбивочном чертеже (рис. 8.27, а) показаны пункты 12, 20, 21 и 13 прямоугольной строительной геодезической сетки и основные оси А–А, Г–Г, 1–1 и 12–12 здания. Прямоугольные координаты точек Г/1, А/1, А/12, Г/12 пересечения основных осей заданы генпланом и размерами здания. Например, для точки Г/1 координаты $x_{Г1} = 254,40 = = A_2 + 54,40$; $y_{Г1} = 482,20 = B_4 + 82,20$ м. При выносе в натуре основных осей способом прямоугольных координат на разбивочном чертеже указываются привязки точек к пунктам строительной сетки по направлениям, параллельным и пер-

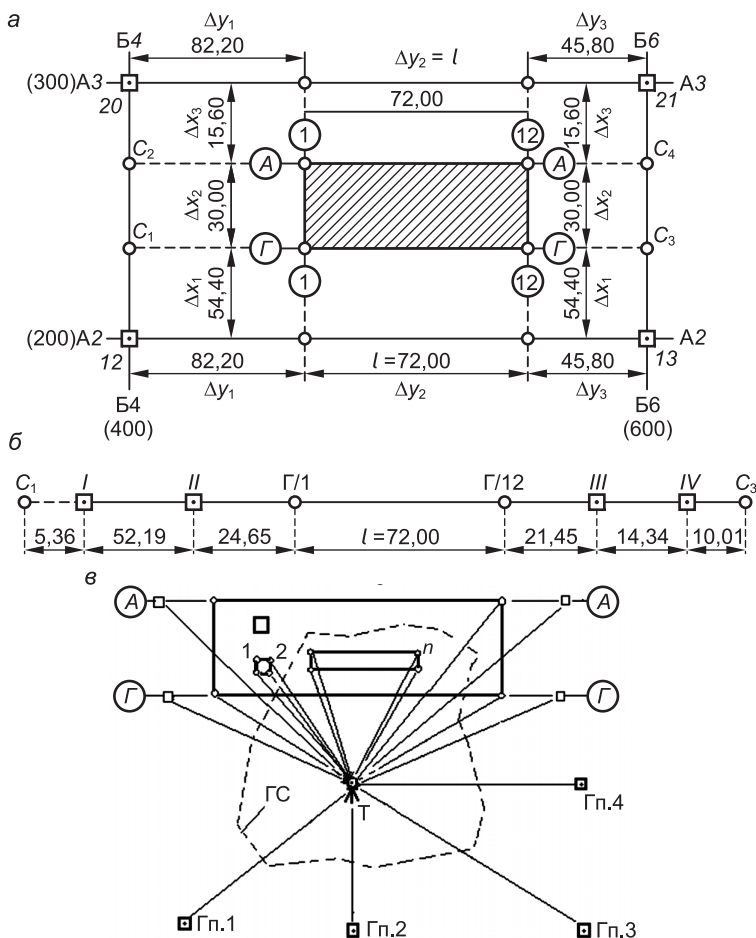


Рис. 8.27. Разбивка основных осей и точек конструкций:

а, б – разбивка основных осей от пунктов строительной сетки с помощью теодолита и рулетки или электронного тахеометра (*а* – продольных и поперечных осей; *б* – основной оси Г–Г); *в* – разбивка основных осей и точек конструкций (детальные разбивки) с помощью электронного тахеометра методом свободной станции (Г – электронный тахеометр; ГС – граница зоны свободных станций; Гп.1–Гп.4 – исходные геодезические пункты; 1, 2, ... *n* – контрольные точки конструкций)

пендикулярным к ее сторонам. Например, для точки Г/1 $\Delta y_1 = y_{Г/1} - Б4 = 482,20 - 400,00 = +82,20$ м; $\Delta x_1 = x_{Г/1} - А2 = (А2 + 54,40) - А2 = +54,40$ м. Для точки Г/12 $\Delta y_3 = Б6 - (Б5 + 54,20) = 600,00 - 554,20 = +45,80$ м (контроль: $\Delta y_1 + \Delta y_2 +$

+ $\Delta y_3 = 82,20 + 72,00 + 45,80 = 200,00$ м). Аналогично вычисляются и контролируются значения Δx_1 , Δx_2 и Δx_3 .

Для перенесения в натуру основных осей Г–Г и А–А теодолит ставят над пунктом 12 и визируют зрительной трубой на пункт 20. В створе 12–20 с помощью рулетки и зрительной трубы теодолита находят положение точек C_1 и C_2 на расстояниях Δx_1 и $\Delta x_1 + \Delta x_2$ от пункта 12. Закрепив створные точки C_1 и C_2 временными знаками (например, колышком с гвоздем), для контроля измеряют фактические величины отрезков Δx_1 , Δx_2 и Δx_3 в створе 12–20. Аналогично действуют при выносе в натуру створных точек C_3 и C_4 между пунктами 13 и 21.

Точки C_1 и C_3 , C_2 и C_4 определяют положение осей Г–Г и А–А. Для закрепления, например, оси Г–Г в створе C_1 – C_3 (рис. 8.27, б) выбирают места осевых знаков I, II, III, IV вне зоны предстоящих земляных и наземных работ и не ближе $(1,2 - 1,5)H$ от стены будущего здания, где H – его высота. На поверхность осевого знака по теодолиту вначале переносят осевую точку и закрепляют ее лункой от удара молотком по керну или пересечением штрихов насечки. Затем измеряют расстояния между точками C створов и осевыми точками и вычисляют расстояния от створных точек до точек Г/1–Г/12 и выносят эти точки в створ с помощью теодолита и рулетки. Измеряют отрезок l , который должен быть равен проектному расстоянию между основными поперечными осями. Таким же способом выносят основную ось А–А и закрепляют ее створными знаками. Выносят и закрепляют временными знаками точки А/1 и А/12. С помощью теодолита и рулетки в створе точек А/1 и Г/1 находят положение знаков, закрепляющих основную ось 1–1, а в створе точек А/12 и Г/12 – основную ось 12–12.

Разбивочные работы с помощью электронного тахеометра методом свободной станции. В стесненных условиях строительной площадки зачастую невозможно обеспечить сохранность центров геодезических пунктов, закрепляющих оси здания. Электронные тахеометры позволяют выполнять разбивочные работы относительно внеосевых точек (со свободных станций), одновременно они ускоряют процесс разбивочных работ и исполнительных съемок, но для эффективного применения таких приборов требуется выполнить предварительный расчет проектных плановых и высотных координат каждой опорной и контрольной точки, необходимой для при-

дания зданию, сооружению проектного положения на местности, заданной геометрической формы в целом и в деталях. Расчет ведется в системе координат строительной площадки.

При методе свободной станции прибор устанавливается в некоторой точке Т (рис. 8.27, в), где существует видимость на исходные пункты разбивочной основы Гп.1 – Гп.4, при этом из точки Т возможна передача проектных значений плановых и высотных координат на осевые знаки здания, его габаритные точки и на контрольные точки 1, 2, ..., *n* строительных конструкций. Координаты центра Т электронного тахеометра определяются обратной геодезической засечкой по следующим данным: измеренным расстояниям до каждого исходного пункта, измеренным соответствующим горизонтальным и вертикальным углам, известным плановым и высотным координатам исходных пунктов. Задача решается в вычислительном модуле тахеометра соответственно встроенному меню стандартных программ. Для обеспечения надежности обратной геодезической засечки ее необходимо выполнять не менее чем по трем исходным пунктам, над которыми устанавливается светоотражатель. Точность определения координат тахеометра составляет около 3 мм.

После определения координат и ориентации электронного тахеометра приступают к выносу заданных точек в натуру по их проектным плановым и высотным координатам. Работа выполняется в такой последовательности:

- в электронный блок вводят проектные координаты заданной к выносу точки, светоотражатель на опоре ставят над предполагаемым местом искомой точки, наводят на него центр визирной сетки трубы, после команды «пуск» измеряются расстояние и угловые координаты точки, вычислительный модуль тахеометра определяет фактические координаты светоотражателя и рассчитывает величины перемещения светоотражателя в проектную точку в плане – вдоль визирного луча и поперек него;

- результат переустановки светоотражателя проверяется повторным измерением, при необходимости положение светоотражателя корректируют;

- при окончательном выносе точки в плане определяется также ее фактическая отметка и ее отклонение от проектного значения. Погрешность выноса осевых и контрольных точек конструкций относительно тахеометра на расстояниях до 100 м составляет в плане около 3 мм и близка к значению $\delta \leq \Delta x / 3 =$

$= 10 / 3 \approx 3$ мм при предельно допустимой погрешности $0,4\Delta x = 0,4 \cdot 10 = 4$ мм, где $\Delta x = 10$ мм – допустимое отклонение конструкции. Погрешность выноса точек по высоте составляет около 2 мм.

Строительная обноска. Она применяется для создания удобных условий по установке строительных конструкций в проектное положение относительно основных и дополнительных осей здания или сооружения на стадии устройства фундаментов и других элементов «нулевого цикла строительства». На рис. 8.28 показана *сплошная строительная обноска* в виде обрезных досок, горизонтально закрепленных на столбах. Контур обnosки размещают за пределами зоны земляных работ при рытье котлована на расстоянии 3–6 м от его верхней бровки. Стороны обnosки должны быть параллельны соответствующим осям здания при допустимом отклонении до 0,1 м на длину участка обnosки в 15–20 м. Верхняя кромка досок должна быть горизонтальной, ее задают нивелиром с погрешностью не более 0,02 м.

Створная строительная обноска (рис. 8.29) представлена парами столбов, поставленными в створах закрепляемых осей. Используется также многоразовая *инвентарная обноска*, в виде сборно-разборной конструкции, включающей набор металли-

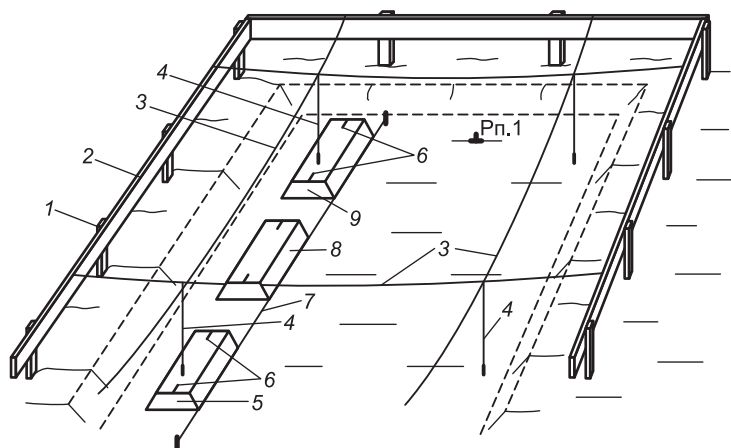


Рис. 8.28. Сплошная обноска и монтаж блоков ленточного фундамента:

1 – столб; 2 – горизонтальная доска обnosки; 3 – проволока осевая; 4 – отвес; 5, 9 – крайние фундаментные блоки; 6 – осевые риски; 7 – проволока-причалка; 8 – промежуточный фундаментный блок (не установлен окончательно); Pn. 1 – строительный репер

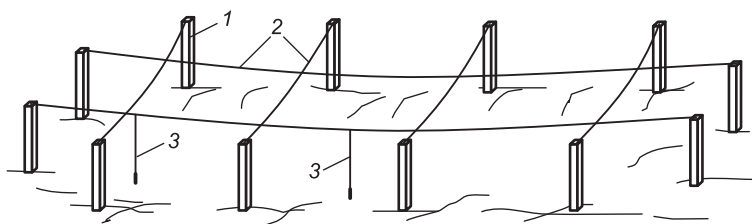


Рис. 8.29. Створная строительная обноска:
1 – столб; 2 – проволока; 3 – отвес

ческих полых якорей, которые забивают в землю на глубину до 0,5–0,7 м. В якоря вставляют металлические стойки, к ним хомутами крепятся горизонтальные трубчатые штанги. На штанги надеты передвигные муфты, на которых и обозначаются осевые точки, по этой причине якоря не ставят на осях объекта.

Перенесение на обноску строительных осей. Сначала на обноску выносят главные или основные оси с помощью теодолита, который ставят над соответствующим створным знаком и направляют визирную ось на центр парного створного знака, после чего визируют на обноску и отмечают риску проекцию оси. Работу выполняют при двух положениях вертикального круга. Окончательное (среднее) положение проекции закрепляют гвоздем и маркируют окраской. Относительно вынесенных точек главных или основных осей промерами рулеткой на поверхности обноска находят положение промежуточных разбивочных осей. После выноса всех точек измеряют расстояния между ними на обноске и сравнивают их с проектными расстояниями. Все точки закрепляют гвоздями. Для монтажа фундаментов на гвоздях подвешивают проволоки, представляющие соответствующие оси. Для проецирования осей на дно котлована к проволокам подвешивают отвесы.

Необходимость в обноске исчезает после завершения строительства фундаментов и цокольной части здания.

Перенесение строительных осей внутрь здания, сооружения. Во время строительства конструкций нулевого цикла основные и дополнительные оси обозначаются проволоками и проецируются в нужные точки с помощью нитяных отвесов (см. рис. 8.28). Но впоследствии оси проецируют на монтажный горизонт с помощью теодолита или специальных оптических и лазерных приборов способами, рассмотренными в п. 8.6 (рис. 8.21) и в п. 8.10.

8.9. Геодезические работы при строительстве фундаментов

Расчеты котлована. При плано-высотной *разбивке котлована* его контур выносят на местность по данным чертежа, где указаны размеры котлована по верхней бровке и низу откоса, план фундаментов и отметки его подошвы (глубины заложения). На рис. 8.30 приведена схема котлована при ровной горизонтальной поверхности стройплощадки. Габариты котлована и объем земляных масс, подлежащих выемке, определяют по плану объекта, на который нанесены основные оси здания (см. рис. 8.30) согласно проекту его размещения по генплану, проектная отметка дна $H_{\text{д}} = 61,00$ м, фактическая отметка земной поверхности при верхней бровке $H_{\text{в.б}} = 64,00$ м. Заданы уклоны откосов котлована $i_0 = 1 : 1,5 = 0,6667$ вдоль основных осей А–А, Б–Б, $1-1$; уклон $i_5 = 1 : 2 = 0,5$ поперек оси 5–5 и расстояние $d_{\text{к}} = 1$ м между нижней бровкой котлована и основными осями.

Заложение откосов вычисляется по формулам

$$d_1 = h_1 / i_0 \quad \text{и} \quad d_3 = h_3 / i_5,$$

где $h_1 = h_3 = H_{\text{в.б}} - H_{\text{д}} = 3,00$ м. Горизонтальные расстояния a от точек основных осей А–А, Б–Б и $1-1$ до контура верхней бровки котлована равны $a = d_{\text{к}} + d_1$; от оси 5–5 до верхней бровки: $b = d_{\text{к}} + d_3$.

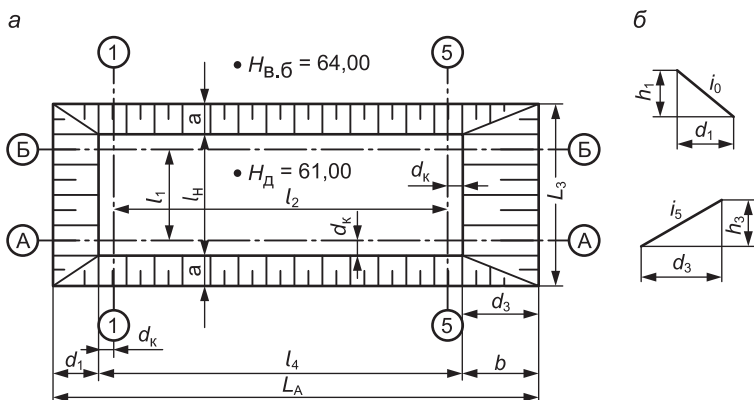


Рис. 8.30. Схема котлована:
а – план; б – откосы

Объем котлована в данном простом случае равен произведению глубины h_1 котлована на половину суммы площадей верхнего P_B и нижнего P_H оснований (объем усеченной пирамиды), т.е.

$$V = h_1(P_B + P_H)/2 = h_1(L_A L_3 + l_H \cdot l_4)/2, \quad (8.41)$$

где $L_A = l_2 + 2d_k + d_1 + d_3$; $L_3 = l_1 + 2d_k + 2d_1$; $l_H = l_1 + 2d_k$; $l_4 = l_1 + 2d_1$.

Устройство котлована. Для отрывки котлована контур верхней его бровки обозначают кольями на земле и рисками на обноске, если она построена. В процессе рытья котлована с помощью нивелира относительно временного репера определяют текущую глубину выемки и следят, чтобы не было углублений ниже проектной отметки его дна. Для контроля отметки дна проверяют относительно второго репера. Нижний контур котлована должен соответствовать проектному очертанию и размерам. После окончания рытья на дне котлована закладывают временные реперы (Рп. 1 на рис. 8.28) из расчета, чтобы высотная разбивка фундаментов производилась от двух реперов при длине визирного луча нивелира до 50–75 м, и затем определяют их отметки.

Разбивки для устройства ленточных фундаментов. Разбивки производят после зачистки основания. На дно котлована переносят точки пересечения основных осей: для объектов длиной до 100–140 м – с помощью проволок, закрепленных на обноске и отвесов (см. рис. 8.28), для крупных сооружений – с помощью теодолита.

Проектную поверхность основания (песчаной подушки) обозначают кольешками, выставленными с помощью нивелира и рейки относительно реперов, установленных на дне котлована. Расчеты для выноса выполняются по формулам (8.26). После подсыпки песка на дно котлована проверяют фактическую отметку его поверхности, которая допускается ниже проектной отметки на –10 мм (см. табл. 8.2, п. 2). Затем производят исполнительную съемку дна котлована с помощью нивелира.

Подготовка фундаментных блоков к монтажу включает нанесение на них краской осевых рисок b (см. рис. 8.28). На подготовленное основание устанавливают угловые фундаментные блоки, совмещая осевые риски с соответствующими осями здания. Допустимое отклонение риски от оси равно ± 10 мм. Через 10–20 м по рискам устанавливают маячные блоки. Вдоль

угловых и маячных блоков натягивают проволоку-причалку для монтажа промежуточных блоков.

После монтажа фундаментных блоков делают исполнительную съемку. С помощью теодолита и нивелира определяют фактические отклонения блоков от проектного положения в плане и по высоте.

Разбивки для монтажа сборных фундаментов под колонны и оборудование. Разбивки выполняют после изготовления и уплотнения песчаной или песчано-гравийной подушки, выведенной на проектную отметку с допустимой погрешностью -10 мм.

Оси фундаментов переносят в котлован на устойчивые временные знаки (колья, стержни, скобы и др.).

На фундаментные блоки наносят риски 2 (рис. 8.31) для совмещения блоков с осями фундаментов и для монтажа стакана, после чего фундаменты собирают в котловане, выдерживая допуски на отклонения рисков от разбивочных осей до ± 13 мм.

Исполнительная съемка заключается в проверке с помощью теодолита или электронного тахеометра боковых отклонений фундаментных блоков от продольных и поперечных осей. Эти оси проецируют на блоки способом вертикальной (створной) плоскости и каждую отмечают двумя рисками стойкой краской. Измеряют расстояния от осевых рисков до стенок стакана или до закладных деталей или анкерных болтов (допуски на отклонения указаны в табл. 8.2). По этим материалам составляется исполнительная схема (рис. 8.32).

При монтаже металлических колонн и технологического оборудования в фундаменты закладывают *анкерные устройства*, болты которых должны занимать проектное положение с

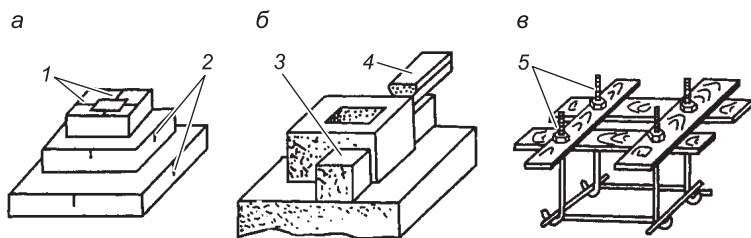


Рис. 8.31. Фундаменты стаканного типа:

а – установочные риски сборного фундамента; *б* – опора фундаментных блоков; *в* – шаблон для установки анкерных болтов; 1 – риски, определяющие центр отверстия стакана; 2 – риски на середине сторон фундаментных блоков; 3 – столбик на обреze фундамента; 4 – фундаментная балка; 5 – анкерные болты

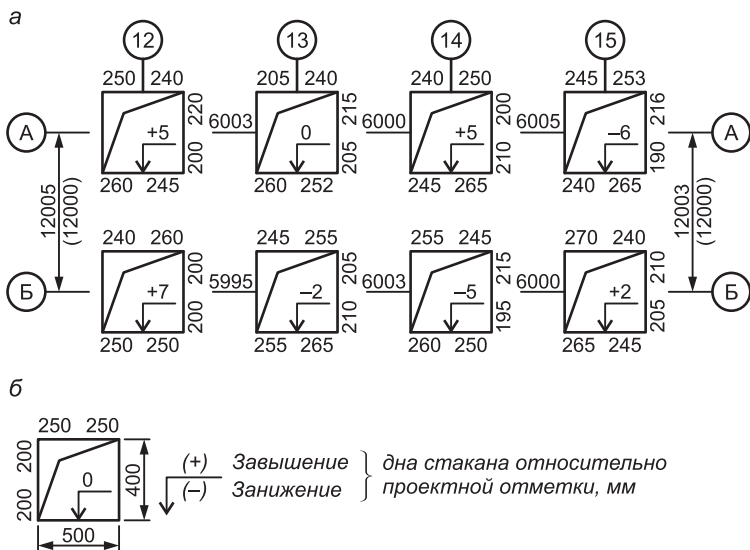


Рис. 8.32. Схема исполнительной съемки фундаментов под колонны:
а – фактические размеры; б – проектные

отклонением не более ± 5 мм (см. табл. 8.2, п. 9). Эта работа выполняется с помощью шаблонов (см. рис. 8.31, в) или монтажных стальных кондукторов, имеющих вид рам с отверстиями под анкерные болты, на рамы нанесены осевые метки для установки анкерных болтов в заданных осях с точностью 1–3 мм. Болты ставят вертикально, крепят гайками к шаблону или кондуктору, затем сваривают с арматурой или закладными деталями анкера. После бетонирования анкерных устройств производят исполнительную съемку фундаментов и анкерных болтов.

Разбивки для строительства монолитных фундаментов.

Такие разбивки выполняют на поверхности песчаной подушки, выведенной на проектную отметку. В котлован проецируют оси фундаментов и закрепляют их через 1–2 м стержнями или рисками на вбитых в основание кольшках. Внутренние поверхности стен опалубки устанавливают на проектных расстояниях от оси фундамента. Требования к точности строительства опалубки приведены в табл. 8.2, п. 6, 7. По окончании заполнения опалубки бетонной смесью ее поверхность выравнивают на проектной отметке, заданной маяками на опалубке или торцами стальных штырей, вдавленных в бетон с контролем по нивелиру и рейке (см. рис. 8.19, а).

Разбивки свайных фундаментов. При таких разбивках места погружений свай отмечают кольешками, вынесенными относительно основных осей с погрешностью до 2–5 см. Сваи размечают на метровые отрезки для облегчения контроля за глубиной их погружения. После забивки свай их обрезают на проектной отметке, вынесенной с помощью нивелира с погрешностью ± 2 см. На схеме исполнительной съемки указывают отклонения центра свай относительно проектного положения в плане и по высоте.

При устройстве ростверка (опорной железобетонной конструкции по верху свай, выполняющей функцию балки под стеной) над сваями ставят опалубку с боковыми отклонениями не более ± 10 мм. Опалубку заполняют бетонной смесью, ее поверхность выравнивают на проектной отметке. На поверхность готового ростверка выносят риски основных и дополнительных осей возводимого сооружения.

8.10. Геодезические работы при строительстве надфундаментных частей зданий

При возведении зданий высотой до 50 м передачу осей на монтажные горизонты производят методом вертикальной плоскости с помощью теодолита относительно осевых пунктов, расположенных вне контура здания. Для строительства зданий и сооружений высотой свыше 50 м осевые точки проецируют на монтажный горизонт вертикальным оптическим или лазерным лучом относительно пунктов внутренней геодезической разбивочной основы (расположенных внутри контура объекта).

Проецирование осей на монтажный горизонт методом вертикальной плоскости. На стадии возведения конструкций нулевого цикла, когда еще существует оптическая видимость между внешними знаками осевой основы здания, выполняют работы по закреплению новыми точками его главных и основных осей. Для этого на цоколь здания проецируют соответствующие осевые точки с помощью теодолита методом вертикальной плоскости. Теодолит устанавливают над пунктом I закрепления оси А–А (рис. 8.33, а), вертикальный штрих сетки зрительной трубы наводят на визирную цель (стержень, марку), центрированную над пунктом IV, затем зрительную трубу вращают вокруг ее горизонтальной оси (визирный луч

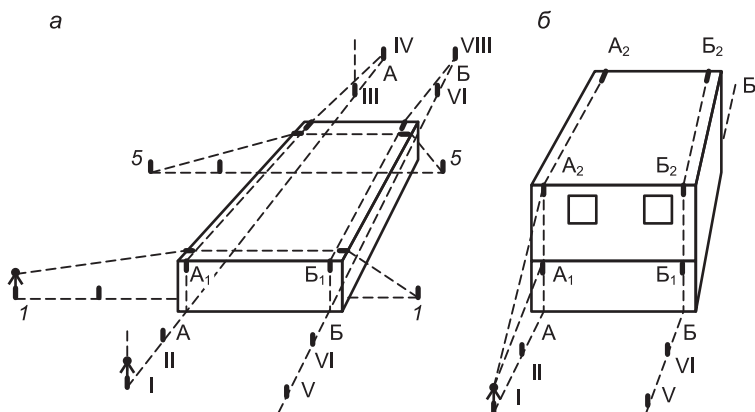


Рис. 8.33. Проецирование основных осей на монтажный горизонт методом вертикальной плоскости:

а – способ створа и закрепление осевых меток A_1 , B_1 на цоколе; *б* – проецирование осевых точек A_2 , B_2 на монтажный горизонт; I, II, III, IV, ..., VIII – внешние пункты продольных основных осей; 1-1, 5-5 – основные поперечные оси

вращают в вертикальной плоскости) и визируют на конструкцию, на ней отмечают осевую риску A_1 . Аналогично относительно пункта V линии V–VIII выносят риску B_1 , а на противоположном торце здания – соответствующие им осевые риски. Их закрепляют стойкой краской.

В дальнейшем осевые риски A_2 , B_2 , ... выносят на монтажный горизонт методом вертикальной плоскости с помощью теодолита относительно осевых линий I– A_1 , V– B_1 и т.д. Проецирование методом вертикальной плоскости допускается до высоты 50 м согласно п. 8.2.1 ТКП [12].

Проецирование осей на монтажный горизонт вертикальным лучом. При возведении зданий высотой более 50 м оси переносят на монтажный горизонт методом вертикального проецирования относительно опорных точек внутренней геодезической основы здания. Для реализации метода еще на стадии проектирования объекта определяют места закладки на исходном горизонте пунктов внутренней геодезической основы (пункты 1 и 5 на рис. 8.34) и соответствующих геодезических отверстий в междуэтажных перекрытиях. Опорные пункты закладывают после монтажа фундаментов и цокольной части здания со смещением относительно его основных осей (на рис. 8.34 для пункта 1 смещения равны b и c_1). Вну-

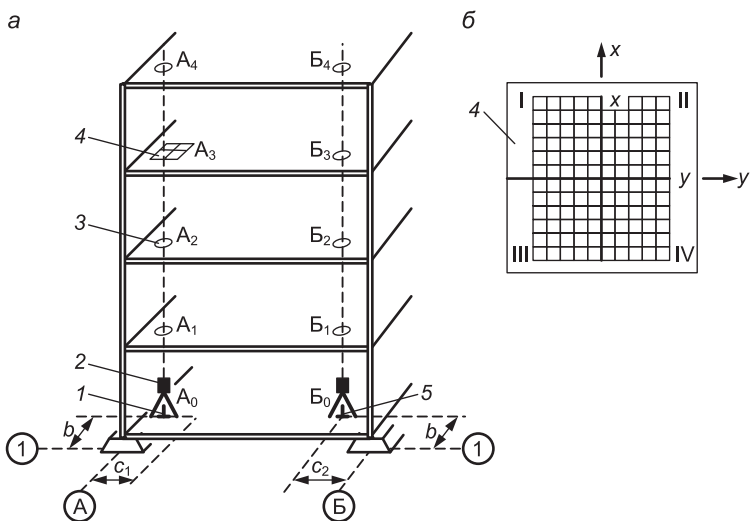


Рис. 8.34. Проецирование в зенит пунктов внутренней геодезической основы: *а* – схема проецирования; *б* – палетка; 1, 5 – пункты внутренней геодезической основы; 2 – зенит-прибор; 3 – геодезическое отверстие; 4 – палетка

тренняя геодезическая основа создается, когда еще существует оптическая видимость между пунктами внешней разбивочной сети здания.

В процессе возведения здания точки 1 и 5 проецируют с исходного горизонта на монтажный с помощью оптического или лазерного прибора, обеспечивающего вертикальный луч. К ним относятся оптический зенитный PZL-100 и лазерный зенит-прибор LV1 фирмы Sokkia, которые характеризуются точностью проецирования $\pm 5''$ или $\pm 2,4$ мм на 100 м высоты. Существуют и надир-приборы, которые предназначены для проецирования вниз, т.е. прибор размещают на монтажном горизонте и центрируют над опорным знаком исходного горизонта.

В комплект приборов входит экран-палетка в виде прямоугольной сетки квадратов, нанесенной на плоский лист полупрозрачного пластика (рис. 8.34, б). Размеры палетки могут быть от 20 × 20 см и больше. Размеры ячеек сетки квадратов 10 × 10 мм. К сетке должны быть даны подписи сантиметровых делений по ее осям x и y . Координатную сетку разделяют на четыре четверти, каждую из которых нумеруют: I, II, III, IV.

Проект размещения пунктов внутренней геодезической основы является разделом ППГР, причем местоположение пунктов определяется по согласованию с конструкторами здания с учетом возможности устройства в межэтажных перекрытиях геодезических отверстий для переноса копии геодезической основы с исходного горизонта на монтажный методом вертикального проецирования.

Положение отверстий должно быть указано на поэтажных строительных чертежах и строго выдержано в процессе строительства согласно проекту производства геодезических работ. Световому лучу не должно быть препятствий на любом этапе разбивочных работ и соответствующих исполнительных съемок, т.е. разбивочные отверстия должны функционировать до исчезновения в них надобности.

Разбивки планового и высотного положения ограждающих панелей на монтажном горизонте. Плановое положение стеновых панелей на монтажном горизонте определяется относительно монтажных рисок на разметочной оси, отнесенной от основной оси (рис. 8.35).

Высотная подготовка монтажа панелей начинается с нивелирования поверхности перекрытия на монтажном горизонте.

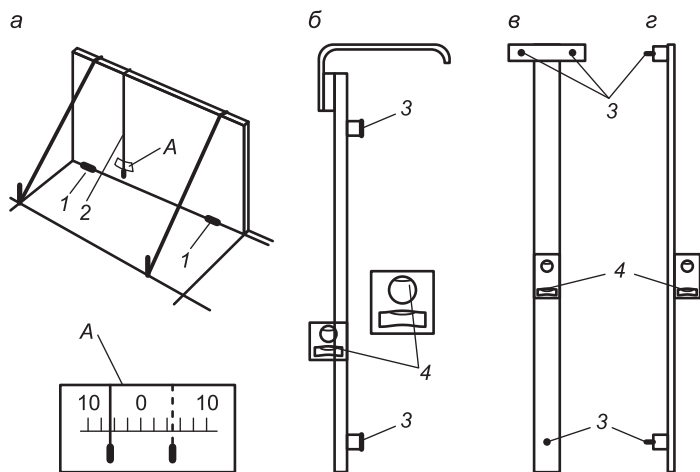


Рис. 8.35. Контроль вертикальности стены и устройства для контроля: а – схема контроля рейкой с нитяным отвесом (А – шкала нитяного отвеса); б, в, з – механические отвесы с пузырьковыми уровнями: б – подвесной; в, з – накладной (в – вид в плоскости стены; з – в профиль); 1 – монтажная риска; 2 – рейка с нитяным отвесом; 3 – упор; 4 – блок уровня

Отметку наиболее высокой точки перекрытия принимают как опорную (H_0), и относительно нее выставляют маяки с погрешностью не более ± 2 мм для выравнивания слоя строительного раствора под монтируемые панели. Устанавливая панели на слой раствора, их совмещают со строительной осью с помощью монтажных угольников.

Вертикальность стеновых панелей выверяют с помощью нитяного отвеса и линейки, специальных реек с уровнем или с помощью других устройств (см. рис. 8.35).

Точность контрольных измерений должна быть равна точности разбивочных работ и соответствовать требованиям точности соответствующих строительных норм (см. табл. 8.2).

Геометрический контроль кладки каменных стен. Вертикальность кладки стен из кирпичей и блоков в пределах двух этажей рекомендуется проверять отвесом, а для более высоких стен следует применять прибор-отвес на блоке. От нити отвеса по перпендикуляру с помощью линейки определяются расстояния до стены. Измерения следует выполнять в наиболее характерных точках стены или через равные промежутки. Постоянство расстояний от нити отвеса до соответствующих частей стены здания отвечает вертикальности плоскости стены. Вертикальность поверхностей и точность углов кладки, горизонтальность ее рядов следует проверять не реже двух раз на 1 м высоты кладки. По окончании кладки каждого этажа необходимо проверять соответствие полученного горизонта проектному геометрическому нивелированию через 5–6 м.

При возведении здания, сооружения в кирпичном исполнении проверяют толщину возводимых стен (шаблоном-рейкой с вырезом на толщину стены). Горизонтальность рядов кладки контролируют порядовками, размеченными по толщине кирпича и растворного шва. Между порядовками натягивают шнур, который показывает линию кладки.

Контроль планового положения кладки стен следует осуществлять линейными измерениями от продольных и поперечных разбивочных осей здания.

Геодезические работы при монтаже каркасных зданий. Перед началом монтажа колонн делают исполнительную съемку построенных фундаментов, на стаканах которых должны быть нанесены монтажные риски (см. рис. 8.31, а). На анкерные болты фундаментов выше опорных плит наносят черту, обозначающую проектную отметку. От отметки откладывают вдоль вертикали проектные расстояния до опорных плит ко-

лонн и отмечают их рисками, по которым затем ведут рихтовку опор под колонны.

Для удобства последующей высотной рихтовки колонны на нее наносят высотную метку на определенном расстоянии от закладных планок на консолях в сторону пяты. Меткой отмечают расстояние 1 или 2 м от пяты колонны с точностью 1–2 мм. На боковой грани каждой колонны это целое число метров маркируют горизонтальной чертой с помощью стойкой краски.

Сразу после установки колонны в стакан проверяют ее положение по высоте. Для этого нивелируют замаркированные метки (отпадает необходимость нивелировать опорные поверхности консолей). Если нужно, выполняют высотную рихтовку колонн. Отклонение оси колонны от разбивочной оси не должно превышать допусков (см. табл. 8.2, п. 11).

В зависимости от высоты колонн выбирают технические средства для их установки по вертикали. Вертикальность колонн высотой до 3 м проверяют отвесом, свыше 3 м – теодолитом или лазерным прибором (рис. 8.36, *а*). В случае применения теодолита вертикальность ряда колонн проверяют боковым нивелированием. Теодолит устанавливают над линией $A'A'$, параллельной разбивочной оси $A-A$ колонн (рис. 8.36, *б*) и смещенной от нее на произвольное расстояние a (не более 1000 мм) так, чтобы визирный луч выходил за ребро колонны не менее чем на 100 мм. На противоположном конце ряда колонн с осью $A-A$ ряда совмещают пятку нивелирной рейки, обращенной делениями к теодолиту (рейка устанавливается горизонтально и перпендикулярно оси ряда).

Вертикальную нить сетки трубы наводят на деление рейки, равное величине смещения визирного луча с оси ряда, фиксируют полученную ориентацию теодолита и приступают к проверке каждой колонны. Начиная с последней в ряду колонны, речник, удерживая рейку горизонтально, поочередно прижимает ее пятку к грани каждой колонны, и относительно вертикальной нити трубы наблюдатель берет отсчет a_n по шкале рейки. При наличии подмостей рейку прижимают аналогично к верхней грани колонны и берут отсчет a_b по шкале рейки. В результате этих измерений получают величины смещения низа колонн с оси ряда и величину горизонтального отклонения (крена) оголовка колонн, которая определяется как разность отсчетов по рейке по низу и по верху колонны.

При выверке поставленных колонн и исполнительной съемке определяют: смещение колонн в нижнем сечении относи-

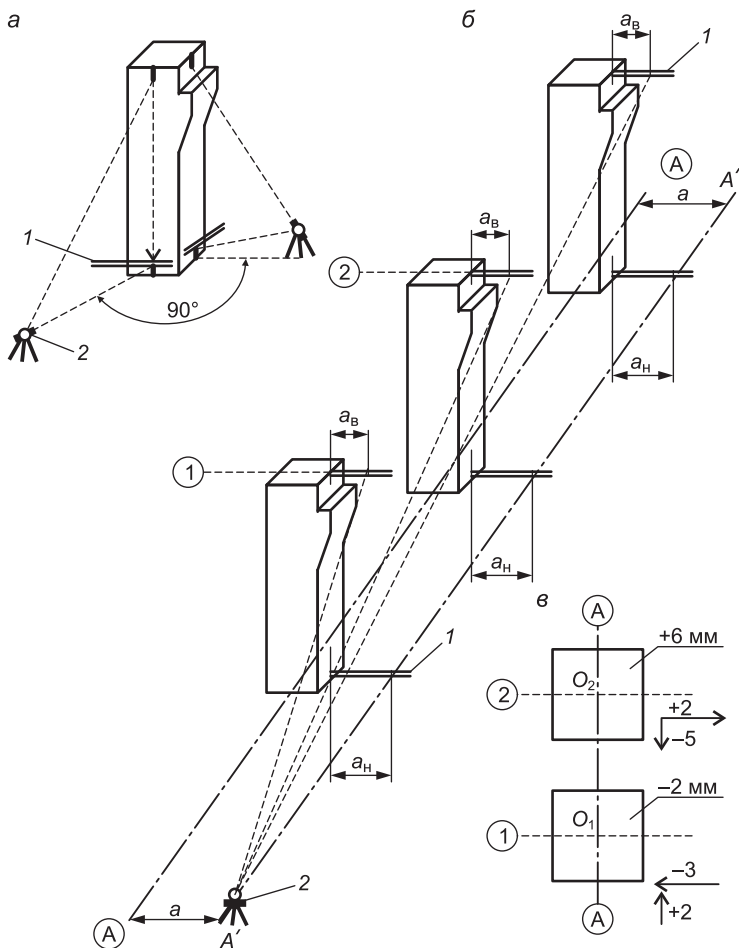


Рис. 8.36. Выверка вертикальности колонн теодолитом:
a – в двух плоскостях; *б* – относительно продольного створа; *в* – исполнительная схема
 верхнего торца колонн; 1 – рейка; 2 – теодолит

тельно разбивочных осей; отклонения осей колонн от вертикали; высотное положение колонн.

Высотную исполнительную съемку верха колонн или консолей выполняют геометрическим нивелированием. Для этого на монтажном горизонте устанавливают площадку для наблюдателя и нивелира, выбирают точку временного репера *E*. Оборудуют подмости для передвижений рабочего с нивелирной рейкой.

Передают отметку от строительных реперов на временный репер E монтажного горизонта. В процессе исполнительной съемки нивелирную рейку ставят на опорную поверхность верха колонн и консолей, берут отсчеты по рейке с помощью нивелира. Определяют горизонт прибора $ГП = H_E + b_E$, фактические отметки нивелируемых поверхностей $H_i = ГП - b_i$, где H_E – отметка временного репера; b_E и b_i – отсчеты по рейкам.

Отклонения точек колонн по высоте вычисляют по формуле

$$\Delta H_i = H_i - H_{\Pi},$$

где H_{Π} – проектная отметка опорной поверхности.

Значения ΔH_i указывают на исполнительной схеме со знаком «плюс» или «минус».

Для дальнейшего наращивания высоты каркаса здания на оголовки крайних колонн выносят продольные и поперечные строительные оси с помощью теодолита, поставленного на специальной площадке, относительно пунктов закрепления осей на монтажном горизонте. Продольную ось на оголовки промежуточных колонн удобно переносить относительно створной струны с помощью отвесов (см. рис. 8.20). Используя рулетку или светодальномер на оголовках колонн, согласно проектным расстояниям между поперечными осями находят место рисков поперечных осей.

Создание пространственной геодезической сети. Создается при возведении высоких (свыше 10–12 этажей) и высотных зданий с применением приборов вертикального проецирования. Пункты A, B, C, D, E, M базисной разбивочной сети здания закладывают на уровне фундаментов – на исходном горизонте 0 нулевого яруса (рис. 8.37) после строительства подземной части здания.

Плановое положение базисных пунктов заранее проектируют в точках, над которыми в перекрытиях каждого яруса предусматриваются геодезические отверстия. Центры базисных пунктов выносят на его знак относительно точек основных осей, закрепленных за пределами котлована. Затем измеряют расстояния между центрами базисных пунктов вдоль осей и по диагоналям с точностью 1–2 мм. Вычисляют координаты центров.

После проецирования на монтажный горизонт яруса l вынесенные пункты A_1, B_1, C_1, D_1, E_1 образуют каркасную плановую сеть, точность которой проверяют измерениями всех расстояний между ее центрами. Относительно этой сети раз-

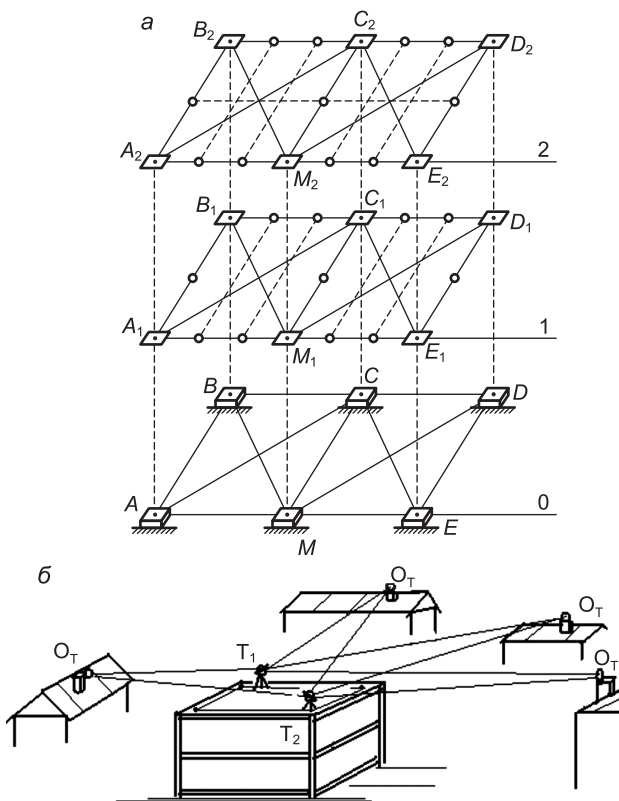


Рис. 8.37. Передача разбивочных осей на монтажный горизонт многоэтажного здания:

a – наращиванием по вертикали пространственной геодезической сети; *б* – методом свободной станции с помощью электронного тахеометра; 0 – нулевой ярус пространственной сети; 1, 2 – первый и второй ярусы; T_1, T_2 – точки установки тахеометра на монтажном горизонте; O_T – постоянное положение светоотражателей

вивается разбивочная сеть монтажного горизонта яруса 1 и от нее производятся разбивки конструкций. Аналогичные каркасные и разбивочные сети создаются на перекрытиях каждого этажа. Погрешность проецирования опорных пунктов на высоту 50 м составляет 3–4 мм, но при высотах свыше 100 м значительно возрастают погрешности проецирования, обусловленные рефракционными искривлениями проецирующего луча. Поэтому на особо высоких зданиях и сооружениях применяют вертикальное проецирование «по частям», т.е. не от ну-

левого горизонта, а последовательно через 10–20 ярусов, при этом промежуточная базисная сеть каждого яруса выносится относительно базисной сети предыдущего яруса.

Высотные координаты передаются на монтажный горизонт с помощью стальной рулетки и двух нивелиров или более точно с помощью лазерной рулетки (см. рис. 8.23). Допустимые погрешности передачи отметок указаны в табл. 8.2, п. 13.

Передача разбивочных осей и отметок на монтажный горизонт электронным тахеометром. При возведении многоэтажных зданий высотой до 100–150 м и выше возникают затруднения в устройстве геодезических отверстий в междуэтажных перекрытиях и поддержании видимости сквозь них. С помощью электронных тахеометров (угловая точность 1", линейная 2 мм) обеспечивается передача разбивочных осей на монтажный горизонт с погрешностью 2–4 мм методом свободной станции, рассмотренным в п. 8.8, рис. 8.27, б. Для реализации метода рассчитывают проектные плановые и высотную координаты осевых и других разбивочных точек соответствующего монтажного горизонта. Вокруг возводимого здания (рис. 8.37, б) на расстояниях до 150–300 м от него устанавливают постоянные призмённые светоотражатели на устойчивых конструкциях ближайших зданий и определяют пространственные прямоугольные координаты x , y , H каждого светоотражателя в той же системе координат с помощью электронного тахеометра. Затем в процессе возведения высотного здания на соответствующем монтажном горизонте устанавливают электронный тахеометр, наводят зрительную трубу на каждый доступный светоотражатель (не менее двух), производят измерения расстояний, горизонтальных и вертикальных углов и, используя меню встроенных программ вычислительного модуля тахеометра, получают пространственные координаты тахеометра относительно известных координат светоотражателей. Вынос в натуру осевых и других контрольных точек монтажного горизонта производится по их проектным координатам электронным тахеометром по наблюдениям переносного светоотражателя, как описано в п. 8.8. Для контроля измеряют рулеткой расстояния и нивелиром превышения между осевыми и опорными высотными вынесенными точками.

Передача на монтажный горизонт разбивочных осей и отметок с помощью спутниковых приборов. Известен зарубежный опыт перенесения осевых точек на монтажные горизон-

ты современных высотных зданий (до 500 м). Одна из схем спутникового способа предусматривает одновременную работу пяти GPS-приемников: базовый приемник установлен над постоянным наземным опорным пунктом вблизи объекта строительства, четыре мобильных приемника установлены на монтажном горизонте вблизи осевых точек. В результате компьютерной обработки сигналов, принятых со спутников, пространственные прямоугольные координаты угловых точек базисной фигуры на монтажном горизонте определяются с погрешностью 3–4 мм в плане и 6–8 мм по высоте, при необходимости учитываются поправки на искривления линий гравитационного поля Земли. За счет компьютерного уравнивания координат базисной фигуры ее точность повышается. Спутниковый метод в настоящее время относительно дорогостоящий, но с его применением радикально упрощается схема геодезической разбивочной основы стройплощадки и уменьшаются затраты по ее сохранению.

Разбивки при монтаже подкрановых балок. Монтаж подкрановых балок подготавливают по материалам исполнительной съемки верха колонн, в которых указаны их отклонения относительно разбивочных осей и отклонения консолей от проектных отметок. Геометрические допуски на отклонения колонн в плане и по высоте приведены в табл. 8.2, п. 11.

При *плановой подготовке* монтажа подкрановых балок на консолях торцевых (крайних) колонн цеха наносят начальные риски оси этих балок, которые должны быть на проектном расстоянии от грани колонны с учетом поправки за фактическое поперечное отклонение колонны от продольной оси. Относительно начальных рисок ось подкрановых балок можно обозначить с помощью струны, теодолита или лазерного прибора. Требуемая точность разбивок указана в табл. 8.2, п. 15.

При разбивках осей подкрановых балок и оси рельсов относительно струны, ее подвешивают на скобах, укрепленных на противоположных стенах здания. На скобах насечками закрепляют разбивочную ось. На консоли ось переносят от струны с помощью отвеса.

Для разбивки оси подкрановых балок и оси рельсов с помощью теодолита или лазерного прибора, расположенного на монтажном горизонте, необходимо подготовить площадку для работы с прибором и обеспечить ее ограждением безопасности. Штатив или консоль под прибором должны опираться на специальные устойчивые конструкции площадки. Прибор

центрируют над разбивочной осью. Визирный или лазерный луч направляют на знак закрепления оси в противоположном торце здания. На консоли колонн ось проецируют наклонным лучом при двух положениях вертикального круга теодолита.

При *высотной подготовке* толщину подкладок (металлических пластин) под балки на косолях вычисляют относительно наивысшей отметки одной из консолей (начальной отметки $H_{н}$). Толщина подкладки равна следующему: наивысшая отметка минус отметка данной консоли, или разности наибольшего положительного высотного отклонения консоли (принимаемой за точку начала высот) и высотного отклонения данной консоли.

Выверка планового и высотного положения подкрановых балок проводится после их монтажа и временного закрепления. Допустимые отклонения балок указаны в табл. 8.2. Применяют различные методы выверки: относительно струны или вертикальной плоскости, задаваемой с помощью теодолита и рейки или же лазерного визира, электронного тахеометра.

Измеряют расстояния в пролете между осевыми рисками балок параллельных осей с помощью лазерной рулетки с погрешностью не более 2–3 мм. Отклонение балок по высоте относительно горизонтальной плоскости, проходящей через балку с наибольшей высотой, измеряют геометрическим нивелированием. При недопустимых отклонениях балки рихтуют в плане и на высоте и окончательно закрепляют на консолях.

Исполнительная съемка подкрановых балок в плане производится относительно повторно вынесенной ее продольной оси, а по высоте – нивелированием поверхности балок в местах опирания на консоли.

Геодезический контроль при монтаже рельсового пути. Требования к геометрической точности монтажа подкрановых путей приведены в табл. 8.2, п. 16. Ось рельсовой нитки выносят с помощью геодезического прибора на опорную поверхность балки со смещением на половину ширины основания рельса. Рельсы укладывают по рискам смещенной оси и временно закрепляют. Прямолинейность рельсов проверяют с помощью теодолита или относительно струны. Относительно горизонтального луча нивелира или лазерного пучка с помощью нивелирной рейки проверяют отклонение рельса от горизонтальной плоскости в точках напротив колонн и в пролете.

При необходимости рельсовую нитку рихтуют. Горизонтальность рельса обеспечивают подкладкой под него стальных пластин.

Плановое положение второй нитки рельсов и соблюдение проектного расстояния между обоими рельсами проверяются линейными промерами от первой нитки. По результатам промеров рихтуют вторую нитку в плане. Относительно горизонтального луча нивелира рельсы рихтуют по высоте.

Исполнительную съемку подкрановых путей производят по головкам рельсов после пробной прогонки мостового крана.

Геодезические работы при устройстве лифтовых шахт. Плановое местоположение лифтовых шахт определяют промерами от монтажных рисок или разбивочных осей. В процессе строительства шахты контролируют ее внутренние размеры и вертикальность ствола. Размеры диагоналей проверяют стальной рулеткой, вертикальность – с помощью отвеса, оптических центриров или лазерных приборов вертикального проецирования.

Геодезический контроль стропильных и подстропильных стальных ферм. Контроль прямолинейности их поясов выполняют относительно шнура или проволоки, натянутых между опорными узлами, вертикальность ферм проверяют с помощью отвеса.

Геодезический контроль положения подвесных потолков. Для контроля применяют геометрическое нивелирование с помощью оптических или лазерных нивелиров и реек. Рейки в положении «нулем вниз» верхним концом прикладывают к поверхности потолка. По разности отсчетов определяют вертикальные отклонения контрольных точек потолка от его точки, принятой за начальную. При использовании лазерного нивелира с вращающимся в горизонтальной плоскости лучом прибор устанавливают на определенном уровне от подвесного потолка. Вращающийся световой пучок лазера оставляет постоянно видимую черту на шкале каждой вертикально поставленной рейки (линейки), которыми пользуются все монтажники одновременно.

8.11. Геодезический контроль строительства объектов башенного типа

Для всех объектов башенного типа (промышленных железобетонных и кирпичных дымовых труб, металлических обрешеток деревянных или пластиковых вытяжных труб, антен-

ных опор, высотных зданий), а также для гражданских и жилых зданий соответствующими строительными нормативными документами установлены допустимые величины их крена, относящиеся, как правило, к допускам на отклонение их вертикальной оси от вертикального положения на стадии монтажа и в процессе эксплуатации. Например, допустимый линейный крен промышленных дымовых труб высотой $H \leq 100$ м в процессе строительства составляет $0,005H$, а при $H > 300$ м – $0,001H$.

Допустимые погрешности определения крена высоких сооружений и стен зданий указаны в табл. 8.2 и в п. 8.13.

При возведении невысоких башенных сооружений (дымовых труб высотой до 80–100 м, водонапорных башен, антенных опор сотовой связи и др.) применяются приборы вертикального проецирования, которые по возможности совмещают с вертикальной осью сооружения. В случае использования тяжелого отвеса для предотвращения его раскачиваний необходимо перекрыть все отверстия, создающие воздушную тягу, а для защиты оптического или лазерного зенит-прибора над ним устанавливают перекрытие с небольшим отверстием, которое открывают только во время проецирования. При возведении высоких дымовых труб, телевизионных башен, высотных зданий вертикальность сооружения по возможности контролируется оптическими и лазерными зенит-приборами, а также спутниковыми методами.

Отклонения от вертикального положения (наклон, крен) башенного сооружения можно также определить угловыми измерениями с помощью высокоточного теодолита (типа Т1, Т2) или электронного тахеометра. Опорные пункты I_1 и I_2 (рис. 8.38, а, б) закрепляют на расстоянии $1,2–1,5 H$ от объекта, высота которого равна H . При неизменной ориентации угломерного прибора относительно начального направления, например $I_1–K_1$, способом круговых приемов наблюдают парные направления $I_1–N_1$ и $I_1–N_2$, касательные к видимой поверхности объекта в точках K_1 и K_2 на нижнем горизонте A . Наблюдают также парные направления на горизонтах B, C, D . Наблюдения повторяют несколько раз. Направление $I_1–K_1$ принимают за начальное, для него средний отсчет по горизонтальному кругу равен N_1 . Для каждого горизонта A, B, C, D вычисляют средние значения отсчетов направлений N_A, N_B, N_C, N_D , например

$$N_A = (N_1 + N_2) / 2. \quad (8.42)$$

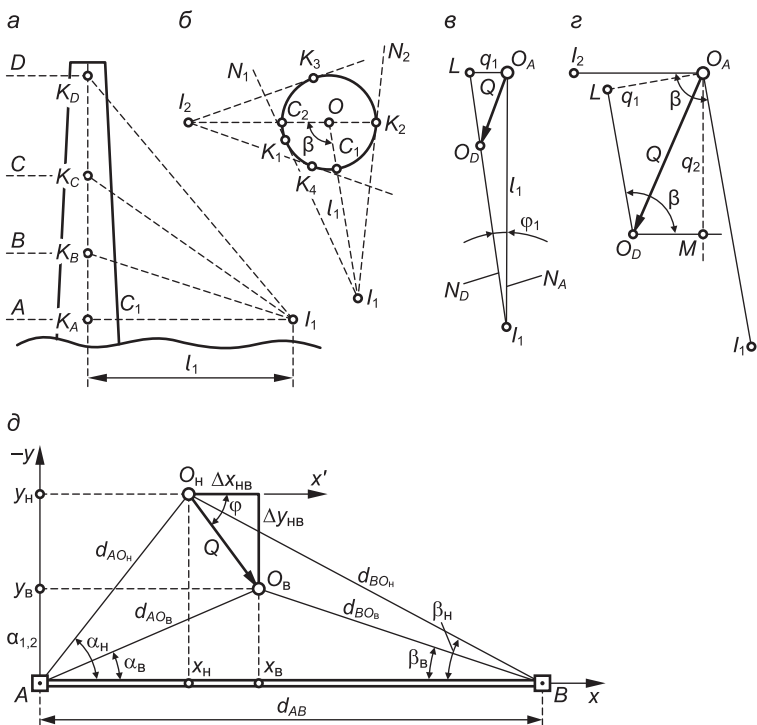


Рис. 8.38. Определение крена симметричного башенного сооружения:
 а – высоты наблюдаемых поперечных сечений; б – касательные и средние направления;
 в – составляющие крена; з – графическое определение полного крена; д – определение крена координатным способом

Если ось симметричного сооружения вертикальна, а поверхность его изготовлена без заметных неровностей, то названные средние направления по высоте объекта будут равны в пределах погрешностей измерения углов, а осевые точки O_B, O_C, O_D будут практически точно проецироваться в точку O_A сечения A . При крене сооружения проекция O_D отклоняется от точки O_A на отрезок Q (рис. 8.38, в). Относительно направления I_1-O_A этому отклонению соответствует горизонтальный угол $\varphi_1 = N_D - N_A$ и линейная составляющая отклонения (крена)

$$q_1 = l_1 \operatorname{tg} \varphi_1 = l_1 \varphi'' / \rho'', \quad (8.43)$$

где l_1 – расстояние I_1-O_A ; φ'' – угол в секундах; $\rho'' = 206265''$. При положительном значении φ_1 отрезок q_1 направлен вправо, при отрицательном – влево относительно направления I_1-O_A .

Такие же угловые измерения и вычисления производят на пункте I_2 (см. рис. 8.38, б), находят вторую составляющую q_2 крена Q . Графическое определение величины и направления крена Q начинают с прочерчивания на бумаге (см. рис. 8.38, в) прямых $O_A I_1$ и $O_A I_2$ под углом β , равным углу между этими прямыми на местности (см. рис. 8.38, б). В точке O_A чертежа в одном из удобных масштабов (1 : 1; 1 : 2; 1 : 5; 1 : 10) строят отрезки q_1 и q_2 , перпендикулярные направлениям O_A-I_1 и O_A-I_2 . Через точки L и M проводят прямые, параллельные тем же направлениям O_A-I_1 и O_A-I_2 . В пересечении прямых получаем точку O_D . Отрезок $O_A O_D = Q$ представляет линейную величину и направление искомого крена для верхнего сечения объекта. Аналитически величина Q вычисляется по следующей формуле:

$$Q = (1 / \sin \beta) \sqrt{q_1^2 + q_2^2 - 2q_1 q_2 \cos \beta}, \quad (8.44)$$

где q_1 и q_2 учитываются со знаком «плюс» или «минус».

При $\beta = 90^\circ$ формула (8.44) принимает вид

$$Q = \sqrt{q_1^2 + q_2^2}. \quad (8.45)$$

В реальных условиях строительной площадки или действующего промышленного предприятия представляет интерес применение координатного способа определения крена башенного сооружения и его составляющих (рис. 8.38, д). Пусть в вершинах A и B базиса AB измерили средние горизонтальные направления на нижнее поперечное сечение (α_H, β_H) и на вышележащие поперечные сечения (α_B, β_B) дымовой трубы. Длина базиса $AB = d_{AB}$ может быть вычислена по координатам пунктов A и B либо измерена. Принимаем условную систему прямоугольных координат, ось абсцисс которой совпадает со стороной AB с началом в точке A . Из рисунка видно, что

$$\begin{aligned} x_H &= d_{AO_H} \cos \alpha_H; & y_H &= d_{AO_H} \sin \alpha_H; \\ x_B &= d_{AO_B} \cos \alpha_B; & y_B &= d_{AO_B} \sin \alpha_B. \end{aligned}$$

При этом горизонтальные проложения d_{AO_H} и d_{AO_B} вычисляются из решения треугольников ABO_H и ABO_B по теореме синусов $d_{AO_H} = d_{AB} \sin \beta_H / [\sin(\alpha_H + \beta_H)]$; $d_{AO_B} = d_{AB} \sin \beta_B / [\sin(\alpha_H + \beta_H)]$.

Получаем формулы для вычислений координат центров нижнего и последующих вышележащих поперечных сечений объекта:

$$\begin{aligned} x_H &= d_{AB} / (1 + \operatorname{tg} \alpha_H \operatorname{ctg} \beta_H); & y_H &= d_{AB} / (\operatorname{ctg} \alpha_H + \operatorname{ctg} \beta_H); \\ x_B &= d_{AB} / (1 + \operatorname{tg} \alpha_B \operatorname{ctg} \beta_B); & y_B &= d_{AB} / (\operatorname{ctg} \alpha_B + \operatorname{ctg} \beta_B), \end{aligned}$$

а также величину абсолютного крена Q и его направление φ в принятой системе координат

$$Q = \sqrt{\Delta x_{H,B}^2 + \Delta y_{H,B}^2}; \quad \varphi = \operatorname{arctg}(\Delta y_{H,B} / \Delta x_{H,B}),$$

где $\Delta x_{H,B}$ и $\Delta y_{H,B}$ – разности координат центров нижнего и последующих (вышележащих) сечений.

Если в качестве исходных пунктов A и B можно взять пункты строительной сетки, координаты которых известны в принятой для объекта системе, то для вычисления координат точек O_H и O_B можно также использовать формулы Юнга (8.56) (см. далее п. 8.14).

8.12. Исполнительные съемки. Общие сведения

Исполнительные геодезические съемки выполняют организации, осуществляющие строительные-монтажные работы. При возведении особо сложных объектов съемки могут выполняться с привлечением специализированных организаций.

Места, точки, параметры, методы, порядок проведения и объем съемок устанавливаются в соответствии с проектной документацией.

Объем исполнительных чертежей установлен требованиями СНБ 1.03.04-2000 и «Перечня основных документов, предъявляемых государственным комиссиям по приемке объектов строительства».

Права, обязанности и ответственность между организациями определены в Положении о взаимоотношениях организаций генеральных подрядчиков с субподрядными организациями.

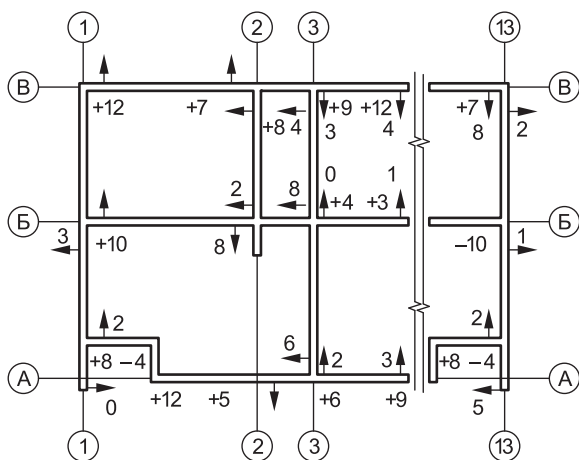


Рис. 8.40. Исполнительная схема положения стеновых блоков подвальной части здания (стрелками показаны смещения блоков с осей; цифрами со знаком «плюс» или «минус» обозначены отклонения от проектной отметки в миллиметрах)

Пример графического оформления результатов съемок сборных фундаментов приведен на рис. 8.32.

На рис. 8.40 дан пример исполнительной съемки стеновых блоков подвальной части здания.

Свайные фундаменты. При однорядном расположении свай съемке подлежат все сваи с измерением их отклонений относительно их продольной оси, а крайние – относительно продольных и поперечных разбивочных осей.

При двух- и трехрядном расположении свай съемке подлежат крайние сваи с измерением их отклонений относительно продольных разбивочных осей.

При сплошном свайном поле съемке подлежат крайние сваи относительно осей контура поля, а сваи, расположенные по углам, – относительно продольных и поперечных осей.

Отклонения свай от их проектного положения определяют с точностью 1–2 см. Измеренные отклонения сравнивают с допустимыми отклонениями при забивке (погружении) свай, регламентированными нормативными документами.

Пример графического оформления результатов съемок свайного поля приведен на рис. 8.41.

Исполнительная съемка сборных элементов. При данной съемке снимают и на схемах показывают отклонения кон-

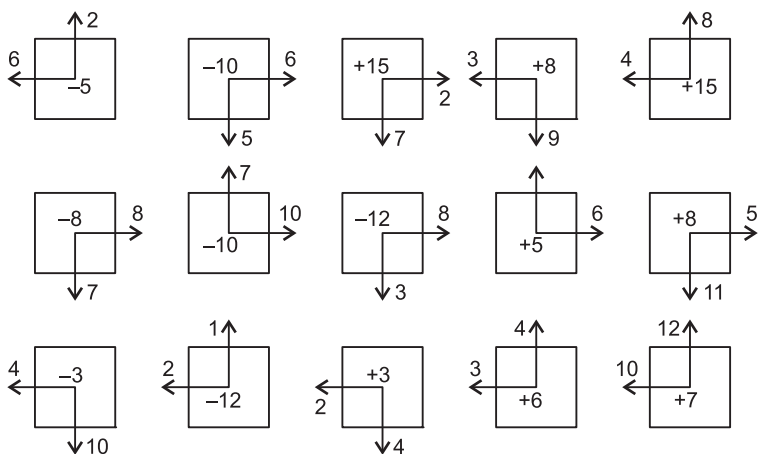


Рис. 8.41. Исполнительная схема свайного поля (стрелками показаны смещения центров свай от проектного положения, цифра обозначает их величину в миллиметрах, а цифра со знаком «минус» или «плюс» – отклонение оголовка сваи от проектной отметки)

струкций относительно разбивочных осей, проектных отметок, осей фундаментальных блоков и стаканов, а также относительно осей или граней сборных элементов.

В случаях, специально оговоренных в проектах, определяют величины площадок опирания и зазоры между элементами конструкций.

В объемно-блочных зданиях выполняют исполнительную съемку: в плане – продольных граней блоков (при линейном опирании), углов (при опирании блоков по углам); по высоте – опорных площадок несущих стен.

Промышленные здания с подъемно-транспортным оборудованием. В данных зданиях исполнительной съемке подлежат: в плане – расстояния от колонн до оси балки, смещения оси рельсовой нитки от оси балки; по высоте – отклонения балок и головок рельсов от проектных.

Крупнопанельные здания. В данных зданиях исполнительная съемка предусмотрена: в плане – панелей несущих и ограждающих стен, панелей (плит) перекрытий, объемных элементов лифтовых, санитарно-технических и др.; по высоте определяют горизонтальность плит (панелей) перекрытий и перепад отметок смежных в плане элементов, образующих опорную площадку. Пример записи результатов съемки приведен на рис. 8.42.

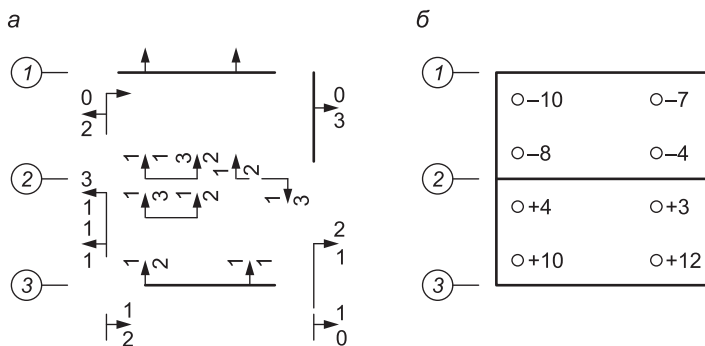


Рис. 8.42. Исполнительная схема плано-высотного положения конструкций цокольного этажа крупнопанельного здания:

а – направление и величина смещения панели от проектного положения (над чертой – верх панели, под чертой – низ); *б* – точки нивелирования перекрытия над подвалом и их отклонения (в миллиметрах)

Каркасные здания. В таких зданиях исполнительную съемку производят в плане – колонн, ригелей, балок, распорных плит, диафрагм жесткости; по высоте определяют горизонтальность опорных плоскостей (оголовков) колонн в пределах между температурными швами, навесных панелей наружных стен.

Отклонения, смещения и разности отметок, зафиксированные в процессе съемки, сравнивают с величинами, регламентированными действующими нормативно-правовыми актами в области строительства.

Места съемки стеновых элементов конструкций показаны на рис. 8.43.

Каменные конструкции. При исполнительной съемке каменных конструкций снимают и на схемах показывают отклонения:

- размеров (толщины) конструкций, опорных поверхностей, ширины простенков, проемов, вертикальных осей оконных и других проемов, штраб;
- от разбивочных осей углов кладки в нижнем сечении, от вертикали в пределах каждого этажа и на все здание при его высоте более двух этажей;
- рядов кладки от горизонтали не реже, чем через 1 м длины.

В кирпичных зданиях исполнительную съемку производят: в плане – мест пересечения капитальных стен; по высоте –

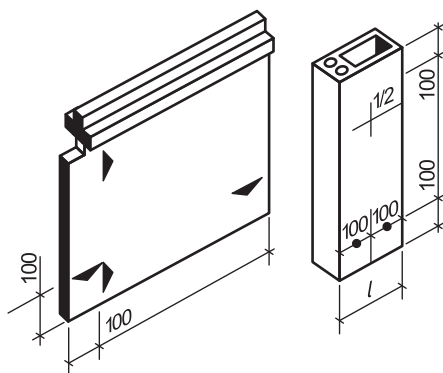


Рис. 8.43. Места съемки элементов стеновых конструкций зданий

площадок опирания перекрытий на стены (пример записи результатов исполнительной съемки см. на рис. 8.40).

Отклонения габаритов и отметок от проектных значений необходимо сравнивать с величинами допусков, регламентированных соответствующими строительными нормативно-правовыми документами.

Металлические конструкции. Исполнительную съемку конструкций (кроме металлических каркасов и кожухов печей и труб) выполняют преимущественно в два этапа.

На первом этапе снимают и на схемах показывают отклонения в отметках и смещение опорных мест фундаментов, закладных деталей, анкерных болтов, а в необходимых случаях, специально оговоренных в проектах, – габаритов конструкций после укрупнительной сборки.

В некоторых видах производственных зданий и сооружений колонны и иные опоры, фермы, ригели, пролетные строения, подкрановые балки, стальные настилы, башни и башенные сооружения, трубы, бункера, кожухи различных устройств, копры, тяги, пояса, траверсы и другие конструкции снимают дважды (до и после проведения производственных или приемочных испытаний).

Исполнительная съемка второго этапа проводится после окончания всех испытаний вне зависимости от их числа.

Места съемки, форма отражения результатов съемки, точность измерений, устанавливаются проектной документацией.

Отклонения отметок, габаритов, привязок к осям и другие геометрические назначения сравнивают с допускаемыми, если иные требования не приведены в проектной документации.

Деревянные конструкции. При исполнительной съемке таких конструкций снимают и на схемах показывают отклонения в размерах несущих конструкций: по длине, высоте, в расстояниях между осями; в смещениях вертикали, центров опорных узлов от центров опорных площадок, в глубине врубок, размерах поперечных смещений.

Отклонения отметок и габаритов сравнивают с требованиями, регламентированными ТКП, при этом величины допускаемых отклонений могут быть назначены в миллиметрах, процентах или относительной мере длины (высоты) конструкций.

Генеральный план и оперативный исполнительный геодезический план строительной площадки. Исходный генеральный план строительства составляется как часть проектного решения застройки и содержит планировочные решения, вертикальную планировку, устройство ливнестоков, размещение инженерных сетей, коммуникаций и др. В графическую часть генплана входят ситуационный план размещения объектов в масштабе 1 : 5000; 1 : 10 000 или 1 : 25 000 с внешними коммуникациями, (автомобильные и железные дороги, инженерные сети и др.); генеральный план с нанесением проектируемых, существующих, реконструируемых и подлежащих сносу зданий и сооружений, очередей строительства, благоустройства и озеленения территории, план внутривозрадных дорог с указанием типа покрытия в масштабе 1 : 1000; 1 : 2000 или 1 : 5000, картограмма земляных масс; сводный план инженерных коммуникаций с указанием диаметра магистральных трубопроводов; планы и схемы, относящиеся к электроснабжению, тепловым сетям и др.

Строительство крупных промышленных предприятий продолжается обычно несколько лет. Одновременно идет непрерывный процесс уточнения, дополнения, изменения проектной документации, генплана, разбивочных чертежей и т.д. В этих условиях необходим систематически обновляемый комплект исполнительной технической документации, позволяющий снабжать обновленными геодезическими данными исполнителей строительных работ. Для этой цели ведется оперативный геодезический план строительной площадки (ОГП), который показывает текущие изменения на строительной площадке (динамику строительства).

В состав документов ОГП входит основная, детальная и вспомогательная документация.

Основная графическая документация ОГП включает:

- обзорную карту района строительства в масштабе 1 : 10 000–1 : 50 000;
- сводный план строительства основных объектов и внешних инженерных сетей в масштабе 1 : 2000–1 : 10 000;
- план строительной площадки в масштабе 1 : 500–1 : 2000;
- план строящегося жилого поселка, микрорайона, квартала в масштабе 1 : 500–1 : 2000;
- план строительства подсобных зданий и сооружений в масштабе 1 : 500–1 : 2000;
- планы крупных карьеров строительных материалов с жилыми поселками при них в масштабе 1 : 1000–1 : 2000.

На сводном плане строительства показывают основные строительные объекты, существующие и входящие в строй инженерные сети, вспомогательные сооружения с их основными коммуникациями. На сводный план наносят пункты геодезической и разбивочной сети, рельеф и ситуацию местности, внешние линейные сооружения и т.п. Всю графическую документацию оформляют в общепринятых условных знаках, а в случае применения нестандартных обозначений дают пояснительные надписи.

На крупномасштабном плане строительной площадки показывают координатную и строительную сетки, пункты геодезической сети, координаты основных и характерных точек зданий и сооружений, инженерные сети и сооружения, рельеф. Все документы должны содержать точные цифровые данные (координаты, высоты, размеры и т.д.).

Исполнительный чертеж инженерных сетей. По окончании обработки материалов исполнительных съемок инженерных сетей составляют исполнительный чертеж. Его основой служит копия согласованного проекта инженерных сетей в масштабе 1 : 500 или план масштаба 1 : 500, составленный по результатам исполнительных съемок.

При вычерчивании исполнительного чертежа на кальке в полосе не менее 20 м в каждую сторону от оси трассы (если иная ширина полосы съемки не установлена заданием) показывают контуры зданий, их характеристики, контуры и покрытие улиц, деревья, опоры ЛЭП, ограды и прочие объекты, предусмотренные Инструкцией по топографической съемке в масштабах 1 : 5000, 1 : 2000, 1 : 1000, 1 : 500 ГУГК.

В состав исполнительного чертежа входят:

- ситуационный план участка в масштабе 1 : 2000 с указанием месторасположения участка работ и наименованием близлежащих улиц и проездов для всех коммуникаций;
- план трассы в масштабе 1 : 500;
- продольный профиль, горизонтальный масштаб которого принимают равным масштабу плана, а вертикальный 1 : 100 или 1 : 200 и в отдельных случаях 1 : 50 (для тепловых сетей и кабеля связи);
- размеры колодцев (камер) с указанием материалов, высоты горловины, расположения и привязкой вводов труб в колодец;
- направления на смежные колодцы и вводы;
- характерные сечения коллекторов, каналов, футляров, блоков, накатов.

Состав исполнительной документации на трубопроводы и подземные сооружения определяют на основании технических условий и проектов на их сооружение. Если прокладка подземных сооружений выполнена с отклонениями от проекта, то на исполнительных чертежах должно быть указано, кем и когда эти отклонения разрешены.

Исполнительный чертеж входит в состав обязательной исполнительной документации, предъявляемой строительной организацией при сдаче в эксплуатацию законченных строительных инженерных сетей. Контрольную геодезическую съемку подземных инженерных сетей выполняет заказчик (застройщик), осуществляющий технический надзор за строительством. Не позднее чем за 3 дня до засыпки траншей и котлованов строительные организации обязаны вызывать заказчиков (застройщиков) для проведения инструментальной проверки соответствия планового и высотного положения построенных подземных инженерных сетей на местности их отображению на предъявляемых исполнительных чертежах.

По подземным инженерным сетям, имеющим большую протяженность и находящимся длительное время в процессе строительства, исполнительные чертежи представляют частями, оформленными по мере окончания строительства отдельных участков. Ответственность за правильное составление и своевременное представление исполнительных чертежей на проложенные подземные инженерные сети и сооружения несут руководители строительных (специализированных) организаций и лица, ответственные за производство работ и составление исполнительных чертежей.

8.13. Геодезические измерения смещений и деформаций зданий и сооружений

Общие причины и виды смещений и деформаций. Здания и сооружения и их отдельные элементы претерпевают различные смещения и деформации в процессе строительства и во время эксплуатации. При увеличении массы возводимого сооружения нарастает давление фундаментов на грунт основания, грунтовый массив сжимается, возникает *осадка* фундаментов и, соответственно, *вертикальное смещение* всего здания или сооружения. После завершения строительства осадка постепенно затухает, но может возобновиться по различным причинам, например в результате вымывания частиц грунта из-под фундаментов при протечках водопровода или канализации, от динамических (вибрационных и ударных воздействий) на грунт со стороны тяжелого транспорта, молотов при забивке свай, вибромельниц на угольных электростанциях и др. Осадка фундаментов развивается неравномерно при неоднородном строении грунтов основания (перемежающиеся линзы песков, супесей, глин) и их различных водонасыщенности и сжимаемости, неодинаковом давлении фундаментов на основание. Неравномерная осадка зданий и сооружений возникает также в результате извлечения вблизи них полезных ископаемых (твердых и жидких) и заполнения подземных выработок обрушившимися горными породами.

Естественная структура некоторых пористых грунтов, например лёссовидных, может неравномерно нарушаться в случае их сильного увлажнения под фундаментами возведенных на них объектов. При этом происходит непродолжительная во времени и значительная по величине *просадка* здания или сооружения. Неравномерные осадка и просадка определяют другие виды осадочных деформаций: перекос, перегиб, кручение и крен отдельных конструкций и всего объекта. Боковое смещение сооружения вызывается боковым давлением грунтовых масс (на подпорные стенки), воды (на плотины), оползнями, а также неравномерной осадкой.

Изменения температуры и усадка бетона служат причиной неравномерного изменения длины здания, сооружения, поэтому протяженные здания и сооружения разрезают температурно-усадочными швами, а наземные стальные трубопроводы горячего водоснабжения оборудуют П-образными вставками-компенсаторами их продольных температурных деформаций.

Неравномерные вертикальные и горизонтальные смещения приводят к деформациям и образованию трещин в сплошных железобетонных конструкциях и в стыках между элементами сборных зданий и сооружений. При значительных деформациях, превышающих допустимые пределы, происходит снижение прочности сооружения, возникают разломы и конструкция может разрушиться.

Общие смещения и деформации строительных объектов измеряют преимущественно геодезическими методами с помощью нивелиров, теодолитов, электронных тахеометров, сканеров. Локальные деформации контролируют по раскрытию трещин между стыками конструкций с помощью щелемеров и маяков*.

Задачи геодезического мониторинга общих смещений и деформаций зданий и сооружений состоят в следующем:

- исполнение требований ведомственных инструкций и предписаний проектных организаций на постоянный или временный геодезический контроль осадки, крена и деформаций в процессе возведения и эксплуатации зданий и сооружений, имеющих большое народнохозяйственное значение (например, атомных, гидро- и тепловых электростанций, уникальных зданий, телевизионных башен, фундаментов под сложным оборудованием на крупных промышленных предприятиях и др.);

- выявление степени опасности деформаций эксплуатируемых зданий и сооружений, развивающихся в результате нарушений несущей способности грунтового основания, а также возникающих вследствие оползневых подвижек грунтов или неравномерной их просадки в местах вымывания грунтов под фундаментами, в зоне извлечения жидких, твердых и газообразных полезных ископаемых;

- экспериментальная проверка методов расчетов осадки и устойчивости зданий и сооружений.

Организация измерений осадки. Для определения вертикальных смещений объекта в его стенах или в фундаменте закрепляют геодезические знаки, именуемые *осадочными реперами* или *осадочными марками*, и периодически их нивелируют, находят высотную координату (отметку) H_i каждого знака, а по изменениям его отметки вычисляют вертикальное перемещение – осадку марки. Применяют следующие методы определения осадки:

* *Маяк* представляет собой гипсовую накладку на конструкции стыка, по раскрытию трещины в нем следят за развитием локальной деформации.

- геометрическое нивелирование осадочных марок высокоточными нивелирами способом из середины при коротких лучах визирования до 10–25 м;
- тригонометрическое нивелирование осадочных знаков высокоточным теодолитом или электронным тахеометром;
- гидростатическое нивелирование осадочных знаков переносными гидронивелирами или посредством стационарной системы гидронивелира;
- фототеодолитная съемка объекта и деформационных знаков на нем;
- сканерная съемка объекта и его деформационных знаков.

Опорные реперы. Определения осадки марок производят относительно специальных устойчивых реперов. *Глубинные реперы* закладывают на глубину в несколько десятков метров, их реперную трубу заделывают в устойчивые горные породы. Защитная труба предохраняет реперную трубу от смещений. *Грунтовый трубчатый репер* (рис. 8.44, а) заглубляют на несколько метров в устойчивые неводонасыщенные песчаные и глинистые грунты.

Реперы устанавливают группами по 2–3 знака вблизи друг друга. Реперы должны размещаться за пределами *осадочной*

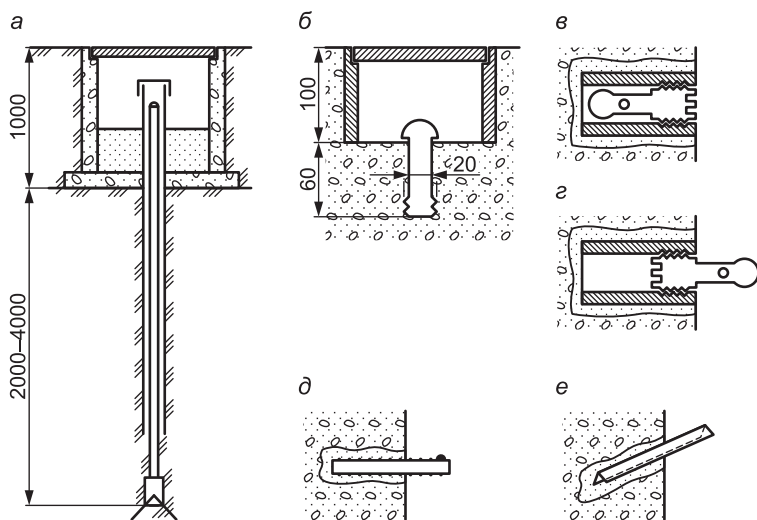


Рис. 8.44. Опорные реперы и осадочные знаки:

а – грунтовый трубчатый репер; б – плитная марка; в, г – марки закрытого типа (в – в закрытом положении; г – в рабочем положении); д, е – постоянные открытые марки (д – отрезок арматурного стержня; е – отрезок стального уголка)

воронки, образующейся в грунтовом массиве вокруг возводимого объекта. Они должны быть не ближе 70–80 м от объектов промышленного и гражданского строительства, не ближе 0,5 км от плотин гидроэлектростанций и заложены ниже плотины по течению реки.

Осадочные знаки. Они бывают различного типа, например в виде стержня с полусферической головкой (рис. 8.44, б), заложенного в углубление фундамента и защищенного крышкой. Марки закрытого типа (рис. 8.44, в) закладывают в стену заподлицо, а во время нивелирования их заворачивают головкой наружу (рис. 8.44, з). Применяют также открытые марки, изготовленные из отрезков арматуры, стальных уголков (рис. 8.44, д, е), дюбелей.

Марки закладывают по периметру наружных стен и внутри здания (рис. 8.45). Марки бетонируют в отверстиях или приваривают к стальным колоннам каркасных зданий на высоте 0,2–0,5 м над поверхностью земли или пола, устанавливают на фундаментах под оборудование.

До начала наблюдений необходимо определить отметки опорных реперов A, B, C и D, E (см. рис. 8.45) высокоточным геометрическим нивелированием. Затем нивелирные ходы прокладывают между опорными реперами через осадочные марки и определяют отметки H_0 последних в начальном (нулевом) цикле измерений. В дальнейшем марки нивелируют через некоторые промежутки времени (выполняют циклы нивелирования) и определяют текущие отметки каждой марки H_1, H_2, \dots, H_n . Вычисляют осадку марки в цикле с номером i :

$$S_i = \Delta H_i = H_i - H_0. \quad (8.46)$$

Согласно ТКП [12] средняя квадратическая погрешность определения осадки типовых гражданских и промышленных

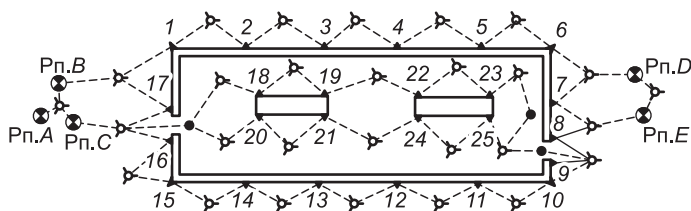


Рис. 8.45. Примерная схема размещения опорных реперов, осадочных знаков и проложения нивелирных ходов

зданий не должна превышать ± 2 мм, если объект возводится на прочных песчаных и глинистых грунтах. В табл. 8.4 приведены технические требования к методике и точности геометрического нивелирования осадочных марок.

Таблица 8.4

Технические требования к геометрическому нивелированию осадочных марок

Условия геометрического нивелирования	Основные технические характеристики и допуски для геометрического нивелирования классов			
	I	II	III	IV
Применяемые нивелиры класса	Н-1, Н-2 и равноточные		Н-3 и равноточные	
Применяемые рейки типа	РН-05 (с инварной полосой и двумя шкалами), кодовые		РН-3 (двусторонние, шашечные)	
Число станций замкнутого хода, не более	2	3	5	8
Визирный луч: длина, м, не более высота над препятствием, м, не более	25 1	40 0,8	50 0,5	100 0,3
Неравенство плеч (расстояний от нивелира до реек) на станции, м, не более	0,2	0,4	1	3
Накопление неравенств плеч в замкнутом ходе, м, не более	1	2	5	10
Допускаемая невязка в замкнутом ходе при числе станций n , мм	$\pm 0,15\sqrt{n}$	$\pm 0,5\sqrt{n}$	$\pm 1,5\sqrt{n}$	$\pm 5,0\sqrt{n}$

По данным последовательных циклов нивелирования составляют таблицы осадок, в которых указывают дату нивелирования, номера марок, их отметки и разности отметок (осадку). Строят объединенные графики возрастания нагрузки на основание (рис. 8.46, а) и график хода осадки марок во времени (рис. 8.46, б). Кроме того, при необходимости составляют развернутые графики неравномерности осадки, на них в некотором масштабе вычерчивают развертку стен, наносят вертикальные линии места марок, на вертикальных линиях отмечают отрезки и точки, соответствующие приращениям осадки каждой марки. Ломаная линия, проведенная через точки этих

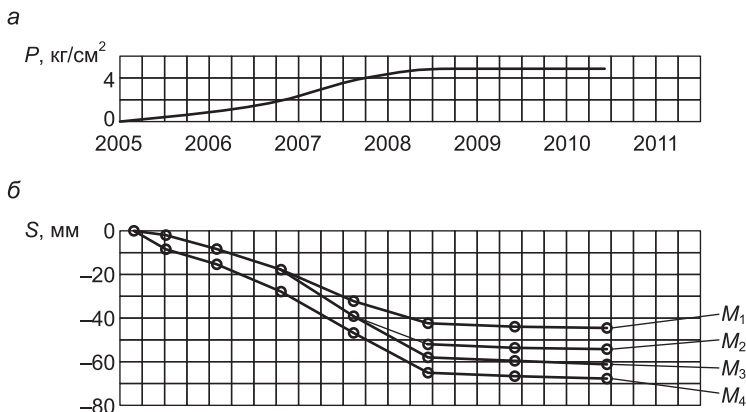


Рис. 8.46. Графики изменения давления на основание (а) и осадки марок (б)

отрезков, отражает неравномерность осадки и характеризует перекос соответствующих конструкций.

Тригонометрическое нивелирование. Применяется при определениях вертикальных перемещений фундаментов в условиях резких перепадов высот (больших насыпей, глубоких котлованов, косогоров и т.д.). Вертикальные перемещения методом тригонометрического нивелирования определяют визирными лучами ограниченной длины (до 100 м), с помощью точных (Т2, Т5 и им равноточных) и высокоточных (Т05, Т1 и равноточных) теодолитов с накладными цилиндрическими уровнями, а также электронных тахеометров соответствующей высокой точности. Допускаемые погрешности измерения расстояний и вертикальных углов приведены в табл. 8.5.

Таблица 8.5

Требования к тригонометрическому нивелированию при определениях осадки

Класс точности измерений	Допускаемая погрешность измерения			
	расстояний, мм, при вертикальных углах в градусах		вертикальных углов, с, при их значениях в градусах	
	до 10°	10–40°	до 10°	свыше 10 до 40°
II	7	1	2,5"	1,5"
III	14	3	5"	3"
IV	35	8	12"	10"

Средняя квадратическая погрешность измерения малых углов при расстоянии от опорного знака до марки, равном 100 м и менее, не должна превышать 2", при расстоянии 600–1000 м – 0,5".

Полярный способ осуществляется с помощью высокоточного электронного тахеометра, угловая приборная погрешность которого составляет 1", погрешность светодальномера не более 1 мм + 1 ppm (см. формулу (5.17)). Прибор центрируют над постоянным знаком T базиса PT (см. рис. 8.47). На сооружении закрепляют постоянные или же съемные светоотражатели в точках 1, 2, ..., 5. Наблюдая марку 2 в последовательных циклах, измеряют горизонтальный угол c , принимающий значения c_1, c_2 и определяют соответствующие расстояния D_1, D_2 и их углы наклона v_1 и v_2 . В соответствии с меню программ тахеометра автоматически вычисляются дирекционные углы $\alpha_1 = \alpha_{TP} + c_1$ и $\alpha_2 = \alpha_{TP} + c_2$, а также горизонтальные проложения $d_1 = D_1 \cos v_1, d_2 = D_2 \cos v_2$ и координаты x_2, y_2 знака 2. Такие же наблюдения выполняют на пункте P . Находят прямоугольные координаты точки 2 по каждому циклу и, решая обратные геодезические задачи, определяют величину и направление горизонтального перемещения u_2 наблюдаемой точки 2.

Способ прямой угловой засечки реализуется с помощью высокоточного теодолита (угловая погрешность 1–2") относительно базиса b , закрепленного пунктами P и T с известными координатами (см. рис. 8.47). Угол засечки γ деформационных знаков должен составлять не более 70°. Измеряются горизонтальные углы c_1 и c_3 в начальном цикле наблюдений точки 2. Вычисляются длины сторон d_1 и d_3 и их дирекционные углы α_1 и α_3 , затем находят начальные прямоугольные координаты x_{O2} и y_{O2} точки 2 относительно пунктов P и T по формулам (8.54). В последующих циклах повторяют такие работы и по изменениям координат знака определяются величина и направление его перемещения.

Способ струны следует применять в защищенных от воздушных потоков зданиях и прямолинейных галереях сооружений для непосредственного получения величин горизонтальных смещений конструкций относительно створа, обозначенного струной.

Крен здания или сооружения. Возникает преимущественно вследствие неравномерной осадки, т.е. крена фундаментов.

При этом вертикальная ось монолитного башенного сооружения (дымовой трубы, телевизионной башни) принимает наклонное положение. Стены зданий получают наклон, измеряемый поперек и вдоль стены. Линейную и относительную величину крена определяют методами вертикальной плоскости, отвесного проецирования, координирования, измерения углов или направлений, фотограмметрическими и сканерными, механическими способами с применением кренометров, отвесов, а также их комбинированием. Крен фундаментов объекта, претерпевающего наклон, определяется нивелированием или с помощью кренометров.

Предельные абсолютные погрешности измерения крена в зависимости от высоты H объекта, вида фундамента не должны превышать величин, для:

- гражданских зданий – $0,0001H$;
- промышленных зданий, дымовых труб, доменных печей, башен и других сооружений – $0,0005H$;
- фундаментов под машины и агрегаты – $0,00001H$ или $0,00001L$ (L – длина (ширина) фундамента).

Определение крена стен здания *способом вертикальной плоскости* (способом вертикального проецирования наклонным лучом теодолита) следует выполнять с двух опорных точек (станций I_1 и I_2 на рис. 8.48) по взаимно перпендикуляр-

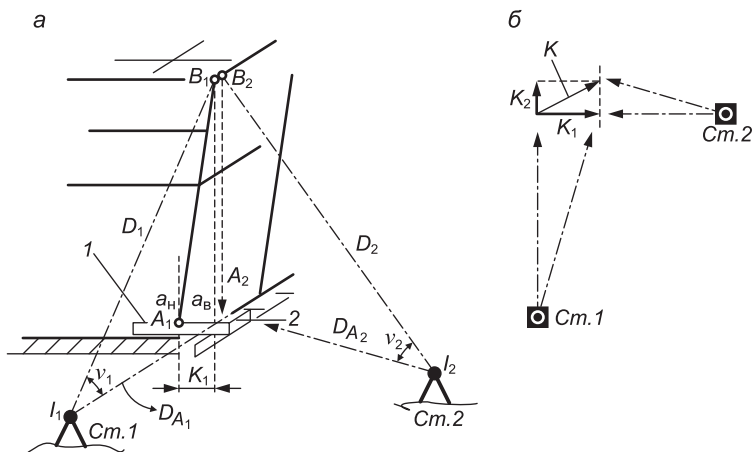


Рис. 8.48. Определение крена стены здания способом вертикальной плоскости: а – схема проецирования; б – определение полной величины крена

ным направлениям. При проецировании со станции I_1 нивелирую рейку РНТ кладут в положение 1 у доколя стены горизонтально и перпендикулярно к направлению на прибор. Вертикальную нить зрительной трубы теодолита наводят на угол стены в точке B_1 , характеризующей горизонтальное отклонение верха стены, затем трубу переводят вниз и по шкале рейки берут отчеты a_B и a_H – вертикальные проекции верхней и нижней угловых точек B_1 и A_1 стены, вычисляют составляющую крена $K_1 = (a_B - a_H)_1$.

Со станции I_2 точки B_2 и A_2 проецируют на рейку, уложенную в положение 2, вторую составляющую крена вычисляют по аналогичной разности отсчетов $K_2 = (a_B - a_H)_2$. В случае взаимно перпендикулярных направлений проецирования полный линейный крен данного угла сопряжения стен на высоте H относительно точек A_1 и A_2 равен

$$K = \sqrt{K_1^2 + K_2^2}. \quad (8.47)$$

Относительная величина крена $i = K / H$.

Для измерения крена электронный тахеометр ставят, как и теодолит, на станциях I_1 и I_2 (см. рис. 8.48), на здании закрепляют светоотражатели измеряют соответственно расстояния $D_1 = I_1B_1$, $D_{A1} = I_1A_1$ и $D_2 = I_2B_2$, $D_{A2} = I_2A_2$, углы наклона v_i соответствующих линий D_i , вычисляют составляющие крена. При $K_1 = D_2 \cos v_2 - D_{A2} \cos v_{A2}$ и $K_2 = D_1 \cos v_1 - D_{A1} \cos v_{A1}$, затем полный крен по формуле (8.47).

Определение крена симметричных башенных сооружений производится различными способами. Угломерный способ определения крена симметричного башенного сооружения рассмотрен в п. 8.11. Способ вертикальной плоскости описан пояснениями к рис. 8.48. Способ высокоточного геометрического нивелирования применяется, если башню можно отнести к практически абсолютно жесткой конструкции (дымовые железобетонные и кирпичные трубы, металлические каркасы вентиляционных труб и др.). Но способом нивелирования определяются лишь приращения крена, вызванные приращениями неравномерности осадки фундамента башни, поэтому способ применяется как контрольный.

Для определения приращений крена способом нивелирования используют, например, четыре осадочные марки 1, 2, 3, 4, расположенные на взаимно перпендикулярных радиусах

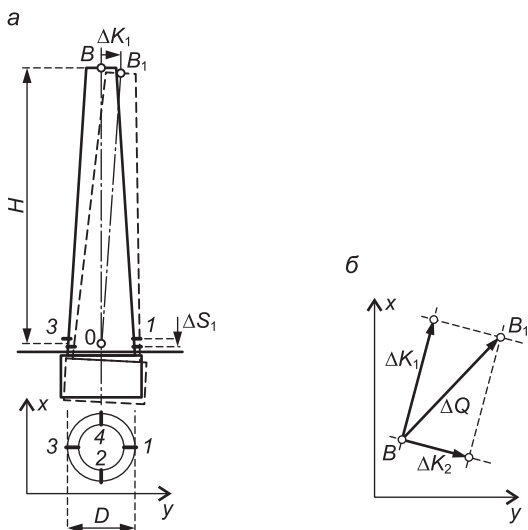


Рис. 8.49. Определение осадки и приращения крена дымовой трубы методом нивелирования:

a – схема приращения крена; *б* – схема графического определения приращения крена

приблизительно на одном уровне приземного сечения башни (рис. 8.49, *a*). Измеряют диаметр D данного сечения. По данным нивелирования марок с погрешностью измерения превышений $m_h \leq \pm 0,5$ мм вычисляют отметки и осадку S_i каждой марки. Находят неравномерность осадки по диаметру 1–3: $\Delta S_1 = S_1 - S_3$; по диаметру 2–4: $\Delta S_2 = S_2 - S_4$. Линейные составляющие приращений крена ΔK_1 и ΔK_2 , полное приращение крена ΔQ башни на высоте $H = OB$ над марками вычисляют по следующим формулам:

$$\Delta K_1 = \Delta S_1(H/D); \quad \Delta K_2 = \Delta S_2(H/D); \quad \Delta Q = \sqrt{\Delta K_1^2 + \Delta K_2^2}. \quad (8.48)$$

При графическом определении приращения крена на чертеж вида рис. 8.49, *б* в крупном масштабе (1 : 2 или 1 : 5) наносят ориентированные по магнитному азимуту или дирекционному углу отрезки ΔK_1 и ΔK_2 и находят величину и направление полного приращения крена $\Delta Q = BB_1$.

Ожидаемая погрешность $m_{\Delta K}$ определения приращений крена башни способом нивелирования должна быть оценена на допустимость. Находим $m_{\Delta K}$ по формуле

$$m_{\Delta K} = 2m_S(H/D), \quad (8.49)$$

где m_S – расчетная погрешность определения осадки марок.

При $m_S = \pm 1$ мм, $H = 100$ м; $D = 6$ м оцениваем $m_{\Delta K} = \pm 33$ мм или в относительной мере $m_{\Delta K}/H = 0,00033$. Следовательно способ обеспечивает выполнение допуска $(m_{\Delta K}/H)_{\text{доп}} = 0,0005$.

Крен фундаментов под оборудование. Определяют нивелированием контрольных точек, которые в проектном положении должны располагаться на определенных отметках или же в одной горизонтальной плоскости. Абсолютная величина крена фундамента ΔK в направлении отрезка $AB = l$ определяется отклонением разности фактических отметок его контрольных точек A и B от разности проектных отметок, т.е. $\Delta K = (H_{A\text{ф}} - H_{B\text{ф}}) - (H_{A\text{пр}} - H_{B\text{пр}})$. Относительная величина крена фундамента

$$i = \Delta K / l = (H_A - H_B) / l = 1 / (l / \Delta K). \quad (8.50)$$

Периодичность наблюдений за смещениями и деформациями зданий и сооружений. Периодичность наблюдений устанавливается проектными организациями и отраслевыми ведомствами, эксплуатирующими строительные объекты. Общие требования к проведению циклов наблюдений состоят в следующем.

В процессе строительства гражданских и промышленных зданий циклы нивелирных измерений осадки начинаются после завершения конструкций нулевого цикла и закладки осадочных знаков. Затем нивелирование проводится при возведении здания на 25, 50, 75 и 100% его высоты с точностью нивелирования II класса, обеспечивающей определение осадки с допустимой погрешностью ± 2 мм на песчаных, глинистых, других связных грунтах основания. В дальнейшем по окончании строительства для уникальных, дорогостоящих зданий и сооружений в соответствии с заданием проектной организации измерения осадки производят поквартально или 2 раза в год с применением нивелирования I класса для измерения приращений осадки с погрешностью, не превышающей ± 1 мм. При скорости осадки ниже 1 мм в год наблюдения могут быть прекращены.

Наблюдения за осадкой и креном действующих производственных зданий, дымовых труб промышленных предприятий, тепловых электростанций, сооружений атомных и гидроэлек-

тросанций, высоких антенных опор и других объектов производятся согласно ведомственным инструкциям с периодичностью от 1 до 4 циклов в год.

Деформации крупногабаритных строительных конструкций (мостов, ферм, балок, оболочек) при их испытаниях пробными нагрузками определяют с помощью прогибомеров, индикаторов перемещений часового типа, а также геодезическими методами с помощью нивелиров, теодолитов, электронных тахеометров, лазерных рулеток.

8.14. Геодезические методы обмеров архитектурных и строительных объектов

8.14.1. Общие сведения

Обмеры памятников архитектуры (архитектурные обмеры) производятся с научными целями и для разработки проектно-технической документации на их реставрацию или ремонт. Соответствующие обмеры производятся также при паспортизации существующих зданий и сооружений в случаях утраты их проектных данных. По материалам обмерных работ составляется комплект документов, включающий чертежи объекта и его архитектурных элементов, фотографические материалы, геодезические и другие данные.

Обмеры выполняют сотрудники специализированной группы проектной организации, разрабатывающей проект реставрации памятников архитектуры и других объектов. В состав группы входят специалисты, обладающие соответствующей подготовкой по геодезии, фотограмметрии, а также архитекторы, инженеры-конструкторы и другие специалисты, которые действуют в соответствии с техническим заданием на обмеры, принятыми методами обмерных работ и образцами оформления полевой и конечной документации.

При обмерах широко применяется фотографирование объекта и его архитектурных и художественных деталей, пространственное положение которых должно быть определено в геодезических координатах.

В практике геометрического изучения архитектурных памятников и других объектов используют следующие методы обмеров:

- *непосредственные* (выполняемые вручную с помощью несложных средств – рулетки, угольника, отвеса, уровня и др.);
- *дистанционные* (сканерный, моно- и стереофотографические, геодезические – выполняемые относительно геодезических опорных пунктов, расположенных вне и внутри объекта);
- *комбинированные* (предусматривающие сочетание дистанционных методов и непосредственных обмеров).

При непосредственных обмерах крупных объектов для доступа специалистов необходимо устраивать строительные леса или подмости. Такие конструкции препятствуют нормальному функционированию действующего объекта, громоздки при перебазировании, должны отвечать правилам безопасности труда. Дистанционные методы обмеров выполняются с меньшими затратами на организацию и проведение работ, но с помощью сравнительно дорогостоящих приборов специалистами соответствующей квалификации.

От качества выполнения обмеров зависит качество и геометрическая точность проекта реставрации памятника архитектуры. Требования к точности и детальности обмеров различны и зависят от многих факторов: цели обмеров, архитектурно-исторической ценности памятника архитектуры, его состояния, планов дальнейшего использования и т.д. Как правило, с наибольшей точностью выполняются обмеры давних памятников архитектуры для установления достаточно достоверных форм и размеров деталей фасадов и интерьеров, фиксирования признаков разрушений и следов более ранних перестроек.

В табл. 8.6 приведены показатели точности обмерных данных, рекомендуемые Международным комитетом по архитектурной фотограмметрии. Эти же показатели приемлемы для других видов дистанционных обмеров в масштабах от 1 : 20 до 1 : 500. Но на практике чертежи мелких деталей нередко требуется представлять в масштабах от 1 : 2 до 1 : 10, при этом требования к точности обмеров повышаются до 1–2 мм.

В общем случае точность обмерных методов должна быть достаточной для получения чертежей сооружения и его архитектурных элементов с графическими погрешностями $\Delta l_{гр} = (0,2 - 0,8)$ мм, при этом требования к допустимой линейной погрешности метода обмера должны отвечать условию

$$\Delta_{доп.обм} \leq \Delta l_{гр} M, \quad (8.51)$$

где M – знаменатель масштаба соответствующего обмерного чертежа.

**Рекомендуемые показатели точности
фотограмметрических обмерных работ**

Категории точности обмеров	Масштаб обмерной съемки 1 : М	Предельные погрешности линейных размеров, мм		Графические виды конечной продукции
		основных	вспомогательных	
I – высокоточные	1 : 20	3–5	10–15	Чертежи
II – точные	1 : 50	10–20	30–50	Чертежи
III – точные	1 : 100	30–50	100–150	Чертежи
IV – технические	1 : 200	100–150	200–300	Разрезы, обзорные чертежи
IV – технические	1 : 500	200–300	300–500	Разрезы, схемы

Содержание методов обмеров и представление результатов обмеров. В процессе обмеров архитектурных сооружений определяют следующие геометрические данные: габаритные параметры объекта и пространственное положение его контуров (горизонтальность, вертикальность, ориентацию в геодезических координатах), размеры несущих конструкций объекта, связи между различными формами здания; особенности архитектурных деталей, в частности размеры и форму дверных и оконных проемов, опор, арок, куполов и др.).

Непосредственные обмеры в настоящее время целесообразно применять для получения подробных (детальных) планов и разрезов (интерьеров) небольших строений (павильонов, беседок), а также архитектурных деталей крупных сооружений в местах, оборудованных подмостями. Результаты обмеров записывают на соответствующих абрисах, составляемых в процессе работы, либо на заранее подготовленных фотосхемах. При необходимости абрисы дополняются соответствующими подробными фотоснимками. Окончательные обмерные чертежи можно затем составить вручную и с помощью компьютера для использования по назначению и архивного хранения. Все полевые материалы (абрисы) и фотоснимки тоже относятся к документам, подлежащим сохранению.

Результаты непосредственных обмеров – это главным образом чертежи, составленные в ортогональной проекции и

представляющие план объекта, отображения его фасадов и разрезов.

Дистанционные обмеры включают дистанционное определение координат опорных точек объекта – характерных и замаркированных точек на фасадах и внутри сооружения. Маркерными точками могут служить временные (съёмные) знаки. Опорные точки необходимы для пространственного координирования контурных элементов обмерных чертежей или фотоизображений и приведения их к заданному масштабу, определения размеров конструкций и архитектурных деталей.

Понятие о сканерной съёмке фасадов приведено в п. 7.4. Сущность аналоговой (на фотопластины или фотопленки) и цифровой моно- и стереосъёмок изложена в п. 7.8. Для современного документально-обмерного фотографирования необходимо применять цифровые крупноформатные фотограмметрические фотокамеры кадровые или сканирующие, обеспечивающие высокую геометрическую точность центральной проекции. Любительские фотокамеры не обладают такой точностью и пригодны для получения вспомогательных фотоматериалов, например фотоабрисов, фотоиллюстраций.

По данным аналоговой и цифровой монофотосъёмки составляются планы фасадов, а по данным аналоговой и цифровой стереофотосъёмки (с учетом геодезических определений координат маркерных точек) или по данным сканерной съёмки с помощью компьютера создается цифровая модель сооружения (ЦМС), а на ее основе – требуемые виды картирования объекта. По соответствующим программам с помощью компьютера получают его виртуальную демонстрационную модель в проекции на экран в различных ракурсах, выводят на печать аналоговые снимки фасадов в ортогональной или иной проекции, создают требуемые чертежи.

Архивные материалы давних аналоговых фотосъёмок обладают соответствующей исторической значимостью и применяются для изучения изменений архитектурного облика сооружения во времени или же для воссоздания утраченного памятника. Имеющиеся архивные аналоговые стереопары сканируют и путем последующей их обработки цифровой фотограмметрической системой (ЦФС) получают цифровые отображения объекта, которые используют для пространственных иллюстраций его вида в прошлом и для требуемых камеральных обмеров и проектных решений.

Состав работ по обмерам памятников архитектуры следующий:

- предварительное обследование памятника архитектуры, окружающей застройки и ландшафта;
- составление проекта производства обмерных работ;
- создание планово-высотной геодезической основы;
- обмерно-съёмочные работы;
- камеральная обработка данных полевых работ;
- составление обмерных чертежей, а при необходимости – создание виртуальных изображений объекта.

По результатам обследования памятника архитектуры, окружающей застройки и ландшафта разрабатывают *проект производства обмерных работ*, в котором устанавливают необходимую точность выполнения обмеров, состав документации, стоимость, сроки. Определяют методы обмерно-съёмочных работ и требуемые технические средства, места размещения пунктов планово-высотной геодезической основы, назначают программы компьютерной обработки полевых данных.

8.14.2. Нанесение нулевой линии на фасады и в интерьерах зданий

При архитектурных обмерах высоты точек удобно определять относительно горизонтальной нулевой линии, которую обозначают метками на наружных и внутренних стенах по всему периметру здания. Высоту нулевой линии выбирают с расчетом удобства измерений. Например, нулевую линию выносят на уровень чистого пола первого этажа или же на целое число метров (дециметров) ниже (выше) цоколя или оконного проема.

Нулевую линию на фасаде здания можно наиболее точно и просто обозначить с помощью выверенного нивелира и рейки. Пятку рейки совмещают с начальной меткой *A* нулевой линии OO_1 , рейку прижимают к стене. Через зрительную трубу нивелира со станции *Ст. 1* берут отсчет *a* по шкале рейки (рис. 8.50). Затем рейку перемещают вдоль фасада в места предстоящих вертикальных промеров. В каждой точке, опускаемая или поднимаемая рейку, по нивелиру добиваются отсчета *a* и на уровне пятки рейки наносят на стену метку нулевой линии. До перестановки нивелира на следующую станцию *Ст. 2* выбирают связующую метку *E* на продолжении O_1O_2 нулевой

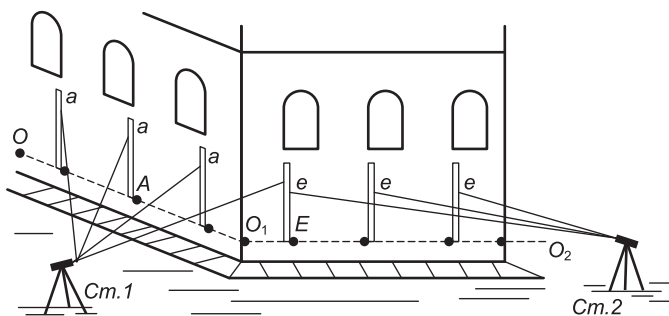


Рис. 8.50. Обозначение горизонтальной (нулевой) линии на фасаде здания посредством горизонтального луча нивелира:

● — метки горизонтальной линии

линии, проверяют отсчет a . Со Ст. 2 берут отсчет e по той же рейке. Для контроля следует использовать две связующие метки. При значительном перепаде рельефа высоту нулевой линии изменяют для соответствующих частей зданий. Отметку нулевой линии определяют относительно ближайших реперов.

В труднодоступных местах внутри сооружения нулевую линию можно определить с помощью несложного гидростатического нивелира (см. п. 6.5), действующего по принципу сообщающихся сосудов, состоящего из стеклянных или прозрачных пластмассовых трубок, соединенных гибким шлангом, заполненным однородной жидкостью (например, чистой водой). Погрешность такого гидростатического нивелира достигает 3–5 мм на расстояниях до 30–50 м.

8.14.3. Плано-высотная основа для выполнения архитектурных обмеров

Выполнение обмерных работ по определению габаритов объекта, их ориентации и высотного положения производится, как правило, в государственной или местной системе координат и высот, поскольку при разработке проекта реконструкции объекта его плано-высотное положение необходимо увязать с существующей застройкой территории, ее вертикальной планировкой и с отметками существующих подземных коммуникаций. Это требование особенно актуально при обмерных съемках архитектурных комплексов (дворцов, монастырей,

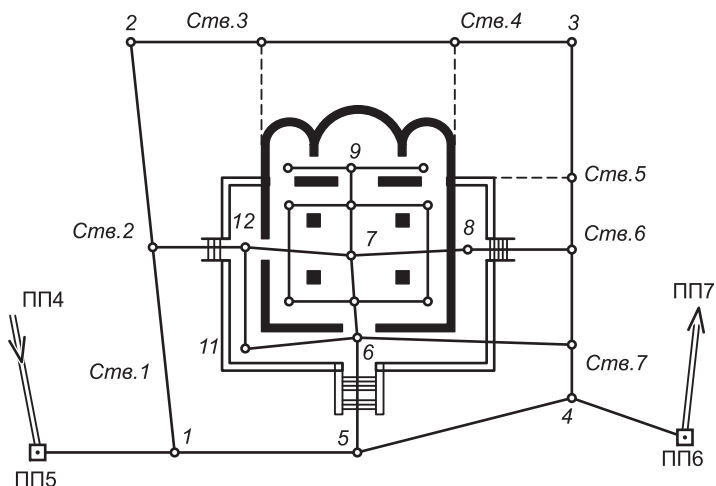


Рис. 8.51. Планово-высотное геодезическое обоснование обмерной съемки: ПП5, ПП6 – пункты полигонометрии; 1, ..., 5 – пункты основного линейно-углового хода; Ств. 1, ..., Ств. 7 – створные пункты; 6, ..., 12 – пункты внутренних линейно-угловых ходов

усадеб), подлежащих реконструкции и оснащению современными средствами поддержания безопасной жизнедеятельности их сотрудников или обитателей.

Методы создания планово-высотной геодезической основы для обмерных работ аналогичны применяемым при крупномасштабных топографических съемках застроенной территории, рассмотренным в гл. 7. Пример схемы плановой основы для съемки памятника архитектуры приведен на рис. 8.51. Основные опорные пункты представляют вершины замкнутого линейно-углового хода $1 - 2 - 3 - 4 - 5 - 1$, проложенного вокруг объекта. Ход привязан к исходным пунктам полигонометрии ПП5 и ПП6 геодезической сети. Но координаты исходных пунктов можно определить с требуемой точностью и с помощью спутниковых приборов (см. п. 1.7).

Плановые координаты x , y опорных пунктов можно получить прокладкой теодолитного хода (см. п. 7.1). Отметки H опорных пунктов достаточно определить с точностью технического нивелирования. С более высокой точностью и меньшими затратами труда и времени плановые и высотные координаты пунктов определяются с применением электронного

тахеометра для измерения сторон и углов хода, определения превышений (см. п. 7.4).

Относительно основных опорных пунктов и створных точек прокладываются внутренние линейно-угловые ходы (см. рис. 8.51), обеспечивающие плановую геодезическую привязку внутренних опорных пунктов и, соответственно, внутренних обмерных съемок объекта. Высотная привязка внутренних опорных пунктов осуществляется так же, как и основных.

Геодезическая съемка контуров фасадов и интерьеров.

Данная съемка производится относительно пунктов планово-высотного обоснования и состоит в определении координат углов здания, выступов стен, оконных и дверных проемов, маркерных знаков, точек внутренних конструкций и другими способами угловой засечки (теодолитом), полярных координат и линейной засечки (электронным тахеометром) (рис. 8.52). Указанные точки служат опорными для привязки к ним де-

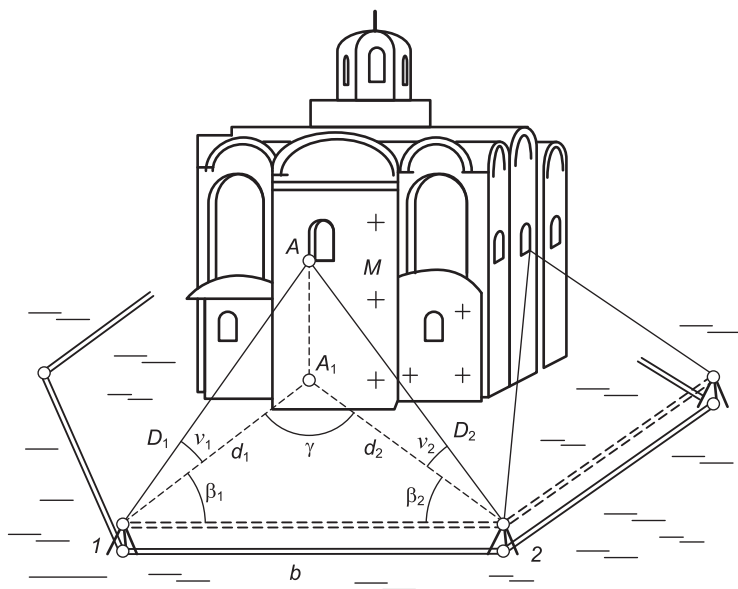


Рис. 8.52. Определение пространственных координат опорных точек фасада способами прямой угловой засечки и полярным:

A – контурная точка; M – маркерные знаки; $1, 2$ – опорные пункты геодезического обоснования; b – базис угловой и линейной засечек; β_1, β_2, γ – горизонтальные углы; D_1, D_2 – полярные расстояния; v_1, v_2 – их углы наклона; d_1, d_2 – горизонтальные проложения

тальных обмерных абрисов и масштабирования фотоизображений. Отметки опорных точек определяют геометрическим и тригонометрическим нивелированием, а также промерами от нулевой линии.

Для определения пространственных координат точки A фасада (см. рис. 8.52) прямой угловой засечкой относительно пунктов 1 и 2 необходимо измерить горизонтальные углы β_1 и β_2 , а также углы наклона ν_1 и ν_2 . Длина b базиса засечки (стороны 1–2 хода) и ее дирекционный угол α_{1-2} известны. Из треугольника IA_12 по теореме синусов найдем горизонтальные расстояния $d_1 = I-A_1$ и $d_2 = 2-A_1$:

$$d_1 = b \sin \beta_2 / \sin \gamma; \quad d_2 = b \sin \beta_1 / \sin \gamma, \quad (8.52)$$

где $\gamma = 180^\circ - \beta_1 - \beta_2$.

Дирекционные углы отрезков IA_1 и $2A_1$ равны

$$\alpha_{I-A_1} = \alpha_{1-2} - \beta_1; \quad \alpha_{2-A_1} = \alpha_{1-2} + 180^\circ + \beta_2 = \alpha_{2-1} + \beta_2. \quad (8.53)$$

По формулам прямой геодезической задачи (см. п. 1.5) дважды вычисляем плановые координаты точки A (ее вертикальной проекции A_1)

$$\left. \begin{aligned} x'_A &= x_1 + d_1 \cos \alpha_{1-A_1}; & y'_A &= y_1 + d_1 \sin \alpha_{1-A_1}; \\ x''_A &= x_2 + d_2 \cos \alpha_{2-A_1}; & y''_A &= y_2 + d_2 \sin \alpha_{2-A_1}; \end{aligned} \right\} \quad (8.54)$$

Отметка точки A вычисляется с контролем по формулам:

$$H'_A = H_1 + d_1 \operatorname{tg} \nu_1; \quad H''_A = H_2 + d_2 \operatorname{tg} \nu_2. \quad (8.55)$$

Допустимые расхождения значений x'_A и y'_A ; x''_A и y''_A ; H'_A и H''_A составляют ± 2 см в случае применения теодолита технической точности типа Т30 – 4Т30П.

Плановые координаты x_i и y_i точек фасада, например точки A , можно также рассчитать по формулам прямой угловой засечки – формулам Юнга. В них исходными данными служат координаты x_1 и y_1 , x_2 и y_2 базисных пунктов 1 и 2, а также измеренные горизонтальные углы β_1 и β_2 (см. рис. 8.52). Формулы Юнга имеют вид:

$$\left. \begin{aligned} x_A &= (x_1 \operatorname{ctg} \beta_2 - y_1 + x_2 \operatorname{ctg} \beta_1 + y_2) / (\operatorname{ctg} \beta_1 + \operatorname{ctg} \beta_2); \\ y_A &= (y_1 \operatorname{ctg} \beta_2 + x_1 + y_2 \operatorname{ctg} \beta_1 - x_2) / (\operatorname{ctg} \beta_1 + \operatorname{ctg} \beta_2). \end{aligned} \right\} \quad (8.56)$$

Контроль правильности вычислений производится по одной из следующих формул:

$$\left. \begin{aligned} x_1 &= (x_2 \operatorname{ctg} \gamma - y_2 + x_1 \operatorname{ctg} \beta_2 + y_A) / (\operatorname{ctg} \beta_2 + \operatorname{ctg} \beta_2); \\ y_1 &= (y_2 \operatorname{ctg} \gamma + x_2 + y_A \operatorname{ctg} \beta_2 - x_A) / (\operatorname{ctg} \beta_2 + \operatorname{ctg} \beta_2). \end{aligned} \right\} \quad (8.57)$$

В случае применения электронного тахеометра, характеризующегося, например, угловой погрешностью $\pm 5''$, линейной ± 5 мм в безотражательном режиме, точность координирования точек фасада повышается, а затраты времени снижаются. Встроенное меню программ предусматривает уравнивание линейно-углового опорного хода, вычисление координат обмерных точек и других геометрических данных поверхностей объекта. При этом искомые величины индицируются на дисплее и записываются в карту памяти прибора для последующей компьютерной обработки результатов съемки.

Вопросы и задания для самопроверки

1. В чем различие между зданиями и сооружениями? **2.** Каковы назначение и содержание инженерных изысканий для строительства и роль геодезических изысканий в их составе? **3.** Что называют трассой сооружения линейного вида, как определяются углы поворота трассы и последовательно вычисляются дирекционные углы ее прямых участков? **4.** Даны: угол поворота трассы $\Theta_{\Pi} = 60^{\circ} 30'$; радиус круговой кривой $R = 200$ м. Вычислить главные элементы круговой кривой трассы. **5.** Как выполняются пикетажные работы и съемка притрассовой полосы местности? **6.** Как выполняется техническое нивелирование трассы и вычисляются отметки связующих и промежуточных пикетных точек? **7.** По каким данным и в каких масштабах составляют продольный профиль трассы на примере автомобильной дороги? **8.** Как на продольном профиле проектируют проектный профиль дороги, вычисляют уклоны его участков, отметки точек перелома и промежуточных точек, рабочие отметки и положение точек нулевых работ? **9.** Каково назначение геодезической плановой основы для строительства и какие ее виды существуют на территории населенного пункта и на стройплощадке? **10.** Как создается высотная основа для строительства? **11.** Дайте определение главных, основных и дополнительных осей зданий и сооружений. **12.** Опишите технику выполнения основных элементов геодезических разбивочных работ. **13.** Как построить горизонтальный угол с повышенной точностью с помощью теодолита ТЗ0? **14.** Что называется створом и какими способами выносят точки в створ? **15.** Назовите при-

боры, обеспечивающие вертикальное проецирование точек способом вертикальной плоскости и вертикальным лучом, опишите процедуру проецирования. **16.** Как и какими приборами передают строительные отметки на дно котлована и на монтажный горизонт? С какой допустимой погрешностью? **17.** Назовите способы выноса в натуру главных или основных осей зданий и дайте оценку их точности. **18.** Каково назначение строительной обноски и как она используется при строительстве котлована и конструкций нулевого цикла? **19.** Как вычислить геометрию и объем котлована? **20.** Как и с какой точностью выполняется геодезическая разбивка дна котлована, фундаментов ленточных и под колонны? **21.** Опишите передачу основных осей на монтажный горизонт способом вертикальной плоскости, прибором вертикального проецирования. **22.** Как с помощью геодезических приборов производится установка в проектное положение колонн каркасного здания? **23.** Каковы особенности геодезического обеспечения строительства высотных зданий и башенных сооружений? **24.** Каково назначение и содержание исполнительных съемок и исполнительной документации в строительстве? **25.** Как определить крен башенного сооружения угловыми измерениями? **26.** Каковы особенности геодезических изысканий инженерных сетей? **27.** Опишите требования к точности высотного положения напорных водопроводов и самотечных трубопроводов. **28.** Опишите способы геодезической съемки существующих подземных коммуникаций относительно теодолитного хода и существующих зданий. **29.** Опишите методику поиска подземных коммуникаций индукционными трубокабелеискателями. **30.** Раскройте причины смещений и деформаций зданий и сооружений, необходимость геодезического мониторинга смещений и деформаций объектов, методы измерения их осадки и крена, требования к точности соответствующих геодезических работ. **31.** Каково назначение обмерных работ, какими методами они производятся? **32.** С какой геометрической точностью следует выполнять обмерные работы в зависимости от заданного масштаба чертежей объекта? **33.** Каково назначение геодезических работ в комплексе обмеров архитектурного памятника? **34.** Как наметить на стенах здания «нулевую линию», пользуясь нивелиром без применения рейки? **35.** Оцените сравнительные достоинства и недостатки известных вам методов обмеров зданий и сооружений.

ГЕОМЕТРИЧЕСКИЕ ЭЛЕМЕНТЫ ИЗЫСКАНИЙ И ПРОЕКТИРОВАНИЯ ИНЖЕНЕРНЫХ СЕТЕЙ

9.1. Особенности инженерных изысканий для проектирования подземных коммуникаций

Подземные инженерные коммуникации (водопровод, газопровод, самотечная и напорная канализации, теплосети, силовые электрокабели, кабели связи и др.) рассматриваются как объекты инженерного обустройства территории застройки. Поскольку подземные прокладки скрыты поверхностью земли, то для предупреждения их повреждений или вывода из строя, проведения технического обслуживания и ремонтных работ их положение должно быть достаточно точно отражено на планах и профилях подземных коммуникаций населенного пункта, промышленного предприятия и на соответствующих цифровых моделях местности и подземного хозяйства.

Проектирование сетей водоснабжения, канализации, газопроводов проходит две стадии:

- на первой стадии создается технический проект;
- на второй стадии выполняется рабочее проектирование с составлением рабочих чертежей.

Применяется также одностадийное технорабочее проектирование, если для его осуществления имеются все необходимые топографо-геодезические, инженерно-геологические, гидрологические, санитарные и другие данные.

Для обеспечения проектных работ нужны полноценные материалы, собираемые в процессе геодезических *инженерных изысканий* комплексного характера. Изучаются экономические, природные и другие условия намечаемого строительства сетей с целью принятия технически правильного и экономически целесообразного решения проекта.

Геодезические изыскания трасс подземных коммуникаций. На стадии проектирования *геодезические изыскания* трасс подземных коммуникаций являются частью комплексных инженерных изысканий, включающих изыскания экономические, гидрологические, инженерно-геологические, санитарные обслед-

дования. *Гидрологические изыскания* проводят на источниках водоснабжения (водоемах, водотоках, подземных залежах) и на территориях, подбираемых для приема, обеззараживания и возврата в использование сточных вод, в местах пересечения трассой водных препятствий.

Инженерно-геологические изыскания необходимы для определения строительных характеристик грунта для всей трассы. *Санитарные обследования* нужны для выявления условий, при которых варианты размещения площадей для приема и переработки сточных вод не нарушат общего санитарного и экологического состояния прилегающей территории. Следует помнить, что сброс сточных и канализационных вод в реки и естественные водоемы запрещен законом. Поэтому на предприятиях должно действовать водооборотное водоснабжение по замкнутому циклу с многократной водоочисткой.

Строительные нормы по инженерным изысканиям для строительства БНБ 1.02.01-96 [22] распространяются на все виды инженерных изысканий и устанавливают основные требования к организации и проведению инженерных изысканий на всех стадиях проектирования, при строительстве и эксплуатации инженерных подземных сооружений.

При отсутствии инженерно-топографических планов подземных коммуникаций, недостаточной их полноте или точности предусматривается съемка их подземных и наземных составляющих. До начала работ необходимо собрать все документы, относящиеся к задачам съемки и установить возможность их использования. *Полевые работы* начинаются с отыскания на местности по внешним признакам местоположения и назначения существующих подземных коммуникаций. При их обследовании определяют:

- по водопроводу – материал и наружный диаметр труб; назначение (хозяйственное, хозяйственно-питьевое);
- по канализации – характеристику сети (самотечная, напорная) и назначение (бытовая, производственная, дождевая); материал и диаметр труб (внутренний – для самотечных, наружный – для напорных сетей);
- по теплосети – тип прокладки (канальная или бесканальная), тип канала (проходной, полупроходной, непроходной); материал и внутренние размеры канала; количество и наружный диаметр труб;
- по газопроводу – наружный диаметр и материал труб; давление газа.

При съёмке подземных коммуникаций должны быть выявлены и нанесены на план:

- по водопроводу – ось трубопровода, углы поворота, вводы в дома, выпуски, центры люков колодцев, водозаборные и питьевые колонки, пожарные гидранты и поливочные краны;
- по канализации – ось коммуникации, бесколодезные повороты, центры люков колодцев и камер, выходы из домов, решетки дождеприемников, аварийные выпуски;
- по теплосети – оси трубопроводов, углы поворота, вводы в здания и выходы, центры люков камер, места выхода на поверхность;
- по газопроводу – ось трубопровода, углы поворотов, места вводов в дома, места выходов на поверхность, центры люков колодцев и крышек коверов, газорегуляторные пункты.

9.2. Схемы устройства сетей водоснабжения, канализации и газоснабжения

Водопроводные сети состоят из трубопроводов, сооружений и устройств, обеспечивающих функционирование водоснабжения хорошего качества в необходимом количестве. Система инженерных сооружений водоснабжения (рис. 9.1) включает, как правило, следующие объекты:

- сооружения для забора воды из природных источников (открытых или подземных);

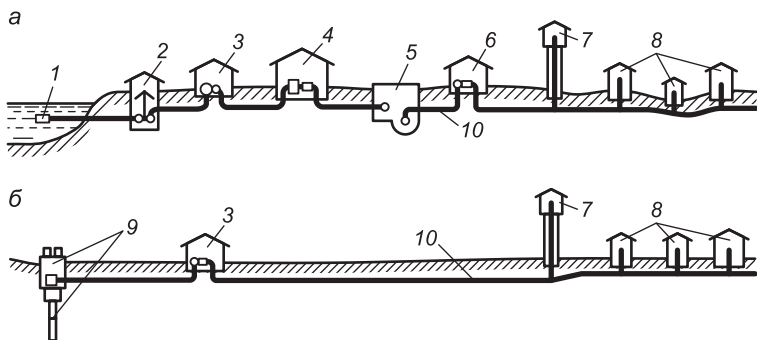


Рис. 9.1. Схема водопровода из открытого (а) и закрытого (б) водоисточников: 1 – водозабор; 2 – береговой водоприемник; 3 – насосная станция; 4 – водоочистные сооружения; 5 – подземный резервуар чистой воды; 6 – насосная станция; 7 – водонапорная башня; 8 – водораспределители; 9 – шахтный колодец и насос; 10 – водовод

- насосные станции для подачи воды на очистные сооружения, накопительные емкости или непосредственно потребителям;
- водоочистные сооружения;
- резервуары или водонапорные башни, относящиеся к регулирующим емкостям;
- водопроводы и водораспределительные сети, поставляющие воду потребителям.

В местах пересечения водопроводных линий с другими инженерными сооружениями (например, дорогами) строят специальные тоннели либо устраивают переход трубопровода на определенной высоте над дорогой. Для перехода через реки, овраги строят мосты или дюкеры (специальные напорные участки водопровода).

На рис. 9.1, *а* показана схема водопровода из открытого источника, на рис. 9.1, *б* – из закрытого (подземного).

Канализационные сети (рис. 9.2) состоят из инженерных сооружений, обеспечивающих:

- прием сточных вод;
- транспортирование сточных вод к очистным сооружениям;
- очистку сточных вод и извлечение полезных веществ из вод и осадка;
- сброс вод, очищенных до заданных показателей, в водоем.

В канализационных сетях для самотечной транспортировки сточных вод трубы укладываются с определенным уклоном, по возможности используя естественный рельеф территории. В необходимых случаях самотечные трубопроводы поднимают уступом в более высокое положение, а воду перекачивают с по-

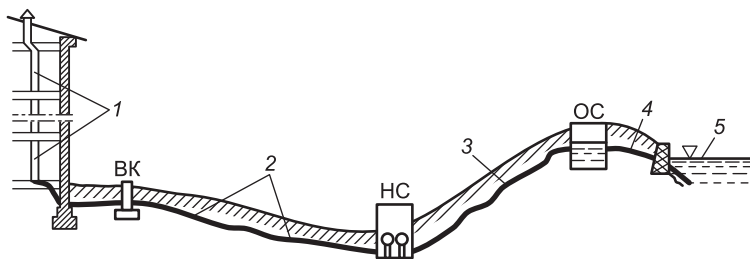


Рис. 9.2. Схема канализационной сети и сооружений:

1 – внутридомовая (внутричеховая) сеть; 2 – наружная сеть; 3 – напорный водовод; 4 – водовод-выпуск; 5 – максимальный уровень в реке; ВК – выпускной колодец; НС – насосная станция; ОС – очистные сооружения

мощью насосных станций. Поэтому в соответствии с рельефом местности территорию, где устраивают канализацию, делят на участки – бассейны канализации, в пределах которых обеспечивается самотечность сточных вод. Сточные воды одного или нескольких бассейнов самотеком поступают в *коллектор* – участок канализационной сети. Крупные коллекторы называют *каналами*. Линейные сооружения коллектора (трубы, коллекторы, каналы) в местах пересечения с дорогами, реками, оврагами дополняются дюкерами или обустраиваются мостовыми переходами, эстакадами.

Газопроводные сети представляют собой систему трубных прокладок (газотрубопроводов), сооружений и распределительных устройств на них, обеспечивающих доставку газа потребителям в требуемом количестве. В зависимости от величины давления газопроводы разделены на три категории: низкого давления – 4,90 кПа; среднего – от 4,9 до 294,20 кПа; высокого – от 294,20 до 1176,79 кПа или, соответственно, 0,05 кгс/см², 0,05–3 кг/см², 3–12 кг/см².

Трубы газопроводов, транспортирующих газ из месторождения на большие расстояния, как правило, закладывают в траншеи ниже поверхности земли с уклонами, соответствующими рельефу местности, в пониженных местах к трубам присоединяют устройства для сбора конденсата. На городских территориях газопроводы газовой сети классифицируют по назначению на *транзитные* (магистральные), *распределительные* и *ответвления*. Городские газопроводы прокладывают в грунт вдоль улиц и проездов. Внутриквартальные дворовые газопроводы прокладывают в грунт вдоль улиц и проездов, допускается устраивать их на опорах и фасадах жилых и общественных зданий. Трубы, транспортирующие осушенный газ, закладывают без учета уклона и устройства сборников конденсата.

9.3. Трасса трубопровода. Колодцы

Трассой подземного или надземного трубопровода называется пространственная линия на местности, представляющая ось этого сооружения линейного вида. Проектное и фактическое положение трассы показывают на топографических, инженерно-топографических планах, профилях и на строительных чертежах.

При составлении графической документации трассу рассматривают в проекции на горизонтальную плоскость (на планах) и в профиле (на чертежах, отображающих вертикальный разрез местности вдоль оси трассы). Трассы трубопроводов, как правило, проектируют прямолинейными участками в плане и в профиле, т.е. оси трубопроводов обычно на местности представляют собой пространственные ломаные линии. В местах излома трассы и в промежуточных точках устраивают колодцы различного назначения.

Линейной координатой точки трубопровода служит ее *пикетное расстояние от начальной его точки по оси трассы*, высотная координата определяется *отметкой* – численным значением высоты точки трубопровода над исходной уровнем поверхности.

На водопроводных и газовых инженерных сетях устраивают **сетевые колодцы**, которые сооружают, как правило, в местах установки водопроводной и газовой арматуры (соединений и регулирующих устройств). Размеры сетевых колодцев выбирают соответственно диаметру трубопровода, глубины его заложения, размеров трубопроводной арматуры, удобства выполнения монтажных и ремонтных работ, прочностных характеристик грунта. Колодцы изготавливают из сборных железобетонных элементов или выкладывают кирпичом.

Для канализационных сетей предусматривают **смотровые колодцы**. Схема устройства смотрового канализационного колодца представлена на рис. 9.3. Бетонное основание 1 опирается на грунт. Нижняя часть стенок 4 образует рабочую камеру. На переходный конус опирается горловина 5. Чугунный люк 6 закрыт крышкой 7. Сточная жидкость в пределах колодца движется по открытому лотку, поверхность которого устроена как продолжение внутреннего сечения трубы до половины ее высоты. Площадку между стенками лотка и колодца, называемую *бермой*, бетонируют с небольшим уклоном в сторону лотка.

Различают смотровые колодцы: линейные, поворотные, узловые и перепадные.

Линейные смотровые колодцы строят на прямолинейных участках водопроводных, газовых или канализационных прокладок для периодического осмотра и прочистки трубопровода. Строительными нормами предусмотрено размещение названных колодцев через следующие отрезки трассы: при диаметре труб $d = 150$ мм через каждые 35 м; при $d = 200–450$ мм

9.4. Сведения о выборе рабочих уклонов самотечных трубопроводов

Уклон труб самотечной канализации должен обеспечивать нормальный пропуск сточных вод без засорения и закупорки труб. В табл. 9.1 указаны уклоны труб самотечной канализации, обеспечивающие их нормальное функционирование. Сточная жидкость содержит большое количество твердых и жидких нерастворимых частиц, которые при малой скорости потока могут выпадать в трубах в виде осадка, постепенно уменьшая площадь внутреннего поперечного сечения трубы и ее пропускную способность. Чтобы избежать выпадения осадка при проектировании уклона самотечных трубопроводов учитывают следующие показатели:

- режим движения сточной жидкости;
- транспортирующую способность потока;
- минимальные самоочищающиеся (критические) скорости течения жидкости.

При проектировании уклона труб рассматривают также максимальную расчетную скорость течения.

Таблица 9.1

Геометрические характеристики продольного профиля самотечной канализации, обеспечивающие ее работоспособность

Диаметр трубы d , мм	Допустимые величины		Расстояние между соседними колодцами l , м	Допустимые между соседними колодцами	
	минимального уклона i	минимальной скорости сточных вод v_{\min} , м/с		минимальное превышение $h_{\min} = il$, м	погрешность превышения, $\Delta h_{\text{доп}}$, м
1	2	3	4	5	6
150	0,008	0,7	35	0,280	0,007
200	0,005	0,7	50	0,250	0,007
250		0,7	50	0,200	0,007
300–400		0,8	50	0,125	0,005
450–500		0,9	50–75	0,111	0,005
600–800		1,0	75–100	0,125	0,005
900–1200		1,15	100–150	0,111	0,005
1300–1500		1,3	150	0,115	0,005
Свыше 1500	0,0005	1,5	200–300	0,125	0,005

Минимальной (критической, или самоочищающей) расчетной скоростью называется такая скорость, уменьшение которой приводит к выпадению в осадок взвешенных частиц из потока (к заилению труб). При расчетном наполнении труб минимальную скорость потока принимают согласно нормам, приведенным в табл. 9.1.

Скорость потока зависит от диаметра и уклона трубы. При равномерном движении открытого (не заполняющего трубу полностью) потока уклон i его поверхности равен уклону лотка трубы:

$$i = (H_1 - H_2) / l, \quad (9.1)$$

где H_1 и H_2 – отметки дна лотка на концах участка постоянно-го уклона длиной l .

Максимальной расчетной скоростью называют такую скорость течения жидкости, при которой не происходит быстрого истирания внутренней поверхности труб и каналов песком и другими твердыми частицами потока. Такая скорость в металлических трубах не должна превышать 8 м/с, в неметаллических – 4 м/с.

В равнинной местности увеличение уклонов сопровождается большим нарастанием заглубления труб вдоль трассы самотечной канализации относительно ее исходной точки. Для снижения стоимости строительства трубопровода канализационную сеть проектируют с минимальными уклонами, соответствующими критической скорости потока. Для предотвращения брака в проектировании самотечной канализации и в ее строительстве особое внимание уделяется геодезическим нивелирным работам, точность которых должна обеспечивать достоверность расчета проектных уклонов труб и правильность их укладки по уклонам при строительстве. Соответственно притрассовые нивелирные реперы должны надежно сохранять свою высоту, т.е. должны быть устойчивыми.

9.5. Глубина заложения трубопроводов

Глубину заложения водопроводных, канализационных и газовых подземных сетей задают в процессе проектирования.

Глубина укладки труб водопровода h_T рассчитывается до низа трубы ниже расчетной глубины сезонного промерзания грунта $h_{\text{пром}}$ на определенную величину, например при диаметре трубы $d \leq 300$ мм (т.е. $d \leq 0,3$ м) на глубину $h_T = h_{\text{пром}} + d + 0,2$ м. В северных районах Беларуси расчетная глубина сезонного промерзания достигает 0,8–1 м, в южных составляет 0,4 м. В местах пересечения дороги, характеризующейся интенсивным транспортным движением, трубы заглубляют не меньше чем на 1 м. В целом профиль лотка напорного трубопровода должен соответствовать профилю земной поверхности.

Глубина укладки труб канализации на выходе из мест образования сточных вод выбирается под условием укладки труб с уклоном, обеспечивающим естественный сток вод на участке до присоединения к трубам уличной сети или к заводским коллекторам. Соответственно глубина закладки коллекторов канализационной сети заранее выбирается из условия обеспечения необходимых уклонов присоединяемых сточных труб и собственных необходимых уклонов. С учетом того, что сточные воды обладают некоторым запасом тепловой энергии, наименьшую глубину заложения лотка труб канализации принимают меньше глубины наибольшего сезонного промерзания грунта: для труб диаметром $d \leq 500$ мм на 0,3 м; для труб диаметром $d > 600$ мм на 0,5 м, но не меньше чем на 0,7 м от земной поверхности до верха всех видов труб канализации вне населенных пунктов.

На городских магистралях глубину заложения труб уличной канализационной сети назначают не меньше 1,5 м от их верха.

Глубина укладки труб газопровода выбирается в зависимости от влажности газа (сухой или влажный газ), диаметра труб и требований защиты труб от механических повреждений. Трубы, по которым транспортируется сухой или осушенный газ, закладывают на нормальную глубину 0,8 м до верха трубы от поверхности непучинистого или слабопучинистого грунта. Эту глубину уменьшают до 0,6 м на необрабатываемых землях, где невозможно движение транспорта и сельскохозяйственных машин. На городских улицах газопроводные трубы закладывают в грунт вдоль улиц и проездов на глубину не менее 1–1,2 м. На внутридворовых участках газопроводы допускается устраивать на опорах и на фасадах жилых домов.

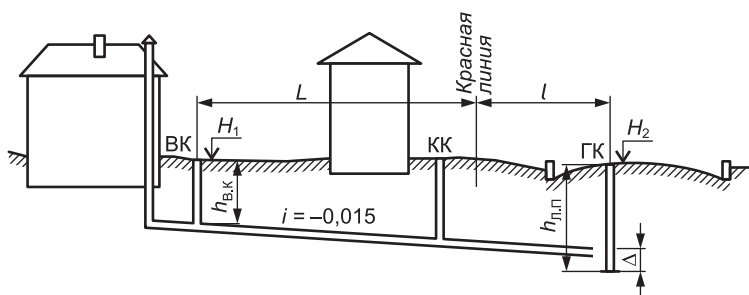


Рис. 9.4. Схема определения начальной глубины заложения участка примыкания самотечной канализации здания к уличной сети самотечной канализации: ВК – выпускной колодец; КК – контрольный колодец; ГК – городской коллектор

Расчет проектируемой трассы самотечной канализации на примыкание к существующим коммуникациям. Расчет производится на глубину заложения труб начальных участков проектируемой трассы относительно фактической отметки лотка существующей линии канализации. Например, для определения наименьшей глубины $h_{в.к}$ выпускного колодца, принимающего сточные воды из некоторого здания (рис. 9.4), применяется формула

$$h_{в.к} = h_{л.п} - i(L + l) + (H_1 - H_2) + \Delta, \quad (9.2)$$

где $h_{л.п}$ – глубина лотка канализации примыкания; i – уклон труб проектируемой трассы; $(L + l)$ – ее общая длина; $(H_1 - H_2)$ – разность отметок поверхности земли у колодца выпускного и колодца примыкания соответственно; Δ – перепад высоты между лотками соединительной ветки и колодца примыкания. Произведение $i(L + l)$ представляет расчетное превышение между лотками колодцев выпускного и примыкания, зависящее от выбранной величины уклона i .

Пример 9.1. Пусть для схемы рис. 9.4 $h_{л.п} = 2,00$ м; $i = -0,015$; $(L + l) = 200,00$ м; $H_1 = 105,00$ м; $H_2 = 102,00$ м; $\Delta = -0,1$ м. Вычислить глубину $h_{в.к}$ выпускного колодца, если диаметр трубы $d = 200$ мм.

Решение. В направлении от колодца примыкания ГК к началу ВК участка примыкания домовая канализация знаки и величины i и Δ противоположны знакам для прямого направления потока сточ-

ных вод, т.е. $i = +0,015$; $\Delta = +0,1$ м, поэтому по формуле (9.2) определяем

$$h_{в.к} = 2,00 - 0,015 \cdot 200,00 + 3,00 - 0,10 = 1,90 \text{ м.}$$

9.6. Узвязка взаимного положения подземных коммуникаций

Под покрытием улиц и проездов современных благоустроенных населенных пунктов на определенной глубине находятся большое количество подземных инженерных сетей (трубы водопровода, канализации, теплотрасс, газопровода, кабели электрические, телефонные, телевизионные и др.). Местоположение всех подземных прокладок должно быть взаимоувязано по допускам на минимальные расстояния между ними, а это сильно осложняет проектирование каждого вида подземной коммуникации и сопровождается необходимостью согласования их проекта с организациями, ответственными за безаварийную работу соответствующих действующих или проектируемых подземных сетей. Для обеспечения нормальной эксплуатации существующих и проектируемых подземных сетей в населенных пунктах составляют и при необходимости обновляют подробные планы подземных коммуникаций. За пределами населенных пунктов подземные трубопроводы и кабели обозначают специальными охранными знаками с указателями запрета проводить вблизи них земляные работы.

В населенных пунктах водопроводные, канализационные, газовые, тепловые трубы прокладывают, как правило, вдоль улиц и проездов параллельно линиям застройки, по возможности за пределами дорожного покрытия и с учетом минимальных повреждений уличных древесных насаждений. Но соблюдение всех условий сохранения уличных объектов практически не всегда выполнимо. Рациональное размещение подземных прокладок вдоль городских улиц возможно в кварталах новой застройки и при капитальной реконструкции улиц старой застройки с исчерпавшими свой ресурс коммуникациями. Пример такого размещения подземных параллельных коммуникаций в поперечном сечении улицы приведен на рис. 9.5, а в табл. 9.2 даны некоторые минимально допустимые расстояния между подземными прокладками.

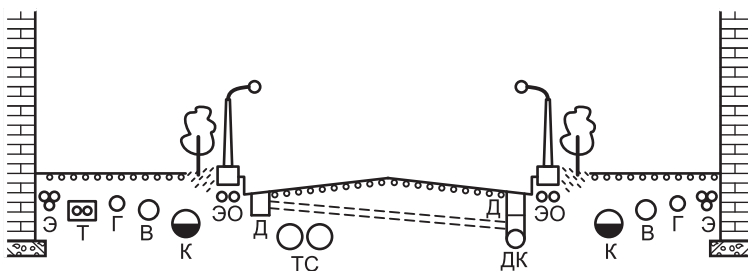


Рис. 9.5. Пример размещения подземных коммуникаций:

Э – электрокабели; Т – телефонные кабели; Г, В, К – трубы газопровода, водопровода, канализации; ЭО – электрокабели освещения; Д – дождеприемники; ТС – тепловая сеть; ДК – дождевая канализация (водостоки)

Таблица 9.2

**Минимально допустимые в плане расстояния
между подземными коммуникациями**

Коммуникации и объекты, до которых даны допустимые расстояния	Для канализации, м	Для водопровода, м	Для газопровода, м		
			Давление		
			низкое	среднее	высокое
1	2	3	4	5	6
До линии застройки или до обреза фундаментов зданий, путепроводов и тоннелей	3–5	5	2	4	7–10
До подземных силовых кабелей	0,5	0,5	1	1	1
До электролиний высокого напряжения:					
меньше 35 кВ	5		5	5	5
больше 35 кВ	10		10	10	10
До кабелей связи	1	0,5	1	1	1
До наружной поверхности труб теплотрасс и продуктопроводов	1–1,5	1,5	2	2	2–4
До газопроводов:					
низкого давления	1	1	–	–	–
среднего давления	1,5	1,5	–	–	–
высокого давления	2–5	2–5	–	–	–
До мачт и столбов уличного освещения	–	1,5	–	–	–

1	2	3	4	5	6
До оси ближайшего пути трамвайной или железной дороги	4,5	4	3	4	7–10
От бровки траншеи и до ближайшего рельса трамвайного пути	1,5	2	2	2	3
До бровки кювета или подошвы насыпи	–	–	–	–	–
До ближайшей грани бордюрного камня автомобильной дороги	1,5	2	–	–	–
До стволов деревьев ценных пород в полосе зеленых насаждений	2	1,5	1,5	1,5	1,5

9.7. Съёмки подземных коммуникаций индукционными приборами. Обмеры

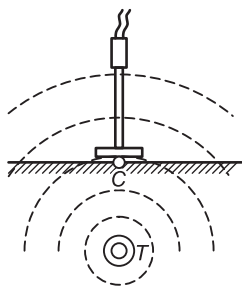
Геодезические методы планово-высотной съёмки существующих подземных инженерных коммуникаций, названные в п. 9.1, можно реализовать только при доступности смотровых колодцев, камер и др. Часть колодцев может быть скрыта слоем земли или покрытием. В таких местах на поверхности не выявляются признаки поворотов трассы, мест присоединения ответвлений вне колодцев. **Съёмки скрытых подземных коммуникаций** (с определением глубины их заложения и положения в плане) выполняются индукционными трубо- и кабелеискателями. Такие устройства содержат генератор переменных электрических колебаний, индукционный приемник электромагнитных волн, приемная антенна которого выполнена в виде индукционной рамки-искателя направления на источник электромагнитного излучения, а также звуковой и электронный индикаторы интенсивности принятых сигналов. С помощью таких приборов плановое положение подземной прокладки определяется с погрешностью 0,05–1 м, высотное – с погрешностью около 10% от глубины залегания.

Для создания вокруг подземной прокладки переменного электромагнитного поля один вывод генератора заземляют, второй – присоединяют к объекту (металлической трубе, ме-

таллической защитной оболочке кабеля) или же непосредственно к одному из проводов кабеля, если он не защищен металлической оболочкой. Подключения производят через колодцы или шурфы. Кабели обязательно отключаются от сети по специальному разрешению эксплуатирующей организации. При необходимости поиска положения неметаллических трубопроводов их заполняют токопроводящей жидкостью.

Поисковое устройство трубокабелеискателя (его рамочную антенну) при съемках перемещают на поверхность земли относительно источника электромагнитных колебаний, т.е. подземной прокладки, к которой подключен генератор трубокабелеискателя. Поиск положения объекта можно производить по максимуму или минимуму сигнала. В случае поиска по минимуму сигнала результаты местоопределения получаются более точными, при этом рамку поискового контура располагают горизонтально и перпендикулярно к предполагаемому направлению подземной прокладки и перемещают поперек ее. Одновременно прослушивают звуковой сигнал через телефоны и наблюдают показания стрелочного или цифрового индикатора интенсивности принимаемого излучения. Поисковый контур находится над объектом в точке C (рис. 9.6, a) при минимальном сигнале. Точку C отмечают краской на поверхности асфальта, кольшком на поверхности земли. Для отыскания планового положения трассы оператор движется вдоль объекта, находит и отмечает его точки на поверхности через заданные интервалы и промерами привязывает их к ближайшим местным предметам, показанным на копии плана.

a



b

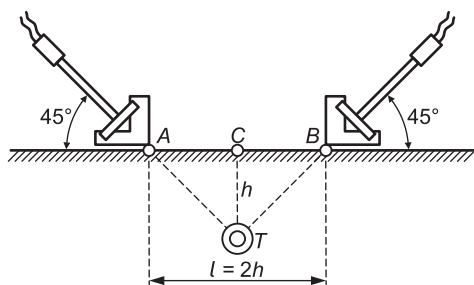


Рис. 9.6. Схема индукционного поиска подземной коммуникации:

a – в плане; b – по глубине

Для определения глубины залегания подземной прокладки поисковый контур закрепляют на подставке с наклоном 45° (рис. 9.6, б) и перемещают относительно точки C поперек трассы, отмечают точку A , в которой сигнал тоже становится минимальным. Аналогичную точку B находят с противоположной стороны. Расстояние $AB = l = 2h$ измеряют рулеткой и находят глубину залегания трубы или кабеля.

Для раздельной съемки нескольких кабелей их всех отключают от сети, затем к металлической оболочке каждого из них поочередно подключают генератор.

Обмеры подземных коммуникаций. Измерения диаметров труб, размеров камер производят через смотровые колодцы подземных коммуникаций. Внешний диаметр трубы, проходящей через камеру, можно измерить диаметромером (рис. 9.7). Шкалы диаметромера рассчитаны по формуле

$$d = h^2 + a^2 / 4a. \quad (9.3)$$

Если рулеткой измерить длину K окружности по поверхности трубы, то внешний диаметр

$$d = 0,3183K. \quad (9.4)$$

Один из способов измерения внутреннего диаметра трубы через смотровой колодец показан на рис. 9.8. Рейку с Г-образ-

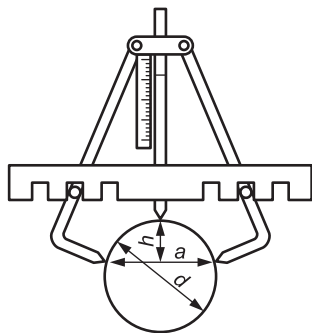


Рис. 9.7. Диаметромер

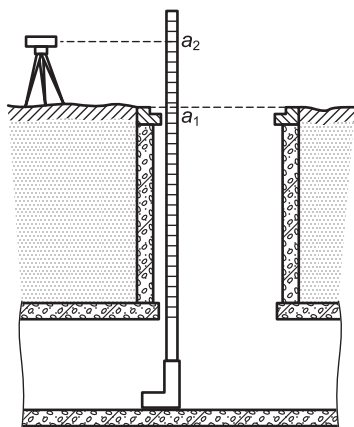


Рис. 9.8. Измерение внутреннего диаметра трубы

ным упором ставят на дно трубы, затем упор прижимают к ее верхней точке, каждый раз по шкале рейки берут отсчеты a_1 и a_2 либо с помощью нивелира, либо относительно края люка и вычисляют внутренний диаметр

$$d_{\text{вн}} = (a_1 - a_2) + b, \quad (9.5)$$

где b – высота упора.

9.8. Требования к точности геодезической основы для изысканий и строительства подземных коммуникаций

Требования к точности высотного положения трубопроводов. Подземные коммуникации строят на местности в соответствии с их проектом, а перенесение в натуру трубных прокладок выполняется геодезическими методами с определенной точностью, которая должна удовлетворять требованиям нормативно-правовых документов в области строительства подземных инженерных сетей и обеспечивать их строительство в соответствии с проектом по размещению труб в плане и по высоте. Наиболее высокие требования к точности укладки труб на проектные отметки и уклоны предъявляют к сетям канализации, действующим в самотечном режиме (см. табл. 9.1).

Геодезические изыскания для проектирования и строительства напорных трубопроводов. На стадии предварительных изысканий для проектирования напорных трубопроводов их плановое и высотное положение можно запроектировать в камеральных условиях, пользуясь имеющимися крупномасштабными планами и картами или же цифровыми моделями местности (ЦММ) с помощью компьютерной системы автоматического проектирования (САПР). Рассмотрим точность топографических планов применительно к задачам камерального трассирования напорных трубопроводов.

Погрешность измерения расстояний по плану масштаба $1 : M$ характеризуется в среднем величиной $\Delta d = \Delta l_{\text{п}} \cdot M$ (см. п. 2.1), где $\Delta l_{\text{п}} = 0,5$ мм – средняя погрешность взаимного положения контуров на плане. С такой же точностью определяется по плану положение оси сооружения относительно четких контуров местности, нанесенных на план.

Погрешность определения отметок точек земной поверхности по плану относительно горизонталей характеризуется

согласно формуле (2.7) в среднем величиной $m_H \approx h_c / 8$, где h_c – высота сечения рельефа. Максимальное значение погрешности отметки $\Delta H_{\Pi} \approx 2m_H \approx h_c / 4$.

Уклон отрезка l между точками 1 и 2 трассы, нанесенной на план, вычисляется по формуле

$$i = (H_2 - H_1) / l, \quad (9.6)$$

где H_2 и H_1 – отметки точек 1 и 2, найденные по плану относительно горизонталей с погрешностями m_H или $\Delta H_{\Pi} \approx 2m_H$.

Соответствующая погрешность превышения

$$m_h = \sqrt{m_{H_1}^2 + m_{H_2}^2} = \sqrt{2(h_c / 4)^2} = h_c \sqrt{1/8}. \quad (9.7)$$

Погрешность уклона

$$m_i = m_h / l = [h_c \sqrt{1/8}] / l. \quad (9.8)$$

Например, при $h_c = 1$ м и расстоянии $l = 50$ м находим наибольшее значение $m_i = 0,007$; среднее $m_i = 0,0035$. При $h_c = 0,5$ м и расстоянии $l = 50$ находим наибольшее значение $m_i = 0,0035$; среднее $m_i = 0,0018$. Следовательно, топографические карты дают возможность определять уклоны земной поверхности с точностью, достаточной для проектирования напорных трубопроводов.

Геодезическая основа для полевых изысканий трасс подземных коммуникаций. На местности вдоль намечаемой трассы будущего подземного сооружения линейного вида должно существовать необходимое количество плановых и высотных геодезических знаков, предназначенных для проведения плано-высотной съемки притрассовой полосы местности, а в дальнейшем для перенесения инженерной прокладки в натуру в проектное положение в плане и по высоте. Если количество имеющихся опорных пунктов недостаточно или их нет, то создается съемочное геодезическое обоснование, закрепляемое на местности долговременными, а также временными геодезическими знаками, плановые координаты которых x и y и отметку H определяют различными методами относительно плановых и высотных пунктов государственной или городской геодезической сети.

Координаты пунктов съемочной сети находят, например, линейно-угловыми ходами с помощью электронного тахео-

метра, спутниковыми приборами, отметку находят нивелированием соответствующего класса точности. Технические требования к точности плановых и высотных координат пунктов притрассовой геодезической основы определяются назначением этих пунктов:

- на стадии изысканий геодезическая основа должна обеспечивать заданную точность ЦММ и (или) создаваемых топографических планов;

- на стадии строительства пункты геодезической основы должны обеспечивать перенесение на местность коммуникаций в проектное положение с точностью, предусмотренной строительными нормативными документами.

Показатели точности съёмочного обоснования следующие:

- погрешность Δp планового положения пункта съёмочной сети, наиболее удаленного от опорных пунктов, не должна превышать 0,2 мм на плане масштаба 1 : М для застроенной территории и 0,3 мм на плане масштаба 1 : М для незастроенной местности, т.е.

$$\Delta p = 0,2 \cdot M \text{ и } \Delta p = 0,3 \cdot M; \quad (9.9)$$

- погрешность m_H высоты (отметки) реперного пункта сети, наиболее удаленного от исходных реперов более высокого класса, не должна превышать величин, указанных в табл. 9.3.

Таблица 9.3

Допустимые погрешности отметки репера съёмочного обоснования и длина нивелирного хода

Показатель	Численное значение		
Высота сечения рельефа h_c , м	0,25	0,5	1
Допустимая погрешность отметки высотного знака ΔH , м	0,03	0,06	0,12
Допустимая длина хода технического нивелирования между реперами III и IV классов, км	4,0	8,0	16,0

Допустимая длина ходов съёмочного обоснования на стадии изысканий. С помощью электронных тахеометров в сочетании с приборами спутникового позиционирования работы по созданию съёмочного обоснования вдоль трассы и съёмкам притрассовой полосы местности производятся в короткие сроки и с высокой точностью. Но в настоящее время

плановое съемочное обоснование вдоль трассы сооружения линейного вида допускается создавать полигонометрическими (теодолитными) ходами, при этом высотное обоснование следует строить нивелированием III, IV классов и техническим. Допустимая длина полигонометрического (теодолитного) хода вычисляется по формуле

$$\sum l_{\text{доп}} = 2\Delta p \cdot M \cdot T / 10^6, \quad (9.10)$$

где Δp – погрешность полного положения. Например, если относительная точность теодолитного хода $1 / T = 1/2000$, масштаб топографической съемки $1 : M = 1 : 1000$, то расчетная длина этого хода на застроенной территории и на открытой от высокой растительности местности будет равна $\sum l_{\text{доп}} = 2 \times 0,2 \cdot 1000 \cdot 2000 / 10^6 = 0,8$ км. Следовательно, теодолитный ход указанной точности необходимо привязывать к геодезическим опорным пунктам через каждые 0,8–1 км.

Зная расстояние между опорными геодезическими пунктами для привязки хода, можно рассчитать требуемую относительную точность полигонометрического (теодолитного) хода для обеспечения условий, заложенных в формуле (9.9). Из формулы (9.10) получаем выражение для расчета величины $1 / T$:

$$T = \sum l \cdot 10^6 / (2\Delta p \cdot M). \quad (9.11)$$

Например, при длине хода $\sum l = 10$ км; $\Delta p = 0,2$ мм; $1 : M = 1 : 1000$ получаем $T = 25\ 000$. Такую точность обеспечивает полигонометрический ход с относительной погрешностью измерения его сторон $1 / 25\ 000$ (измеряются светодальномером) и со средней квадратической погрешностью измерения углов $m_{\beta} = \pm 4''$ (см. п. 5.4, табл. 2.1). Для работы наиболее приемлем электронный тахеометр.

Требования к точности геодезической опоры на стадии строительства подземных сооружений. Как уже отмечалось наиболее высокие требования к укладке труб на проектные отметки и уклон предъявляются при строительстве самотечной канализации. В графе 5 табл. 9.1 приведены минимальные превышения h_{min} между колодцами, соответствующие минимальным уклонам i_{min} , а в графе 6 указаны допустимые погрешности $\Delta h_{\text{доп}}$ измерения превышений между лотками труб в соседних колодцах самотечной канализации. При

$\Delta h_{\text{доп}} = 7$ мм и расстояниях между колодцами $l = 50$ м превышение следует определять техническим нивелированием. Но при расстояниях между колодцами свыше 150 м погрешность $\Delta h_{\text{доп}} = 5$ мм и требования к точности технического нивелирования соответственно возрастают. Для обеспечения рассмотренной высотной точности проектирования и последующего строительства самотечной канализации необходима соответствующая высотная геодезическая подготовка строительных работ. Для этого на стадии изысканий вдоль трассы объекта закладывают реперы приблизительно через 150–200 м с расчетом, чтобы с одной установки нивелира можно было отсчитывать по рейкам, установленным на двух соседних реперах и на точках трубопровода, при расстояниях визирования не больше 100 м. На незастроенной территории закладывают грунтовые реперы, на застроенной территории применяют, как правило, стенные реперы, которые практически всегда доступны для использования и редко уничтожаются.

Высотные координаты притрассовых реперов при малых уклонах трубопровода ($i \leq 0,005$) определяются геометрическим нивелированием III класса; при уклонах больших минимально допустимых – геометрическим нивелированием IV класса, а также ходами технического нивелирования длиной не больше 1 км с привязкой к реперам нивелирования более высоких классов. Нивелирование III и IV классов выполняют специалисты геодезических учреждений или геодезических отделов проектно-изыскательских учреждений.

Высотное обеспечение строительства напорных трубопроводов и газопроводов состоит в определении отметок притрассовых реперов техническим нивелированием, допустимую длину нивелирного хода между исходными реперами III и IV классов принимают до 4 км.

Закрепление пунктов трассы. В процессе полевых работ по перенесению проекта трассы на местность ось трассы закрепляют пикетными знаками: на незастроенной территории – деревянными кольшками; на поверхности, покрытой асфальтом, – кованными гвоздями, на поверхности бетона – метками. Вершины углов поворота и ряд пикетных точек закрепляют выносками за пределами зоны предстоящих земляных работ, так называемыми створными знаками грунтового типа или настенными. Перед началом строительства на местности восстанавливают утраченные пикетные точки трассы промерами их

расстояний от створных знаков. В процессе строительства пикетные знаки трассы уничтожаются, поэтому плановое положение оси трассы проверяется промерами от створных знаков.

9.9. Камеральное трассирование на плане. Продольный профиль трассы

На предварительной стадии изысканий будущее положение проектируемой подземной коммуникации на местности намечается ее *камеральным трассированием* по топографической карте (плану) или по аэрофотоснимкам или же посредством САПР по ЦММ. В процессе камерального трассирования по плану (карте) на него наносят проектную линию трассы, а затем по данным такой топографической основы составляют продольный профиль земной поверхности вдоль трассы. На чертеже-профиле проектируют глубину заложения трубопровода и его профиль. В зависимости от ситуации и рельефа местности, показанных на плане, а также технических условий проектирования данного вида трубопровода, его камеральное трассирование выполняют либо через фиксированные точки, либо способом попыток, либо построением профиля критического (минимального) уклона трубопровода с безнапорным движением стоков. Уклон самотечного канализационного трубопровода назначают в пределах, обеспечивающих скорости жидкости: *самоочищающие* (при ровном рельефе) или *допустимо максимальные* (при крутом рельефе).

Способ попыток состоит в том, что между заданными точками на плане намечают трассу с заданным уклоном и глубиной заложения и составляют для нее продольный профиль земной поверхности с нанесением проектного профиля трубопровода. Если глубина заложения не на всех участках соответствует заданной, то трассу на плане смещают по участкам или намечают заново, добиваясь лучшего варианта соответствия профиля трубопровода поверхности земли. Для каждого варианта составляется продольный профиль.

Способ критического (минимального) уклона рассматривается здесь в качестве примера, характерного для крутой местности, где канализационный трубопровод проектируется при допустимо максимальной скорости движения жидких стоков. На топографическом плане (карте) между заданными точками

определяют положение ломаной линии заданного уклона (задача рассмотрена в п. 2.4), которую затем спрямляют по участкам прямыми отрезками, нанесенными как можно ближе к ломаной линии. В местах, где рельеф не дает возможности обеспечить проектирование минимально допустимого уклона трубопровода с соблюдением требований к глубине его закладки, трассу смещают для выполнения технических условий ее проектирования. Затем по данным плана составляется продольный профиль по линии земли с нанесением на него проектного профиля трубопровода.

Пример камерального трассирования трубопровода с заданным критическим уклоном $i_{\text{крит}} = 0,005$ показан на рис. 9.9, в условиях, когда застройка и благоустройство участка препятствуют проложению трассы по кратчайшему маршруту AE . На плане между горизонталями проведена ломаная линия $A-1-2-\dots-16-E'$, отрезки которой отвечают критическому уклону. Ее точки на плане получены засечками горизонталей с помощью циркуля-измерителя, раствор которого $a_{\text{п}} = 10,0$ мм вычислен по формуле (2.10) для плана масштаба $1 : 10\,000$ при $h_{\text{с}} = 0,5$ м и уклоне $i_{\text{крит}} = 0,005$. Ломаная линия служит ориентиром для проектного размещения трубопровода на плане спрямляющими линиями $ABCDE$.

Задание. На рис. 9.9 вынужденное трассирование трубопровода по критическому уклону приводит к значительному удлинению трассы. Скопируйте рисунок на восковку или сканируйте. Рассмотрите прямолинейный вариант трассы AE с определением уклонов его участков, соответствующих изменениям уклонов поверхности земли; дайте оценку допустимости таких уклонов применительно к участкам профиля трубопровода самотечной канализации по показателям минимального критического уклона и максимально допустимого уклона согласно п. 9.4.

Полученную линию трассы $ABCDE$ размечают на плане пикетными точками через отрезки $l_{\text{п}} = 10,0$ мм, которые в масштабе $1 : 10\,000$ соответствуют пикетному расстоянию $l = 100$ м в горизонтальном проложении. Горизонтальный масштаб продольного профиля может быть иным, чем масштаб плана.

При составлении **продольного профиля** (рис. 9.10) измеряют пикетные расстояния на топографическом плане для характерных точек перегибов рельефа и отмечают эти расстояния в строке «Расстояние» профиля. Отметки пикетов и характерных точек определяют по топографическому плану относи-

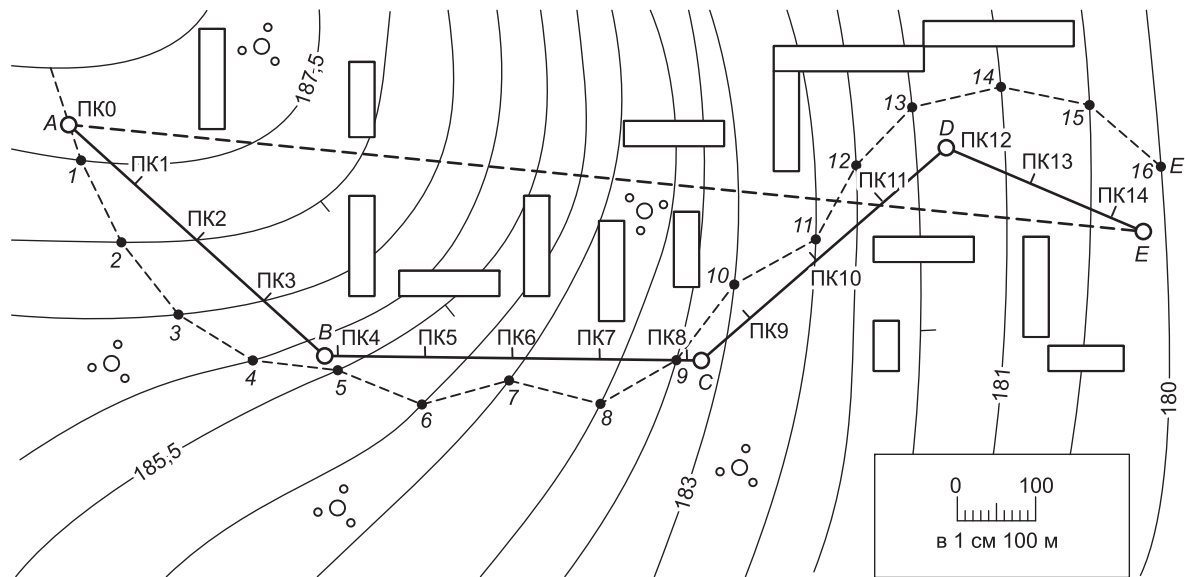


Рис. 9.9. Пример камерального трассирования трубопровода по критическому уклону $i_{\text{крит}} = 0,005$ на топографическом плане масштаба 1 : 10 000 при $h_c = 0,5$ м

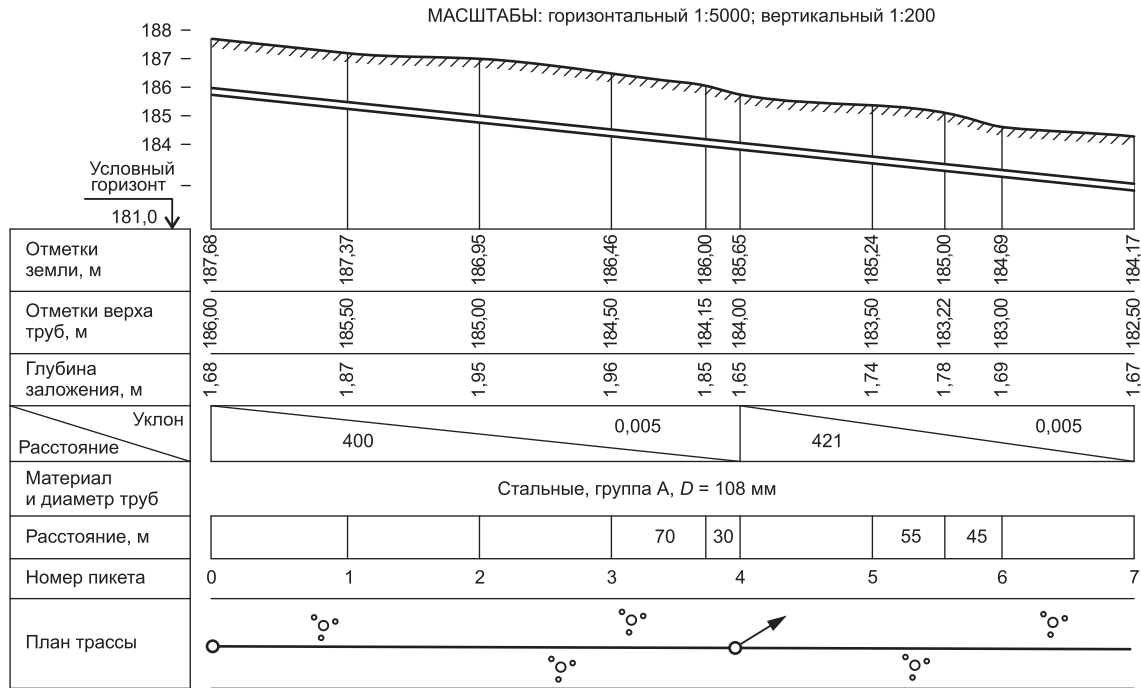


Рис. 9.10. Продольный профиль трассы трубопровода критического уклона

тельно горизонталей (как показано в п. 2.4) и записывают в строке «Отметки земли». Выше линии условного горизонта над заголовочной таблицей должны быть подписаны отметки сантиметровых горизонтальных линий миллиметровой сетки соответственно вертикальному масштабу профиля и с таким расчетом, чтобы линия профиля земли располагалась выше строки «Отметки земли» на 7–20 см для нанесения предварительного проектного профиля трубопровода и сопутствующих данных (инженерно-геологических, гидрологических и др.).

На рис. 9.10 линии условного горизонта присвоена отметка 181 м, а высотными отметками 184, 185, 186, ... оцифрованы горизонтальные линии миллиметровой сетки соответственно вертикальному масштабу 1 : 200. Пользуясь такой разметкой миллиметровой сетки, наносят точки земли по их отметкам, проводят ломаную линию профиля земли и вертикальные линии от точек земли до линии условного горизонта. Предварительный профиль трубопровода наносят на составленный профиль по линии земли для оценки предварительных параметров проектируемого сооружения и условий его функционирования, составления материалов для рассмотрения и утверждения состава окончательных изысканий трассы для строительства коммуникаций.

9.10. Геодезические работы при полевом трассировании подземного трубопровода

Окончательное трассирование трубопроводов, как правило, выполняется на местности по линиям, утвержденным для окончательных изысканий на основе материалов камерального трассирования. Задачи *полевого трассирования* состоят в следующем:

- окончательное установление и закрепление на местности трассы, к пикетным знакам которой привязываются оси всех сооружений трубопровода;
- проведение дополнительных топографических съемок для окончательного проектирования и последующего строительства сооружений трубопровода;
- проведение инженерно-геологических и гидрологических изысканий, сбор других данных, необходимых для составления рабочего проекта трассы.

До начала полевого трассирования (в подготовительный период) на основе материалов предварительных изысканий составляют схему предстоящего расположения трассы на местности с разметкой пикетажных точек, определяют графически и аналитически координаты вершин углов поворота трассы. Если необходимо сгущают сеть пунктов геодезической основы вдоль трассы и через них прокладывают теодолитный или полигонометрический ходы. Для изысканий и строительства напорных трубопроводов отметки реперов высотного обоснования определяют техническим нивелированием, а для трубопроводов самотечной канализации – нивелированием III или IV классов. Затем приступают к трассировочным работам, техника которых рассмотрена в п. 8.2: выносят трассу на местность, измеряют углы поворота, выполняют вешение ее сторон и разбивают пикетаж по оси и поперечникам. Пикетные точки нивелируют с технической точностью. Производят крупномасштабную топографическую съемку следующих объектов: переходов трассы через водотоки, дороги; мест примыканий трассы к сооружениям, площадок под насосные станции, водоочистные сооружения и т.д.

Положение трассы в плане и по высоте окончательно согласовывается с местными органами власти, землепользования, учреждениями, эксплуатирующими примыкающие к трассе и пересекаемые подземные сооружения и прокладки, надземные линии электропередач, органами по охране природной среды.

По данным полевого трассирования составляется **продольный профиль трассы** для рабочего проектирования трубопровода. На топографических чертежах отображается плановое и высотное положение всех элементов трубопровода, относящихся к нему сооружений и находящихся вблизи объектов (рис. 9.11).

Профиль трассы по линии земли составляется по данным пикетажного журнала (пикетажной книжки) и журнала нивелирования пикетных точек трассы. Продольный профиль, составленный по материалам полевых измерений, представляет один из основных чертежей, необходимых для проектирования и строительства газопровода, водопровода, канализации или тепловых сетей. Показатели точности проектировочных расчетов с помощью такого профиля соответствуют точности геодезической основы (см. п. 9.8). Геодезическая основа для разработки проекта самотечной канализации и осуществления

МАСШТАБЫ: горизонтальный 1:1000; вертикальный 1:100

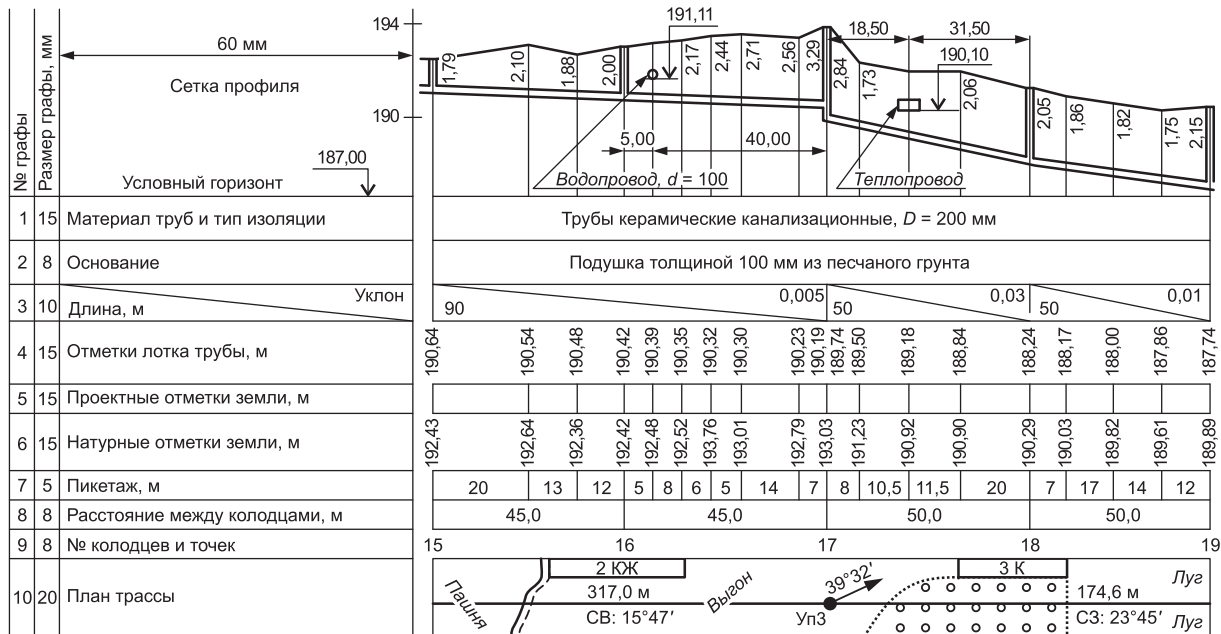


Рис. 9.11. Проектный продольный профиль канализации
(составил А.С. Петров; 17.08.2009 г.)

ее строительства должна обеспечивать работоспособность таких сетей по параметрам, указанным в табл. 9.1.

Профили подземных трубопроводов газоснабжения, водоснабжения, теплоснабжения и канализации для застроенных территорий составляются для застроенных территорий в масштабах 1 : 50 и 1 : 500 (вертикальном и горизонтальном) или 1 : 100 и 1 : 1000; для незастроенных территорий – 1 : 500 и 1 : 5000.

Для каждого вида трубопровода установлена типовая сетка чертежа профиля. На рис. 9.11 приведен пример профиля проекта канализации [4]. При нанесении профильной сетки на миллиметровую бумагу первой прочерчивают линию условного горизонта на расстоянии 15 см от нижнего края сеточного поля, совместив ее с полудециметровой линией сетки. Затем размечают горизонтальные графы заголовочной таблички, соблюдая ширину строк. Строки (графы) сетки профиля прочерчивают, отступив от заголовочной таблички на 5–10 мм.

Первой заполняют графу 7, в ней соответственно заданному горизонтальному масштабу размечают все пикетные и плюсовые точки и записывают расстояния между ними. Отметки земли (графа 6) записывают по данным журнала нивелирования с округлением до 0,01 м. В графе 2 помещают инженерно-геологические данные о грунтовой среде. Продольный профиль по линии земли строят по данным граф 7 и 6, а высота линии земли над условным горизонтом выбирается с учетом последующего размещения проектного профиля трубопровода.

В графе 10 составляют план притрассовой полосы местности соответственно горизонтальному масштабу профиля. Ось трассы вычерчивается прямой линией, вершины поворота отмечают стрелкой с указанием величины угла поворота. Подписывают расстояния между углами поворота и азимуты (дирекционные углы) прямых участков трассы.

9.11. Геодезические расчеты при проектировании продольного профиля трубопровода канализации

Исходными данными для проектирования профиля служит глубина заложения труб (см. п. 9.5) и их допустимые минимальные и максимальные уклоны, соответствующие минималь-

но допустимым скоростям движения жидкости (см. табл. 9.1) при допустимом наполнении труб, указанном в табл. 9.2, а также максимально допустимым скоростям движения жидкости (см. п. 9.4). На продольном профиле выполняют графическую часть проектирования трубопровода и производят соответствующие геометрические (геодезические) расчеты. Уклон самотечного канализационного трубопровода назначают с учетом глубины заложения водоприемников и по возможности приблизительно параллельно земной поверхности на участках с ее равномерным уклоном. При малых уклонах скорости потока в трубе выбирают не меньше самоочищающих (см. табл. 9.1), а при значительных наклонах земной поверхности уклоны труб принимают не более значений, соответствующих максимально допустимой скорости потока (см. п. 9.4).

Технические условия проектирования трубопровода самотечной канализации. Среди технических условий отметим ряд требований:

- канализационные линии на участке между соседними смотровыми колодцами должны быть прямыми в профиле и плане;
- смотровые колодцы следует устраивать в местах изменения направления трассы трубопровода в плане и изменения уклона, в местах изменения диаметра труб и присоединения одной или нескольких труб, а также на прямых участках через заданные расстояния (см. табл. 9.1);
- трубы и коллекторы соединяют в колодцах через открытые лотки, имеющие на углах поворота форму плавных горизонтальных кривых. На прямых участках трассы лотки в колодцах должны быть строго прямыми, соосными с трубами.

Расчетная скорость жидкости в трубопроводе должна возрастать по течению с учетом увеличения диаметра труб (см. табл. 9.1). При резком увеличении уклона трубопроводов допускается устройство быстроток, в начале и конце которых устраивают перепадные колодцы.

Проектирование профиля канализационного трубопровода начинают с заполнения графы 9 (см. рис. 9.11), в которой указывают номер каждого смотрового колодца. Через проектный центр колодцев проводят ординатные линии в пределах граф 8, 7, 5 и выше линии условного горизонта. В графу 8 записывают значения проектных расстояний между колодцами. В графе 4 указывают проектные отметки лотка труб для точек примыкания проектируемого трубопровода к существующим и проектируемым сетям канализации.

Проектный профиль лотка самотечного трубопровода.

Проектный профиль рассчитывают и наносят на чертеж относительно проектных отметок лотка в колодце. На рис. 9.11 проектная отметка лотка в колодце 15 $H_{л_{15}} = 190,64$ м (рассчитана при проектировании профиля на предыдущем участке), а уклон лотка между колодцами 15 и 17 принят предельно минимальным $i = 0,005$, чтобы не устраивать чрезмерное глубокое заложение трубопровода и смотровых колодцев. Методика расчета проектных отметок прямой линии рассмотрена в п. 8.2 с применением формул (8.11) – (8.13). Проектная отметка лотка следующего по течению колодца равна проектной отметке лотка предыдущего колодца минус превышение между ними, т.е. с учетом знака уклона

$$H_{j+1} = H_j + il_j, \quad (9.12)$$

где i – проектный уклон; l_j – горизонтальное расстояние между осями колодцев.

В нашем примере для колодца 16 $H_{л_{16}} = H_{л_{15}} + il_1 = 190,64 + (-0,005) \cdot 45 = 190,415 = 190,42$, аналогично для колодца 17: $H_{л_{17}} = H_{л_{16}} - 0,225 = 190,19$ м.

Проектные отметки дна лотка в промежуточных точках вычисляются по формуле (9.12), при этом расстояния между промежуточными точками должны быть указаны в графе 7. Результаты расчета в нашем примере даны в графе 4 рис. 9.11 для всех промежуточных точек между колодцами 15 и 17, а также при других уклонах между колодцами 17–18 и 18–19.

Перепадный колодец 17 запроектирован в этом месте трассы для обеспечения дальнейшей глубины заложения трубопровода не меньше 1,7 м. Соответственно проектная отметка лотка отводящей трубы принята величиной 189,74 м и она служит исходной для определения проектных отметок лотка на последующих участках трассы.

Рабочие отметки выражают глубину заложения лотка, их вычисляют по формуле

$$h_p = H_{пр} - H_3, \quad (9.13)$$

т.е. представляют разности $H_{пр}$ «отметка проектная» минус H_3 «отметка земли» для данной вертикали на трассе. Значения h_p записывают на чертеже под линией профиля земли.

Проектный продольный профиль напорных трубопроводов. Газовые, водопроводные, тепловые, канализационные трубопроводы проектируют на основе чертежа продольного профиля, составленного по материалам изысканий трассы на местности. В отличие от самотечной канализации, уклоны труб которой проектируют в одну сторону – стока жидкости,

МАСШТАБЫ: горизонтальный 1:500; вертикальный 1:100

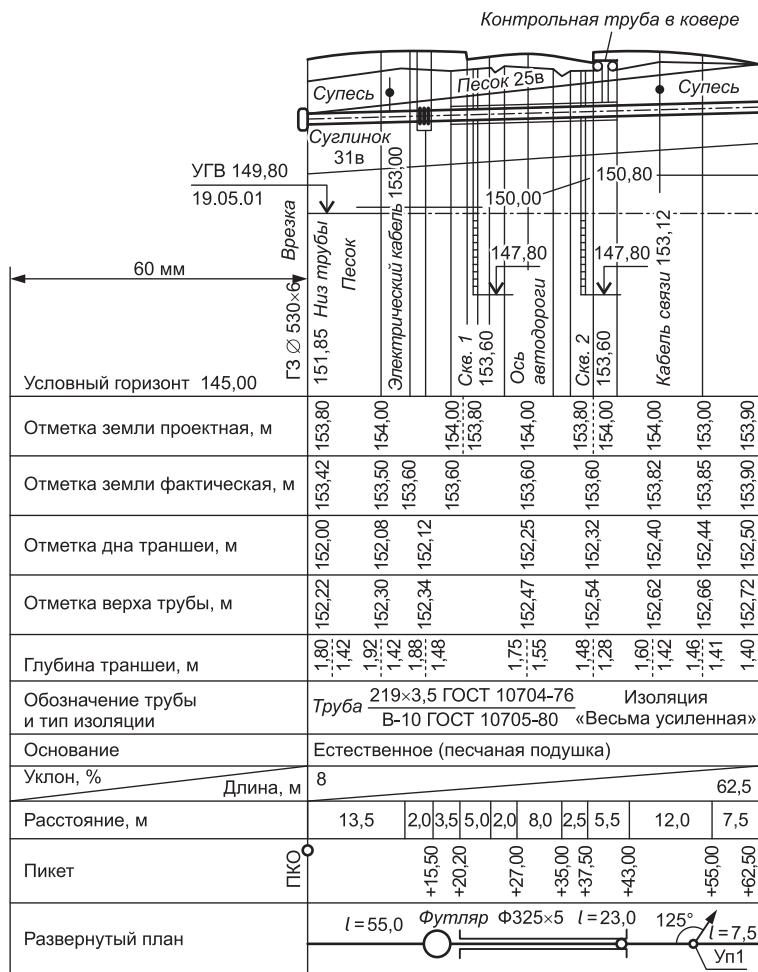


Рис. 9.12. Пример сетки и профиля газопровода

уклоны напорных трубопроводов получаются со знаком «плюс» или «минус», поскольку глубину заложения труб и их профиль проектируют приблизительно параллельно линии земли. При разбивке пикетажа в процессе полевых изысканий таких трасс длину их отрезков измеряют без введения поправок на наклон (т.е. без проецирования трассы на горизонтальную поверхность). Указанные длины записывают на плане трассы и на ее профиле. Пример продольного профиля газопровода приведен на рис. 9.12.

Особенности геометрического проектирования трубопроводов большого диаметра. Трубы большого диаметра, например 1200 мм и больше, при монтаже не должны получать изгибов во избежание потерь их прочности. Поэтому продольный профиль таких трубопроводов проектируют отрезками постоянного уклона, не обязательно параллельными линии земли. При изысканиях трассы труб большого диаметра пикетные расстояния измеряют в горизонтальном проложении и их используют при составлении профиля. В местах поворота трассы радиус горизонтальной кривой для поворотной вставки трубы большого диаметра принимают не меньше величины

$$R \geq 0,9d, \quad (9.14)$$

где d – наружный диаметр трубы.

В условиях, не позволяющих устраивать подземные коммуникации (оползни, овраги, болота, сильно пересеченная местность), проектируют надземную прокладку трубопроводов на опорах и предусматривают П-образные компенсаторы продольных деформаций труб. Такие компенсаторы обязательны для труб теплотрасс.

9.12. Геодезический вынос в натуру оси трубопроводов

Задачи геодезического обеспечения строительства трубопроводов включают вынос проекта трассы в натуру в плане и по высоте, разбивочные работы и исполнительные съемки.

Вынос проекта трассы трубопровода в плане на местность осуществляется различными способами: полярным, прямоугольных координат, угловых засечек, створным, обхода в зависимости от ситуации на стройплощадке. Если обеспечена сохранность пунктов планово-высотной съемочной геоде-

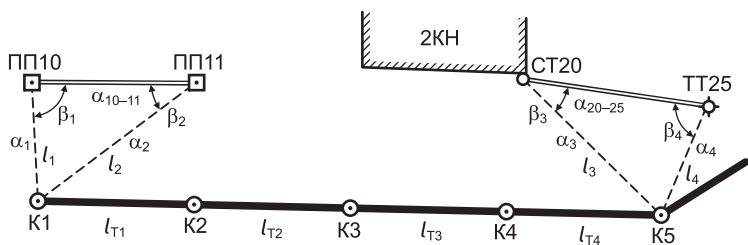


Рис. 9.13. Схема разбивочного чертежа для выноса в натуру трассы трубопровода

зической сети, то разбивки для строительства трубопровода выполняются наиболее приемлемыми способами из названных в соответствии с проектом производства разбивочных работ, элементы и содержание которого рассмотрены в п. 8.5–8.8. Данные для выноса подготавливаются по проектным инженернотопографическому плану и профилю трубопровода.

Перенесение в натуру трассы относительно пунктов плановой основы (грунтовых и стенных) показано на разбивочном чертеже (рис. 9.13). Разбивочные элементы (горизонтальные углы β и расстояния l) могут быть вычислены аналитически решением обратной геодезической задачи по координатам геодезических пунктов ПП10 и ПП11, СТ20 и ТТ25 и центров колодцев К1 и К5. С графической точностью разбивочные расстояния l определяются по плану. Если местность неровная, по плану с горизонталями определяются разбивочные расстояния $L = l + \Delta l$, где Δl – поправка на наклон. После перенесения в натуру центров колодцев К1 и К5 полярным способом (с помощью теодолита и рулетки или электронного тахеометра) или способом линейной засечки (с помощью рулетки или светодальномера) выполняется разбивка промежуточных колодцев по створу, заданному зрительной трубой геодезического прибора. Расстояния К1–К5 должно равняться проектному с погрешностью $\Delta d \leq d / 2000$.

Вынос оси трассы трубопровода способом обхода применяется на открытой местности, если вблизи трассы отсутствуют опорные геодезические пункты. Пусть требуется перенести на местность осевые точки водопровода 1, 2, 3, 4, 5, координаты которых определены аналитически или графически по генплану (рис. 9.14). Для выноса необходимо рассчитать правые по ходу углы и длины сторон теодолитного хода $B-1-2-$

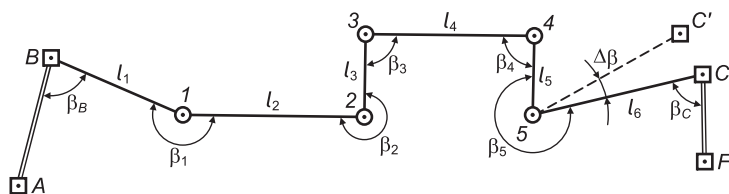


Рис. 9.14. Схема выноса в натуру осевых точек трубопровода способом обхода

3–4–5–С по формулам обратной геодезической задачи. Перенесение на местность проектной ломаной линии выполняется с помощью теодолита и светодальномера или электронного тахеометра построением проектных углов и расстояний от исходной стороны AB , при этом в точке 5 строят проектный угол β_5 и расстояние l_6 , получают точку C' , отрезок CC' – это абсолютная невязка хода, ее допустимая величина принимается как (1 : 1000)–(1 : 2000) от длины хода. В случае допустимой невязки положение точек хода 1, 2, ..., 5 исправляют способом параллельных линий, т.е. переносят параллельно отрезку $C'C$ на отрезки v_1, v_2, \dots, v_5 , рассчитанные по формуле

$$v_i = (C'C)\sum l_i / L, \quad (9.15)$$

где $\sum l_i$ – длина хода от начальной точки B до данной точки i ; L – длина всего хода.

Вынос оси трассы трубопровода относительно постоянных предметов местности возможен в пределах населенного пункта. На инженерно-топографическом плане проекта трубопровода должны быть показаны постоянные предметы местности, относительно которых производится вынос. К четким опорным точкам относятся углы и архитектурные выступы капитальных зданий, постоянных оград, центры смотровых колодцев и т.д. Плановое положение каждой точки трассы К7, К8, ..., К11 (рис. 9.15) определяется тремя-четырьмя расстояниями от четко определяемых точек ситуации.

Разбивочные расстояния измеряют по инженерно-топографическому плану с погрешностями $\Delta l = 0,0005 M$, т.е. по плану масштаба 1 : 500 средняя погрешность расстояния $\Delta l = 0,25$ м, максимальная расчетная погрешность $2\Delta l = 0,5$ м. Если проект трассы нанесен на план масштаба 1 : 1000, то $\Delta l = 0,5$ м; $2\Delta l = 1$ м. Такие погрешности расстояний трассы от местных предметов могут быть неприемлемы для улиц и проездов, где

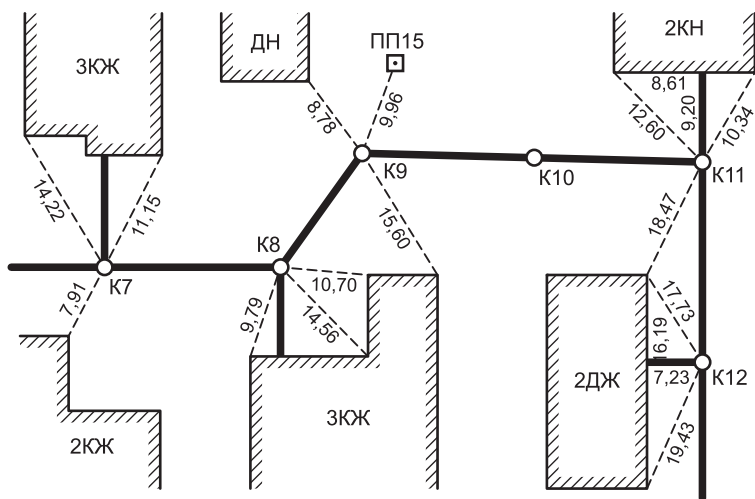


Рис. 9.15. Разбивочный чертеж для выноса в натуру колодцев трубопровода относительно постоянных объектов местности

уже имеются подземные прокладки и могут быть нарушены минимально допустимые расстояния между подземными коммуникациями (см. табл. 9.3).

При необходимости выноса точек коммуникации по такому приближенному проекту следует после выноса проверить расстояния от вынесенных точек до существующих подземных сетей по имеющимся признакам положения последних и их привязкам к местным предметам, включая индукционную съемку, и исправить положение вынесенных точек по условию допустимого минимального расстояния между подземными коммуникациями. Исправленное плановое положение проектной трассы обозначается колышками, метками и фиксируется промерами их расстояний до ближайших четких предметов местности с составлением схем привязки.

Закрепление на местности вынесенных осевых точек подземных трубопроводов и сооружений. Это необходимо для осуществления их предстоящего строительства в соответствии с проектом. В процессе рытья траншей и котлованов уничтожаются все знаки, непосредственно обозначающие ось трассы, колодцы и углы поворота. Для их восстановления используются дополнительные знаки, которые закрепляют вне зоны земляных работ с расчетом на быстрое и несложное

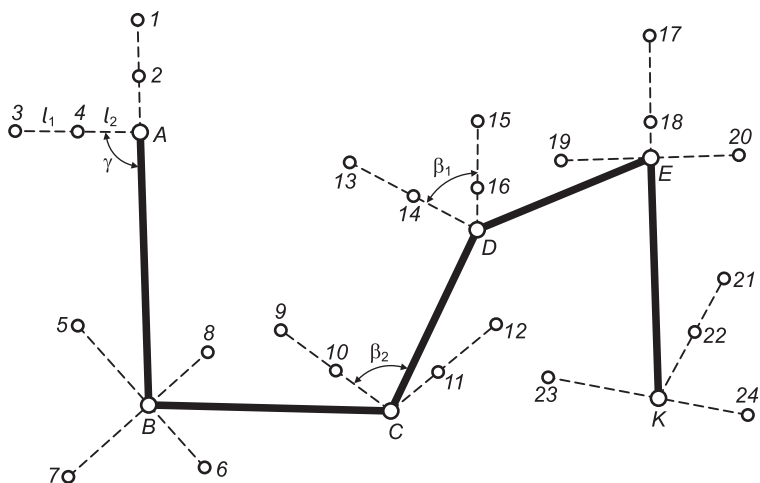


Рис. 9.16. Створное закрепление на местности осевых точек трассы

определение места утраченных точек способами, показанными на рис. 9.13, 9.14 и 9.15.

Створное закрепление осевых точек трассы трубопровода (например, точки *A* на рис. 9.16) осуществляется двумя пересекающимися створами *1–2–A* и *3–4–A*, знаки которых *1* и *2*, а также *3* и *4* должны быть надежно закреплены вне зоны предстоящих земляных и сопутствующих работ. Осевая точка *B* находится между створными знаками *5* и *6*, *7* и *8*. Аналогичное закрепление показано для других осевых точек. Углы β между пересекающимися створами должны быть в пределах $90 \pm 30^\circ$.

Часть знаков закрепления осевых точек должны быть конструктивно пригодны для их использования в качестве строительных реперов. На эти знаки составляется исполнительная съемка, на схеме указываются численные значения углов и расстояний между створами и точками.

9.13. Геодезические работы при строительстве трубопроводов

Определение ширины рабочей зоны и объема земляных работ. При рытье траншей и укладке трубопровода вдоль трассы создается рабочая зона для размещения строительных ма-

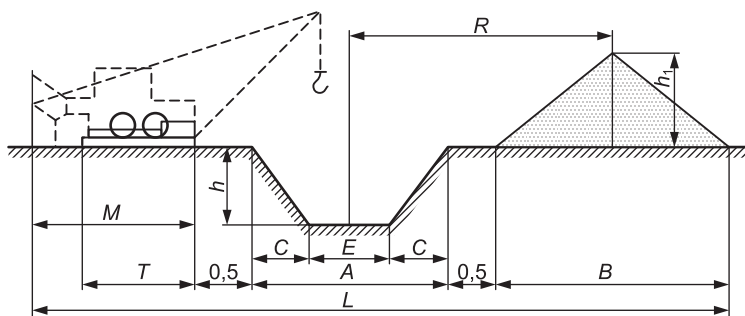


Рис. 9.17. Схема к расчету ширины траншеи и элементов рабочей зоны

шин и материалов, отвалов грунта. Ширина L рабочей зоны (рис. 9.17) рассчитывается в зависимости от технологии удаления грунта из траншеи.

При разработке траншей с отвалами грунта вдоль них значение (m)

$$L = A + M + B + 0,5 + 0,5, \quad (9.16)$$

или

$$L = A + T + B + 0,5 + 0,5. \quad (9.17)$$

При вывозе грунта, вынутого из траншеи,

$$L = A + M \text{ (или } T) + B + 1,5, \quad (9.18)$$

где A – ширина траншеи на уровне поверхности земли; M – рабочая ширина полосы для механизма (крана, трубоукладчика), используемого для укладки труб; T – зона, отведенная для правильной раскладки труб или плетей на лежне; B – ширина отвала грунта. Размеры поперечного сечения траншеи рассчитывают по данным ее глубины, ширины по дну и уклону откосов (рис. 9.18). Проектная

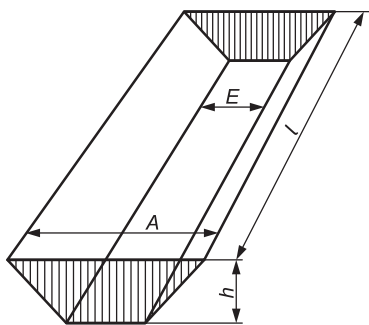


Рис. 9.18. Схема к определению размеров траншеи и объема извлекаемого грунта

глубина h траншеи определяется по чертежу ее проектного профиля.

Тогда значение A в данном поперечном сечении

$$A = E + 2C = E + 2h / i_0, \quad (9.19)$$

где E – ширина траншеи по дну, м (если ее стенки вертикальны, то с учетом толщины крепления); $C = h / i_0$ – заложение откоса; i_0 – уклон откоса.

Зона, отведенная для правильной раскладки труб или плетей на лежне, равна

$$T = n(D_n + 0,4), \quad (9.20)$$

где n – число параллельно раскладываемых труб; D_n – диаметр труб по наружной изоляции.

Если ширина M больше T , то принимается значение M .
Ширина полосы под отвал грунта

$$B = 2k(v - v_B) / h_1, \quad (9.21)$$

где k – коэффициент разрыхления грунта (принимается по нормам); v – объем грунта на 1 м погонный траншеи; v_B – объем вывозимого грунта на 1 м погонный траншеи; h_1 – принятая высота отвала (не больше 1,5–2 м).

Площадь данного поперечного сечения траншеи, имеющей форму усеченного треугольника,

$$P = h(A + E) / 2. \quad (9.22)$$

Объем вынутого из траншеи грунта вычисляется по формуле объема призматоида:

$$W = l(P_1 + P_2 + \sqrt{P_1 P_2}) / 3, \quad (9.23)$$

или по приближенной формуле

$$W = l(P_1 + P_2) / 2, \quad (9.24)$$

где P_1 и P_2 – площади поперечных сечений траншеи на пикетах, расстояние между которыми равно l .

Общий объем извлекаемых из траншей грунтов $W_{\text{общ}}$ равен сумме объемов W_i выемки грунта на участках траншеи:

$$W_{\text{общ}} = \sum W_i. \quad (9.25)$$

По формулам (9.23)–(9.25) вычисляется также объем котлована под коллектор, колодец, объем отвала, объем земляной дамбы.

При рытье траншей и котлованов на застроенных территориях, сельскохозяйственных угодьях и других землях необходимо выполнять мероприятия по технике безопасности, сохранению растительного слоя и предусматривать рекультивацию нарушенных земель. Работы по трубопроводу должны проводиться в отведенной полосе с соблюдением требований по охране окружающей среды.

Геодезические разбивочные работы при строительстве трубопроводов. *Строительная обноска* (см. рис. 8.28) при необходимости создается при строительстве в котловане инженерных сооружений, обеспечивающих функционирование трубопровода, например станций перекачки сточных вод.

В отличие от котлованов траншеи для монтажа трубопроводов характеризуются большой протяженностью и малой шириной. До начала *разработки траншеи* осевые точки трассы восстанавливают на местности относительно пунктов геодезической основы, створных знаков и (или) промерами от местных предметов согласно чертежам привязки. Местоположение колодцев контролируют промерами расстояний между их центрами. Вынесенные точки закрепляют кольями. Верхнюю бровку котлована под концевые и поворотные колодцы разбивают (обозначают) относительно центра колодца на проектном расстоянии, учитывающем откосы котлована. Продольную ось траншеи на прямолинейном участке обозначают пикетными кольями через 5–10 м. Относительно пикетных колеьев разбивают и обозначают кольями верхнюю бровку траншеи согласно ее проектной ширине. Затем строят, если необходимо, строительную обноску в виде П-образных деревянных или металлических конструкций (рис. 9.19, а), которые помещают над центрами колодцев и над осью траншеи через 20–100 м при больших расстояниях между колодцами.

Во время рытья траншей и котлованов горизонтальную доску обноски снимают, после завершения основных земляных работ доску возвращают на место. Продольную ось траншеи переносят на обноску с помощью теодолита и отмечают риской. На доске краской подписывают номер колодца, диаметр труб и наименование осей. Для перенесения оси трубы на дно траншеи к доскам обноски крепят проволоку соосно с осевыми метками, а к проволоке подвешивают отвесы.

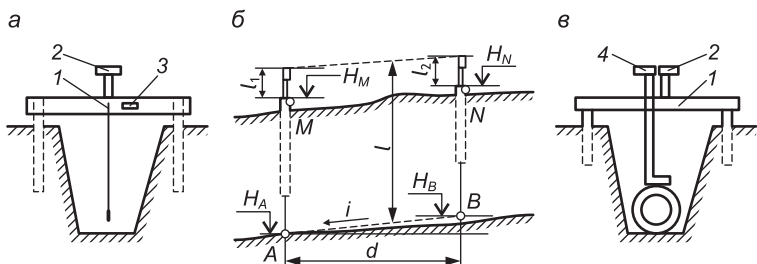


Рис. 9.19. Высотная разбивка траншеи и трубы:

а, б – разбивка дна траншеи; в – контроль высотного положения трубы; 1 – осевая риска; 2 – постоянная визирка; 3 – полочка; 4 – трубная визирка

Для контроля зачистки дна траншеи согласно проектному уклону служат Т-образные визирки: две постоянные и одна ходовая. Постоянная визирка 2 (см. рис. 9.19, а) укрепляется на доске обноски. Горизонтальная планка визирки окрашивается в яркий цвет. Постоянные визирки своими верхними краями должны обозначать линию, параллельную оси трубы при ее проектном уклоне на дне траншеи. Для расчета высоты постоянных визирок геометрическим нивелированием определяют отметку полочки 3 на досках соседних обносок (см. рис. 9.19, а) и, зная проектные отметки H_A и H_B низа трубы в точках А и В соседних колодцев, определяют высоты l_1 и l_2 соответствующих визирок над полочками 3 (см. рис. 9.19, б). Определяют также удобную в работе длину ходовой визирки.

Пример 9.2. Определить высоты l_1 и l_2 постоянных визирок и длину l ходовой визирки, если отметки полочек М и N соседних обносок $H_M = 86,500$ м; $H_N = 87,255$ м; проектные отметки лотков соседних колодцев $H_A = 83,400$ м; $H_B = 84,400$ м; расстояние между колодцами $d = 100,000$ м; проектный уклон в направлении В–А $i = -0,010$.

Решение. На рис. 9.19, б высота АМ полочки М над лотком в точке А равна $AM = H_M - H_A = 3,100$ м; аналогично высота $NB = H_N - H_B = 2,855$ м. Длину ходовой визирки принимаем $l = 3,500$ м, тогда высоты постоянных визирок над полочками: $l_1 = 3,500 - 3,100 = 0,400$ м; $l_2 = 3,500 - 2,855 = 0,645$ м.

С помощью визирок контролируют зачистку дна траншеи и укладку труб напорных трубопроводов, а также труб самотечной канализации при их больших уклонах. Погрешности укладки труб по высоте допускают до 3–5 см.

Разбивочные работы при укладке трубопроводов. После зачистки дна траншеи и колодцев детальную разбивку начина-

ют с перенесения в котлованы колодцев проектных отметок дна лотка согласно схемам рис. 8.19; 8.23, *a* с погрешностью 2–3 мм. На дне устанавливают штыри-маяки, верх которых совмещают с проектной отметкой поверхности бетонной подготовки лотка. Правильность установки таких маяков проверяют нивелированием, а точность их установки должна удовлетворять требованиям допусков на укладку в профиле труб трубопровода.

Детальные разбивки при укладке труб самотечной канализации критических малых уклонов. Наиболее высокие требования к точности укладки по высоте труб самотечной канализации при их минимальных проектных уклонах (см. табл. 9.1). На таких участках точность визуального контроля с помощью визирок недостаточна. Проектный уклон контролируют с помощью зрительной трубы нивелира или теодолита, или же относительно лазерного луча, параллельного проектной линии профиля. Трубы самотечной канализации укладывают на бетонную подготовку, поверхность которой выровнена по проектному уклону и по высоте расположена ниже проектного положения лотка трубы на толщину стенки последней. Для получения проектного положения поверхности бетонной подготовки в дно траншеи забивают штыри-маяки под каждое звено труб или под два стыкуемых звена труб. Верх штырей-маяков выставляют на заданную отметку с помощью нивелира. Трубы большого диаметра при уклоне 0,0005 необходимо укладывать с повышенной точностью (погрешность соседних проектных отметок допускается до 2 мм на 10 м трассы). Для точной разбивки под каждое звено забивают устойчивые деревянные колышки и в их торцы ввинчивают шурупы-маяки. На проектную высоту шурупы-маяки ввинчивают относительно ближайших двух притрассовых реперов с контролем с помощью нивелира и рейки по схеме, представленной на рис. 8.23, *a*. После этого бетонируют основание под трубу.

Трубы самотечной канализации можно укладывать в профиле с контролем с помощью рейки-уровня (ватерпаса). С этой целью корпус ватерпаса дополняется сменной опорой 5 (рис. 9.20, *б*), высота которой $h = il$, где i – проектный уклон трубы; l – расстояние между точками опирания ватерпаса. На участках значительного уклона трубы самотечной канализации укладывают в профиле с контролем по визиркам (рис. 9.20, *a*), причем ходовую визирку снабжают пяточным упором Г-образ-

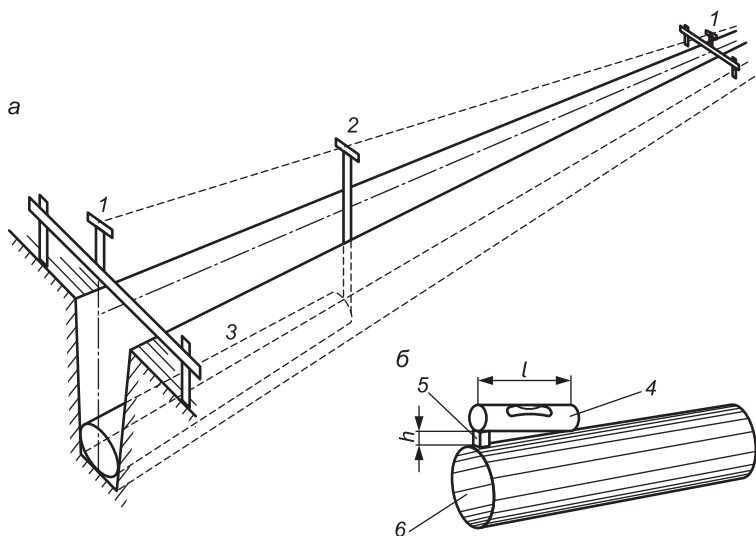


Рис. 9.20. Укладка труб в траншею:

a – по визиркам; *б* – по ватерпасу; 1 – постоянная визирка; 2 – ходовая визирка; 3 – труба в траншее; 4 – рейка-уровень; 5 – сменная опора; 6 – труба

ной формы. Ходовую визирку в вертикальном положении ставят пяточным упором на лоток переднего конца трубы и если верхние планки постоянных и ходовой визирок находятся на одной линии, рассматриваемой невооруженным глазом, то данный передний конец трубы практически совмещен с проектной отметкой. Трубы укладывают последовательно. Прямолинейность укладки труб в створе проверяется с помощью теодолита или относительно осевой проволоки по отвесу.

Детальная разбивка и укладка труб относительно лазерного луча. При строительстве трубопроводов используют лазерные геодезические приборы, например задатчик направлений ЗНЛ-01, PLS3 и УЛ-01 (см. рис. 8.17) и др. Укладка труб и контроль за точностью укладки выполняется относительно лазерного луча двумя способами.

При первом способе на дне траншеи опорными штырями-маяками, выставленными на проектные отметки, обозначают две осевые точки при пределах прямолинейного участка длиной до 100–150 м. Лазерный прибор устанавливают в траншее под доской обноски и центрируют в створе оси трубопровода по нитяному отвесу относительно осевой риски на обно-

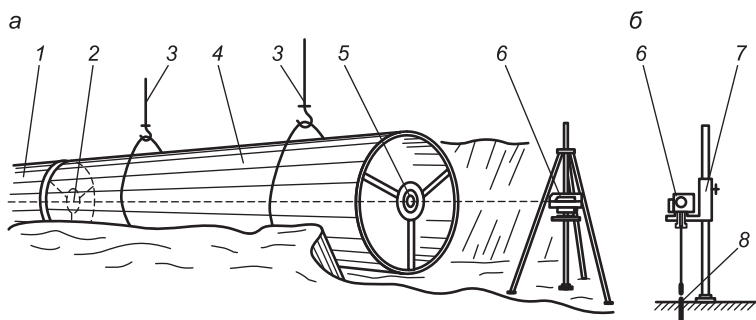


Рис. 9.21. Укладка труб трубопровода по лазерному лучу:

а – укладка трубы; *б* – консольная подставка под лазерный прибор; 1 – предыдущая смонтированная труба; 2, 5 – центральная марка; 3 – стропы; 4 – монтируемая труба; 6 – лазерный прибор; 7 – подставка; 8 – штырь-маяк

ске. Включив лазерное излучение, наводят пучок на нить отвеса соседней обноски, затем две нивелирные рейки ставят на выставленные штыри и, наклоня лазерный луч, добиваются равенства отсчетов центров лазерных пятен на шкалах обеих реек. Лазерный луч принимает проектный уклон на высоте $a_{\text{Л}}$ над опорными штырями-маяками. Относительно такого лазерного луча выставляют промежуточные колышки-маяки сначала для зачистки дна траншеи, а затем для подготовки поверхности бетонного основания согласно проекту. Трубы с помощью трубоукладчика последовательно опускают на подготовленное основание и их фактическое положение проверяют относительно ориентированного лазерного луча.

При втором способе (рис. 9.21, *а*) лазерный прибор *б* устанавливают на подставку 7 (рис. 9.21, *б*) на высоте, равной проектной высоте геометрического центра поперечного сечения трубы над штырем-маяком 8, выставленным в траншею с помощью нивелира в той створной точке, в направлении которой будут последовательно укладываться в траншею трубы. Луч лазера направляют на марку 2, установленную в геометрическом центре торца предыдущей смонтированной трубы 1. До начала монтажа следующей трубы указанную марку извлекают, трубоукладчиком опускают очередную трубу или секцию труб в подготовленную траншею.

Новую трубу 4 присоединяют к предыдущей, при этом свободный конец новой секции, снабженный центральной маркой 5, устанавливают в положение, при котором световое пятно

правильно ориентированного луча совмещается с центральной маркой свободного отверстия трубы. В этом положении трубу закрепляют, а марку снимают для установки в следующей трубе при ее укладке.

9.14. Инженерно-геодезические работы при проектировании и устройстве переходов трубопроводов через препятствия

Естественные и искусственные препятствия, которые необходимо преодолеть при прокладке трубопроводов, в процессе изысканий подлежат инженерно-геодезической и инженерно-геологической съемкам с последующим составлением топографических планов и профилей, используемых для проектирования соответствующих переходов трубопроводов через препятствия. Затем в процессе строительства осуществляется перенос проектной оси перехода в натуру с необходимым геодезическим контролем установки элементов перехода и труб в плане и по высоте. По завершении устройства перехода производят исполнительные съемки. Плановая геодезическая основа для устройства переходов обычно представлена осевыми знаками трассы, высотная основа – при-трассовыми реперами нивелирной сети и отметками пикетных знаков.

Наземные переходы трубопроводов устраивают на болотах и на участках трассы с сильно выраженным рельефом местности. Водопровод, проходящий по поверхности болота, укладывают внутри песчаной насыпи (рис. 9.22, *а*), откосы которой укрепляют каменной наброской или сборными железобетонными плитами. При неровном рельефе на участках трассы защищаемых трубопроводов, расположенных по проекту выше земной поверхности, сначала отсыпают песчаное основание до проектных отметок низа трубы, затем укладывают трубопровод и засыпают его грунтом, доводя насыпь до соответствующих проектных размеров по высоте и в поперечном сечении.

Наземные переходы строят через небольшие водохранилища, реки, пруды, болота, овраги и рвы. *Балочный переход* состоит из балок, которые опираются на железобетонные сваи (рис. 9.22, *б*). На балки укладывают трубопровод. Геодезиче-

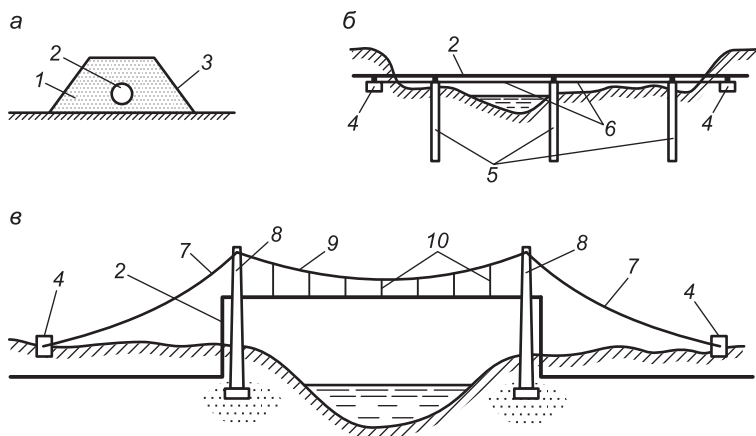


Рис. 9.22. Переходы трубопроводов:

а – наземный; *б, в* – надземные; 1 – насыпь; 2 – трубопровод; 3 – крепление откоса; 4 – железобетонная опора; 5 – железобетонные сваи; 6 – балка; 7 – растяжка; 8 – пилон; 9 – несущий трос; 10 – подвески

ское обеспечение строительных работ при устройстве таких переходов предусматривает разбивку точек погружения свай и обрубку их оголовков до проектных отметок (см. п. 8.9) и исполнительную съемку свайных опор (см. п. 8.12), а также балок под трубопровод.

Висячий (подвесной) переход (рис. 9.22, *в*) применяют для преодоления водных преград и участков трассы с неустойчивыми грунтами. Трубопровод подвешивают к несущему тросу (гибкой нити), закрепленному на пилонах. Геодезические разбивочные работы включают вынос в натуру центров пилонов, установки их в вертикальное положение, вынос точек крепления несущего троса и железобетонных опор для закрепления растяжек, выверку прямолинейности подвешенного участка трубопровода.

Наземные переходы устраивают также, закрепляя трубопровод на опорах существующих мостов и на пролетных конструкциях моста.

Подземные бестраншейные переходы сооружают при пересечениях трубопровода с железными и автомобильными дорогами или другими сооружениями. Бестраншейная прокладка длиной до 50 м выполняется следующими способами:

- продавливание открытой стальной трубы с выемкой из нее грунта;
- прокалывание, т.е. продавливание стальной трубы, снабженной спереди наконечником конической формы, раздвигающим податливый грунт (выемка грунта не требуется);
- бурение горизонтальной скважины и продавливание через нее трубы;
- щитовая проходка тоннеля для труб.

При каждом способе по обе стороны препятствия устраивают котлованы необходимых размеров для установки оборудования. Продавливание и прокалывание осуществляется с помощью домкратов до выхода трубы в противоположный котлован. Ориентирование трубы по направлению и уклону производится в котловане на поддерживающих брусках с помощью теодолита, электронного тахеометра или лазерного прибора. Аналогично ориентируется бурильная установка. Щитовой способ проходки тоннеля для трубопровода выполняется при постоянном геодезическом контроле положения проходческого щита относительно проектного положения оси тоннеля.

Подводные переходы – дюкеры (рис. 9.23) прокладывают поперек реки перпендикулярно оси водного потока. Дюкер включает входную и выходную камеры на противоположных берегах и трубопровод, уложенный в подводную траншею, рассчитанную на заглубление верха трубы ниже дна реки не менее 1 м. На реках шириной менее 50 м дюкер строят в одну нитку, при большей ширине – в две нитки – основную и резервную, отстоящую от первой на 30–50 м.

Проект подводного перехода составляют на основе материалов комплексных изысканий (инженерно-геодезических, инженерно-геологических, гидрологических, экологических и др.). В процессе совместных инженерно-геодезических и гидрологических изысканий производятся промеры глубин реки по проектным створам в полосе до 50–100 м относительно осевого створа. Выполняются определения скоростей течения воды по нескольким поперечным сечениям водотока. На основе гидрометрических данных определяются отметки уровня воды (УВ) – максимального (паводкового) и минимального (меженного).

Составляется план места перехода в масштабах 1 : 200–1 : 1000 в зависимости от сложности прибрежной ситуации,

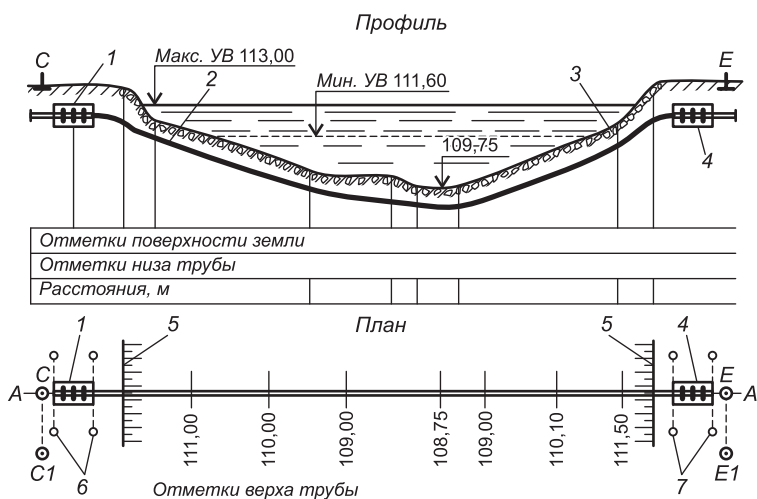


Рис. 9.23. Схема подводного трубопроводного перехода (дюкера):
 1 – входная камера; 2 – напорный трубопровод; 3 – каменная наброска; 4 – выходная камера; 5 – берегоукрепление; 6, 7 – знаки закрепления поперечных осей входной и выходной камер; AA – ось (створ) дюкера; C и E – основные створные знаки; C1 и E1 – дополнительные знаки; УВ – уровень поверхности воды

рельефа дна и ширины реки. На плане рельеф дна изображается горизонталями или изобатами – линиями равных глубин. Строятся поперечные профили реки по выбранным створам с отображением геологического строения дна реки и берегов. Распределение скоростей течения потока в данном поперечном сечении реки отображается на соответствующих эпюрах.

Геодезическое сопровождение строительства дюкера состоит в следующем. На противоположных берегах для обозначения продольной оси AA перехода закрепляют основные створные знаки C и E (см. рис. 9.23), а также дополнительные знаки C1 и E1 вне зоны земляных работ, необходимые для восстановления основных створных знаков в случаях их утраты. Затем с помощью теодолита или электронного тахеометра, или лазерного прибора задают положение в створе рабочего органа землеройной машины, разрабатывающей подводную траншею (экскаватора, установленного на плавучем средстве, скреперной установки, землечерпательного снаряда, землесоса, гидромонитора).

Ширину основания траншеи определяют по формуле

$$B = D + a(n - 1) + 2b, \quad (9.26)$$

где D – наружный диаметр трубы по защитному слою; n – число укладываемых труб; a и b – проектные расстояния соответственно между трубами в свету и между трубой и низом откоса.

Глубину траншеи (проектную отметку ее низа) проверяют относительно текущей отметки поверхности водотока различными приборами, выбор которых зависит от глубины разработки – при малых глубинах до 4 м применяют мерные шести (наметки), при значительных глубинах используют ручной лот или гидрометрические лебедки или же эхолоты. Текущую отметку поверхности водотока определяют геометрическим нивелированием относительно не менее двух ближайших прирассовых реперов.

Укладка подводного трубопровода производится различными способами:

- свободным погружением плети труб, заполненной воздухом с приваренными заглушками, снабженной балластными грузами. С помощью плавучего средства плеть заводят в проектный створ CE (см. рис. 9.23) и фиксируют в нем стальными канатами, закрепленными на берегах. Трубопровод заполняют водой и плавно погружают в траншею, затем удаляют балластные грузы;

- протаскиванием плети труб по дну водоема (подводной траншеи). Плеть снабжают заглушками. К оголовку плети присоединяют тяговый трос и визирный знак в виде вертикального стержня или поплавка. Для протаскивания трубопровода длиной 300–350 м используют мощный гусеничный трактор. По визирному знаку определяют текущее положение оголовка трубы относительно проектного створа.

Для строительства входной и выходной камер дюкера выносят их поперечные оси относительно продольной оси $A-A$ (створа дюкера), закрепленной створными знаками C и E . Поперечные оси обозначают парными временными знаками 6 , 7 (см. рис. 9.23).

9.15. Исполнительные съемки

Чертежи и числовые данные исполнительных съемок подземных коммуникаций необходимы для составления их плана

на незастроенной местности и общего инженерного плана подземных сетей на застроенной территории. На основе таких планов осуществляется согласование проектных заданий на строительство новых подземных прокладок, любых земляных работ. Практическая необходимость таких планов определяется и тем, что над подземными коммуникациями выполняются работы по благоустройству (посадки зеленых насаждений, укладка покрытия улиц и тротуаров, внутривортовых проездов, спортивных площадок и т.п.). Проектирование объектов благоустройства ведется с учетом планов подземных коммуникаций.

Содержание исполнительных съемок трубопроводов.

Сначала выполняют высотную съемку дна траншеи (котлована), зачищенного под укладку труб. Для самотечной канализации определяют отметки фундаментов и бетонной подготовки под трубы, а после их укладки – отметки лотков в колодцах. Работы выполняются техническим нивелированием относительно ближайших реперов.

Плановую исполнительную съемку подземных сооружений и трубопроводов выполняют до засыпки траншей и котлована способами, которые схематически совпадают со способами перенесения осевых точек трассы в натуру: способами линейных и угловых засечек, полярным способом, створным относительно притрассовых геодезических пунктов, промерами от углов и выступов капитальных зданий и других постоянных предметов. Точность результатов исполнительных съемок должна отвечать требованиям нормативных документов, определяющих технические условия строительства данного вида коммуникации.

Содержание исполнительных чертежей. Исполнительные планы подземных трубопроводов и сооружений на них составляют в масштабах 1 : 500 или 1 : 200 в принятых условных обозначениях (см. табл. 2.1) с указанием технических характеристик объекта, пояснительными надписями и другими необходимыми сведениями. На рис. 9.24 приведен пример исполнительного чертежа газопровода.

Для каждого вида подземных трубопроводов исполнительной съемкой должны быть выявлены следующие элементы:

- по газовым трубопроводам – магистральные линии и распределительные сети, газораспределительные станции и пун-

Название сети	Условный знак	Цвет
Водопровод	—В— $\bigcirc_{\frac{220,10}{218,30}}$ — d 100 чуг. —	Темно-синий
Канализация фекальная	—К— $\oplus_{\frac{216,60}{214,20}}$ — d 150 кер. —	Коричневый
Дренаж	— $\opl�$ — — Др —	Оранжевый
Тепловые сети	—2Т— $\bigoplus_{\frac{214,00}{210,45}}$ — d 250×2 —	Темно-зеленый
Газопровод	—Г— $\bigcirc_{\frac{214,45}{}}$ — d 100 Н.Д. —	Оранжевый
Канализация ливневая	—Л— $\ominus_{\frac{211,75}{209,94}}$ — d 800 —	Оранжевый

Рис. 9.25. Условные знаки подземных трубопроводов

Подземные трубопроводы изображают на исполнительных чертежах цветными условными знаками, примеры которых приведены на рис. 9.25.

9.16. Определение высоты сооружений вблизи трассы трубопровода

В процессе изысканий и строительства трубопровода нередко требуется определить высоту отдельных сооружений (водопроводной башни, проводов пересекающей трассу линии электропередачи). При определении высоты над землей нижнего провода линии электропередачи (такую высоту необходимо знать для выбора допустимых габаритов землеройной и трубоукладочной техники и способов работ под проводами) теодолит ставят на станцию *Ст. 1* (рис. 9.26, *а*) в створе провода между двумя опорами. Зрительной трубой проецируют ось провода на землю в точку *А*, лежащую на трассе. Точку проекции закрепляют кольшком. Затем теодолит центрируют над пикетной точкой трассы (ПК1 на рис. 9.26, *а*) и измеряют углы наклона: $-v_1$ (при визировании на точку проекции *А*) и $+v_2$ (при визировании на провод в точке *А'*, принадлежащей створу). Измерив расстояние l_1 в горизонтальном проложении, высоту $AA' = h_1 + h_2$ вычисляют по формуле

$$h = l_1 \operatorname{tg} v_2 - l_1 \operatorname{tg} v_1 = l_1 (\operatorname{tg} v_2 - \operatorname{tg} v_1), \quad (9.27)$$

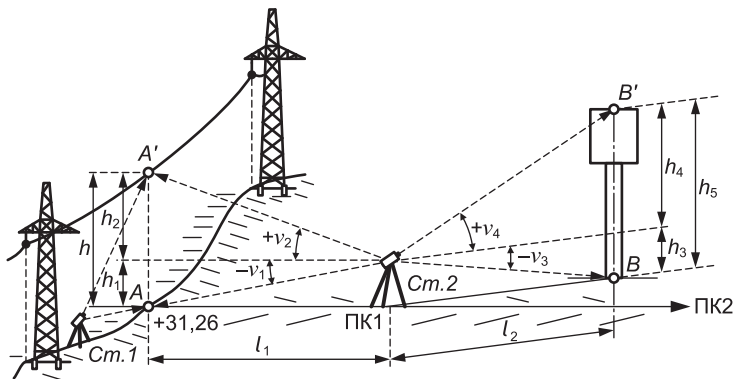


Рис. 9.26. Определение высоты:
a – провода ЛЭП над землей; *б* – водонапорной башни

а отметку нижнего провода по формуле

$$H'_A = H_A + (h_1 + h_2), \quad (9.28)$$

где H_A – отметка точки A , найденная с помощью нивелира.

Высоту водонапорной башни (рис. 9.26, б) можно определить, измерив с помощью теодолита углы наклона $-v_3$ и $+v_4$, визируя зрительной трубой на нижнюю и верхнюю точки B и B' по направлениям, касательным к боковым поверхностям башни. Горизонтальное расстояние l_2 (длину горизонтального проложения касательных) следует измерить. Высота башни над землей h_5 рассчитывается по формуле (9.27), в которой используются измеренные значения l_2 , $-v_3$ и $+v_4$.

Вопросы и задания для самопроверки

1. Каково назначение и содержание инженерных изысканий для строительства подземных трубопроводов? 2. Опишите схемы устройства водопроводных, канализационных и газовых сетей. 3. Определите понятие минимальной (критической) скорости и ее зависимости от диаметра трубы; понятие минимальной расчетной скорости канализационного стока в трубе. 4. Что такое уклон трубы? Как выбирают глубину заложения труб? В чем сущность согласований при размещении труб проектируемого трубопровода? 5. Почему продольный профиль трубопровода самотечной канализации необходимо проектировать и переносить на местность с высокой точностью по высоте? Укажите допустимые погрешности выноса лотка труб по

высоте. **6.** Покажите насколько удовлетворяет точность топографических планов требованиям точности предварительного проектирования в профиле трубопроводов напорных и самотечных. **7.** Для каких целей создается геодезическая основа при изысканиях и строительстве подземных коммуникаций? **8.** Как используются притрассовые геодезические плановые и высотные знаки при изысканиях и строительстве подземных коммуникаций, какими способами выполняются съемки местности и вынос точек трассы в натуру? **9.** Какими способами выполняется съемка существующих подземных коммуникаций? **10.** Как выполняется камеральное трассирование трубопроводов и по каким данным составляется предварительный проектный профиль трубопровода? **11.** В чем назначение, каковы содержание и необходимая точность полевого трассирования напорных и самотечных трубопроводов? **12.** Какие геодезические данные и по каким формулам рассчитываются при проектировании на профиле трубопровода? **13.** С какой точностью и какими способами выносятся в натуру основные оси подземных коммуникаций? **14.** Как подготовить разбивочный чертеж для выноса в натуру оси сооружения способами полярным, угловых засечек, линейных засечек, створным? **15.** Как обеспечивают зачистку дна траншеи на проектное положение по высоте? **16.** Как рассчитывают высоту постоянной и ходовой визирок? **17.** Как выполняется укладка труб самотечной канализации в расчете на минимальные (критические) и нормальные скорости сточных вод? **18.** Как рассчитать ширину рабочей зоны вдоль трассы для строительства подземного трубопровода? **19.** Как определить объем грунта, извлекаемого из траншей и котлованов? **20.** Какие применяются конструкции переходов трубопроводов через препятствия, какие геодезические работы выполняются при их проектировании и устройстве? **21.** Как рассчитать ширину траншеи перехода через препятствие для укладки труб? **22.** В чем назначение исполнительных съемок? Каковы способы их производства и содержание исполнительной документации? **23.** С какой целью и как можно определить высоту проводов ЛЭП над трассой трубопровода, высоту водонапорной башни?

ИНЖЕНЕРНО-ГЕОДЕЗИЧЕСКИЕ РАБОТЫ ПРИ ЭНЕРГЕТИЧЕСКОМ, ГИДРОТЕХНИЧЕСКОМ И МЕЛИОРАТИВНОМ СТРОИТЕЛЬСТВЕ

10.1. Состав и содержание инженерно-геодезических работ при строительстве гидроэлектростанций

При нарастающем дефиците ископаемых энергоносителей возрастает актуальность создания в Республике Беларусь сети гидроэлектростанций. Пределы их мощности определяются малыми уклонами равнинных рек и объемами водотока в них. Наиболее крупные гидроэлектростанции мощностью 17–20 МгВт будут построены на реках Неман (уклон водотока 15–17 см на 1 км или 0,15–0,17 ‰) и Западная Двина (уклон 17–26 см на 1 км). Перепад уровня воды при плотинах ограничивается до 7–11 м, поскольку контуры водохранилищ не должны выходить за пределы естественного паводкового разлива реки. Соответственно проектная длина водохранилищ на названных реках составляет 30–50 км. На небольших реках при приемлемых площадях разлива водохранилищ и достаточной высоте перепада водотока при плотине строят местные (малые) гидроэлектростанции.

Состав инженерно-геодезических работ. Для предварительного проектирования крупных гидроузлов и местных гидроэлектростанций используются имеющиеся материалы выполненных изысканий: экономических; инженерно-геодезических, геологических, инженерно-геологических, гидрологических, экологических и др. С учетом малых уклонов рек республики при предварительном проектировании наиболее крупных гидроузлов используются топографические карты масштаба 1 : 10 000 с высотой сечения рельефа 1 м. Для проектных изысканий малых местных ГЭС используются топографические карты масштабов 1 : 2000 или 1 : 5000 с высотой сечения рельефа 0,5 м. Относительно намеченного створа плотины по горизонталям карты выбирается проектная отмет-

ка зеркала воды и определяется соответствующая граница вероятной зоны затопления. Оцениваются компромиссные соотношения между мощностью гидроэлектростанции и показателями экономических потерь от вывода из хозяйственного оборота соответствующих земель.

Для составления технического проекта относительно крупной гидроэлектростанции помимо материалов геологических и других изысканий необходимы и геодезические данные в виде топографических планов планируемой строительной площадки в масштабах 1 : 1000; 1 : 2000 или 1 : 5000 с высотой сечения рельефа 0,5 или 1 м. По таким планам рассматриваются варианты размещения плотины. Выбранную ось (створ) плотины выносят на местность, разбивают на ней пикетаж и нивелируют пикетные точки.

После выбора оси (створа) плотины создается плановая и высотная геодезическая сеть гидроузла с точностью, удовлетворяющей допускам на погрешности выноса в натуру основных осей гидротехнических сооружений (плотины, шлюзов, трубопроводов, отводящего канала и др.). Относительно пунктов такой сети производится топографическая съемка территории будущего строительства в масштабе 1 : 1000 или 1 : 2000 с высотой сечения рельефа 0,5 или 1 м. Полученные планы служат основой для составления генерального плана сооружений.

Проектную ось (створ) плотины, других гидротехнических сооружений выносят в натуру и закрепляют постоянными знаками, подлежащими защите от смещений и повреждений. Вдоль каждой вынесенной оси производится нивелирование по пикетажу. Соответствующие профили предназначены для использования при разработке рабочих чертежей.

Для всей территории будущего водохранилища должна быть выполнена топографическая съемка масштаба 1 : 10 000, а для участков инженерной защиты, населенных пунктов вблизи будущих берегов – топографическая съемка в масштабах 1 : 500–1 : 2000 с высотой сечения рельефа 0,5 м. Планово-высотное обоснование топографических съемок может создаваться методами триангуляции, полигонометрии, теодолитными ходами, спутниковыми (см. п. 1.6). Фототопографическая и сканерная съемки (см. п. 7.8) реки и зоны будущего водохранилища в крупных масштабах (1 : 500–1 : 5000) обеспечивают наиболее полное отображение земной поверхности на территории всех видов изысканий для отображения на бумажных носителях и в виде цифровых моделей местности (см. п. 7.9).

Топографо-геодезическое обеспечение гидрологических и инженерно-геологических работ. Гидрологические исследования выполняются для достоверного определения продольного профиля водотока. Методами геометрического нивелирования обеспечивается высотная привязка пунктов съемки поверхности реки, расположенных через 1–3 км, и свай водомерных постов. Для этого вдоль реки на незатопляемых местах в устойчивых грунтах закладывают постоянные реперы через 1,5–3 км, в том числе при водомерных постах. Класс магистрального нивелирного хода определяется длиной реки и величиной уклона водотока: при уклоне 5 см на 1 км (река Припять) применяется нивелирование II класса. Для участков реки длиной 100–200 км при уклонах от 15 см и более на 1 км достаточна точность нивелирования III класса с учетом промежуточных привязок участков магистрального хода к ближайшим реперам государственной нивелирной сети II и III классов. Отметки H прибрежных реперов в середине нивелирного хода должны определяться с погрешностью

$$m_H = \pm 0,5m_h\sqrt{L}, \quad (10.1)$$

где m_h – средняя квадратическая погрешность измерения превышения на станции; L – длина нивелирного хода между исходными реперами, км.

В случае нивелирования III класса $m_h = 10$ мм, тогда при $L = 30$ км находим $m_H = \pm 27$ мм.

При рассмотрении проекта спутникового нивелирования следует учитывать, что погрешность спутникового определения высотных координат точек в 2 раза больше погрешностей определения плановых координат точек, указанных в табл. 1.4. Соответственно в режиме «статика» отметки реперов и других высотных точек определяются при постобработке с погрешностью в миллиметрах:

$$m_H = \pm 2(3 \div 5 + 1 \cdot 10^{-6}D). \quad (10.2)$$

Для расстояний D ровера от базового пункта в 1, 10, и 20 км определяем следующие значения m_H : ≈ 10 ; 30 и 60 мм. Следовательно, при согласовании точности спутниковых высотных определений с точностью нивелирования III класса следует ограничивать расстояния ровера от базового пункта до 10 км. Вдоль реки спутниковые базовые пункты следует размещать над пунктами государственной геодезической опоры прибли-

зительно через 15–20 км, а ровер перемещать относительно базового пункта не дальше 10 км в каждом направлении. С помощью спутниковых приборов эффективно снижаются затраты труда и времени на создание плановых и высотных опорных пунктов при производстве съёмочных работ на реке.

При инженерно-геологической съёмке производится высотная и плановая привязка буровых разведочных скважин и шурфов, точек геофизической разведки относительно ближайших пунктов обоснования топографической съёмки при допустимой погрешности отметок до 10 см. Плановая привязка геологических разведочных точек может выполняться графически по крупномасштабным топографическим планам. При спутниковом способе привязки точек рассматриваемых съёмок расстояния ровера от базовой станции могут быть увеличены до 40 км.

Нивелирование для составления продольного профиля уровня воды в реке. В назначенный единый момент времени t забивают колья вровень с поверхностью воды в характерных точках реки по всему участку изысканий, затем с помощью нивелира определяют отметки H_p верха колея (отметки рабочих уровней водотока) относительно ближайших реперов. На водомерных постах № 2 и № 3 определяют отметки уровней воды H_2 и H_3 . Если на момент времени t отметки уровней на водомерных постах понизились на h_2 и h_3 , то отметки колея (рабочих уровней H_p) приводят к единому моменту времени введением поправок, называемых срезками.

Приведенный (срезочный) уровень воды вычисляют по формуле

$$H_c = H_p + h_c = H_p + h_3 + (h_2 - h_3)l_3 / l, \quad (10.3)$$

где l – расстояние между водомерными постами: вышележащим № 2 и нижележащим № 3; l_3 – расстояние точки определения уровня воды от водомерного поста № 3.

Промеры глубин. По поперечным створам реки промеры глубин выполняются для составления ее поперечных профилей, получения данных для расчета площади живого сечения водотока, проектирования плотины, мостовых переходов и других сооружений. При ширине реки 50–300 м расстояния между промерными профилями принимаются от 40 до 75 м, а расстояния между точками промера глубины от 3 до 5 м. Промерные створы намечают перпендикулярно к берегам реки и привязывают к пунктам съёмочной геодезической сети объекта.

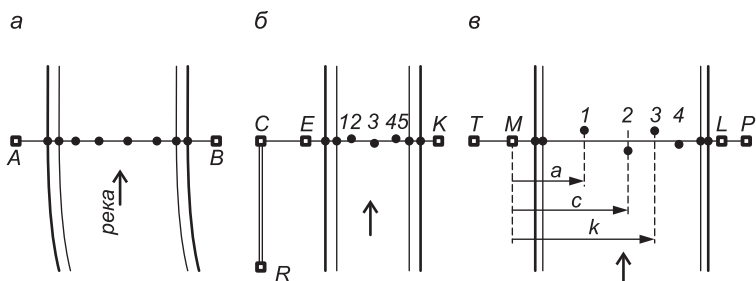


Рис. 10.1. Способы определения местоположения промерных точек в поперечном сечении реки:
 а – относительно маркированного троса; б – прямой угловой засечкой; в – полярным

На реках шириной до 20–30 м для обозначения промерных точек можно натянуть маркированный трос между створными пунктами *A* и *B* (рис. 10.1, *а*). На реках шириной до 500 м координаты промерных точек на плавсредстве можно определять с помощью двух теодолитов прямой угловой засечкой визирной цели относительно базиса *CR* (рис. 10.1, *б*). Горизонтальные углы измеряют одновременно. Допускаются отклонения промерных точек от створа до 1–3 м, при этом плавсредство удерживается на продолжении створа *CE* посредством визуальных наблюдений вех *C* и *E*. Между исполнителями работ на берегу и в промерном створе должен поддерживаться радиокontakt.

При ширине реки до 150–170 м электронный тахеометр можно использовать в безотражательном режиме или со светоотражающей пленкой. На плавсредстве над промерным устройством устанавливают визирную цель в виде поворотной плоской пластины-светоотражателя размером около 100 × 100 мм, снабженной ориентирной трубкой. Положение промерных точек в створе *TP* (рис. 10.1, *в*) определяют способом полярных координат: измеряют расстояния *a*, *c*, *k*, ... от знака *M* до точек промера 1, 2, 3, ... , а также дирекционные углы отрезков *M-1*, *M-2*, *M-3*. Допустимое отклонение точек от створа составляет 1–3 м. На реках шириной свыше 300–350 м положение промерных точек определяют относительно знаков створа с противоположных берегов до середины реки.

При глубинах до 5–6 м промеры производятся с помощью шестов-наметок, размеренных метровыми и дециметровыми делениями. Глубины до 20 м измеряют ручным лотом в виде

груза цилиндрической формы массой 4–5 кг на синтетическом или металлическом тросе, размеченном метровыми и дециметровыми марками.

Определение по топографическому плану контура и объема водохранилища. В процессе выбора места строительства плотины и определения уровня воды в водохранилище для каждого варианта производится камеральное определение границы затопления по имеющимся топографическим картам масштаба 1 : 2000–1 : 5000 с высотой сечения рельефа 0,5 или 1 м. На рис. 10.2 проектная отметка зеркала воды H_T у проектного створа AB плотины равна 101,4 м. Прерывистая горизонталь H_T , равная 101,4 м, проведена между горизонталями с отметками 101 и 102 м и обозначает на плане проектную границу затопления.

Для предварительного определения объема водохранилища по плану с помощью полярного планиметра находят площади горизонтальных сечений P_i , ограниченные створом AB и горизонталями, в нашем примере – площадь поверхности воды P_B в пределах горизонтали с отметкой $H_T = 101,4$ м; площадь P_1 – в пределах горизонтали $H_1 = 101$ м; площади P_2 ($H_2 = 100$ м) и P_3 ($H_3 = 99$ м). Объем каждого слоя воды между соседними секущими плоскостями вычисляется по формулам объема усеченной пирамиды, при этом высота верхнего слоя h_1 между горизонталями 101,4 и 101 равна 0,4 м; высота остальных слоев h_c равна 1 м, т.е. высоте сечения рельефа. Объем верхнего слоя определяется по формуле

$$V_B = (P_B + P_1 + \sqrt{P_B P_1})h_1 / 3; \quad (10.4)$$

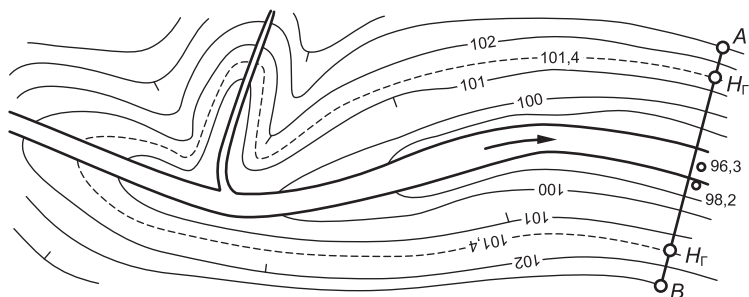


Рис. 10.2. Определение по топографическому плану проектной границы затопления и объема водохранилища:

AB – проектный створ плотины; H_T – H_T – проектная граница водохранилища; 101,4 м – проектная отметка зеркала воды у плотины

объем слоев между соседними горизонталями

$$V_i = (P_i + P_{i+1} + \sqrt{P_i P_{i+1}}) h_c / 3; \quad (10.5)$$

приближенный объем нижней условной пирамиды с основанием, очерченным горизонталью 99 м, и высотой $h_{\Pi} \approx 99 - 98,2 \approx 0,8$ м

$$V_{\Pi} = (P_i + P_{i+1} + \sqrt{P_i P_{i+1}}) h_{\Pi} / 3; \quad (10.6)$$

приближенный объем воды в русле реки длиной L в пределах проектного водохранилища при среднем живом сечении водотока площадью S

$$V_p = LS; \quad (10.7)$$

объем водохранилища

$$W = V_B + \sum V_i + V_{\Pi} + V_p. \quad (10.8)$$

Погрешность результата может составить 3–5%.

Вынос в натуру проектного контура водохранилища.

Производится после принятия к исполнению окончательного проектного решения гидроузла. Вынос необходим для определения будущего фактического положения границ между водохранилищем и смежными землепользованиями и оформления соответствующих документов на землевладения. Искомый контур представляет постоянную проектную границу затопления, определяемую отметками нормального проектного уровня (НПУ) воды, найденными на основе гидравлических расчетов с учетом профиля кривой подпора движущейся воды в водохранилище. Точки НПУ обозначают в характерных местах постоянными и временными граничными знаками, пользуясь методами геометрического и тригонометрического нивелирования. Первый метод применяют на пологих склонах местности, второй – на крутых и пологих. Для контроля отметок опорных высотных точек можно использовать спутниковое нивелирование.

При *методе геометрического нивелирования* (рис. 10.3) от ближайшего репера вдоль проектного контура прокладывают поисковый нивелирный ход, который должен заканчиваться на другом ближайшем репере. Допускаются ходы, соответствующие по точности техническому нивелированию. В процессе

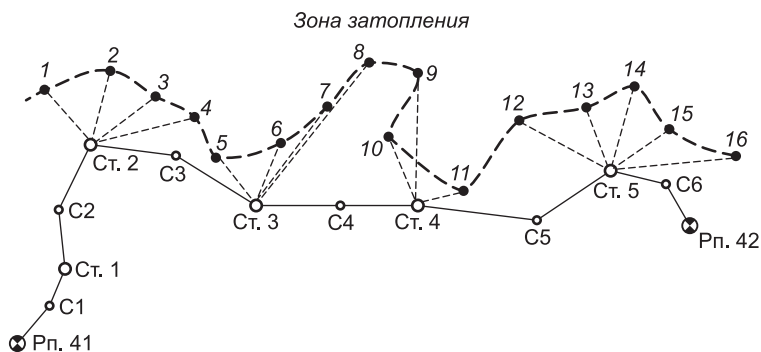


Рис. 10.3. Схема выноса в натуру граничных знаков проектного контура водохранилища методом геометрического нивелирования:
 - - - - - искомая граница затопления; ● Рп. 41 – исходные реперы; ○ Ст. 1 – станция нивелирного хода; ○ С1, С2 – связующие нивелирного хода; ● 1, 2, 3 – точки границы затопления, закрепленные граничными знаками на местности

нивелирования вычисляются отметки связующих и промежуточных точек. На станциях, обеспечивающих вынос граничных знаков, например на Ст. 2 (см. рис. 10.3), действуют в такой последовательности:

- вычисляют горизонт прибора $\Gamma\Pi_2 = H_{C2} + a$ (где H_{C2} – отметка задней связующей точки С2; a – отсчет по задней рейке) и значение $b = \Gamma\Pi_2 - H_B$ отсчета по рейке для поиска точек на поверхности земли с отметкой H_B контура водохранилища;

- переставляют рейку по земной поверхности и находят такие точки, например 1, 2, 3, 4, для которых отсчет по рейке будет близок к значению b при допустимом отклонении Δb , заданном проектом выполняемой работы. Точки закрепляют сначала кольями, затем граничными знаками.

Допустимое значение Δb определяется допустимыми отклонениями Δl граничных знаков в плане относительно проектной береговой линии

$$\Delta b = \Delta l \operatorname{tg} v, \quad (10.9)$$

где v – угол наклона поверхности земли; $\operatorname{tg} v$ – ее уклон.

Например, при $\Delta l = \pm 1,5$ м; $v = 1,5^\circ$ находим $\Delta b = \pm 0,05$ м. На склонах с крутизной около 10° при $\Delta l = \pm 1,5$ м получаем $\Delta b = \pm 0,26$ м.

Аналогично на последующих нивелирных станциях определяют положение точек, отображающих граничную линию

будущего водохранилища (см. рис. 10.3). После примыкания поискового нивелирного хода к конечному реперу вычисляют фактическую невязку превышений f_h , которая равна отклонению полученной по ходу отметки от исходной отметки этого репера, а допустимую невязку находят по формуле

$$f_{h, \text{доп}} = 0,3(\Delta l \operatorname{tg} v)_{\text{доп}}, \quad (10.10)$$

где допустимые величины смещения Δl и уклона $\operatorname{tg} v$ должны быть заданы в проекте изысканий.

Рассматриваемый поиск эффективно выполняется с помощью цифровых нивелиров (см. п. 6.2), которые в автоматическом режиме фиксируют отсчеты по рейкам, а вычислительный модуль при прокладке нивелирного хода последовательно рассчитывает отметки связующих и поисковых точек с выдачей текущей числовой информации на дисплей и запись в карту памяти.

Тахеометрический метод поиска точек контура водохранилища выполняется с помощью электронного тахеометра с высокой точностью и более протяженными плано-высотными ходами (см. п. 7.4). По заданной программе процессор прибора рассчитывает плановые и высотные координаты вершин хода и поисковых точек. Допустимые расстояния от прибора до поисковых точек принимают до 0,5 км в зависимости от условий видимости.

По закрепленным граничным знакам прокладывают электронно-тахеометрический или теодолитно-нивелирный ход и вычисляют их координаты, которые используются для юридического оформления границ между землепользованиями.

10.2. Геодезическая основа стройплощадки гидроузла, вынос в натуру главных осей сооружений

Понятие о специфике строительных работ при возведении гидроузла на равнинной реке. Железобетонную плотину и другие конструкции гидроэлектростанции возводят в котловане, осушенном и изолированном от водотока. Для этого устраивают временный обводной канал, а стройплощадку плотины ограждают насыпными перемычками 1 и 4 (рис. 10.4) и после осушения производят строительные работы по устройству основания гидротехнических сооружений и их возведе-

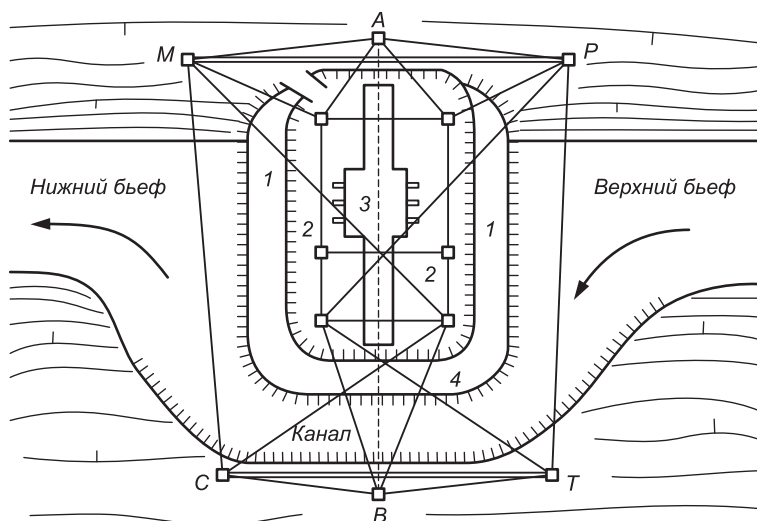


Рис. 10.4. Пример общей схемы геодезической разбивочной основы во время строительства гидроузла:

M, P и C, T – базисы линейно-угловой геодезической сети; *AB* – ось плотины; *1, 4* – насыпные перемычки (верховая и низовая, продольная); *2* – пункты разбивочной основы в котловане; *3* – плотина и здание ГЭС

нию. После завершения строительства материал перемычек расходуют на ликвидацию обводного канала, водохранилище наполняется со стороны верхнего бьефа, затем вода направляется через водопропускные устройства ГЭС в нижний бьеф гидроузла. Строительство плотины может осуществляться очередями. Например, для первой очереди строительства огораживают перемычками половину котлована, которую осушают, а водный поток пропускают через неперекрытую часть реки. Возводят плотину первой очереди. Затем устраивают котлован второй очереди строительства, его ограждают перемычками, а водный поток направляют через уже построенные водопропускные устройства плотины первой очереди. Все перечисленные работы выполняются после геодезического выноса в натуре осей перемычек, плотины и других элементов гидроузла.

Допустимая погрешность выноса в натуре главной оси гидротехнического сооружения. Проектное положение на местности главной оси гидротехнического сооружения определяют по топографическому плану масштаба 1 : 1000 или

1 : 2000, на который нанесены проектные контуры сооружения и его главные, основные и вспомогательные оси. Погрешность определения по плану координат точек главной оси *AB* сооружения (рис. 10.4) может достигать 0,5 мм в масштабе плана и этим определяется погрешность перенесения проектной оси на местность, т.е. отклонение контура гидротехнического сооружения от проектного положения в плане. Но такое отклонение не влияет на внутреннюю геометрическую точность возведения объекта, задаваемую его внутренней геодезической разбивочной сеткой.

Понятие о специальной опорной геодезической сети гидроузла, возводимого на равнинной реке. Для геодезического обеспечения внутренней геометрической точности строительства гидроузла создается специальная опорная линейно-угловая геодезическая сеть, например по схеме рис. 10.4, основанной на базисных пунктах *M, P* и *C, T*, заложенных в противоположных коренных берегах реки. Такая сеть сгущается внутренними пунктами, при этом часть пунктов может временно закрепляться на перемычках, а на основе таких пунктов создается линейно-угловая разбивочная сеть непосредственно в котловане. На реках Беларуси максимальные длины сторон специальной линейно-угловой геодезической сети гидроузла близки к 1–1,5 км, относительная погрешность базисных сторон принимается как $1 / 150\,000$ – $1 / 200\,000$; относительная погрешность сторон триангуляции в слабом месте может достигать $1 / 25\,000$ – $1 / 50\,000$. Измерения всех ее углов и сторон выполняются с помощью электронных тахеометров, характеризующихся погрешностью измерения углов 1", расстояний $2\text{ мм} + 2\text{ ppm}$, т.е. $\pm 4\text{ мм}$ на 1 км или в относительном выражении для базисных сторон $\Delta D / D = 1 / 250\,000$. Такая сеть характеризуется высокой надежностью, ее утраченные пункты в котловане по мере необходимости быстро восстанавливаются линейно-угловыми измерениями.

Пункты сети закрепляют трубчатыми знаками с якорями. Осевые знаки могут быть изготовлены в виде тумбы высотой около 1,2 м, с устройством для точного центрирования теодолита или электронного тахеометра или же визирной цели.

Геодезическую сеть гидроузла рассчитывают как в государственной, так и в строительной системе координат. В последней системе начало прямоугольных координат принимают в юго-западном углу стройплощадки, ось абсцисс ориентиру-

ния дна осушенного котлована до проектной отметки пункты осевой сетки выносят в котлован вдоль соответствующих створов с помощью электронного тахеометра, закрепляют вершины сетки временными знаками, определяют их отметки и производят исполнительную съемку основания под будущим сооружением. Требования к точности выноса осей отдельных сооружений приведены в табл. 10.1.

Таблица 10.1

Примеры норм точности линейных и угловых измерений при выносе в натуру осей гидротехнических сооружений

Виды оси, сооружения, разбивочных работ	Допустимые погрешности измерений при выносе осей сооружения	
	Линий, 1 / Г	Углов
Главная и основные оси	1 : 100 000 – 1 : 10 000	2 – 10"
Разбивочные измерения относительно главных, основных и дополнительных осей при строительстве внутренних конструкций в плотине и монтаже агрегатов	Определяются конкретными требованиями к точности геодезических разбивочных работ (см. табл. 8.2)	
Оси бетонных сооружений	1 : 4000	20"
Оси металлических трубопроводов на анкерных опорах	1 : 8000	10"
Построение проектных углов поворота трубопроводов		0,5'
Нестворность точек на осях: земляных сооружений металлических трубопроводов		2' 2'
Оси земляных плотин, дамб, насыпей для подъездных путей	1 : 1000 – 1 : 2000	1'

Для выполнения требований к точности выноса в натуру комплекса внутренних осей гидротехнического сооружения производится аналитическая подготовка проекта разбивочных работ: вычисляются проектные координаты осевых точек элементов сооружения в плане, составляется проект выноса осей в натуру (способы выноса рассмотрены в п. 8.8).

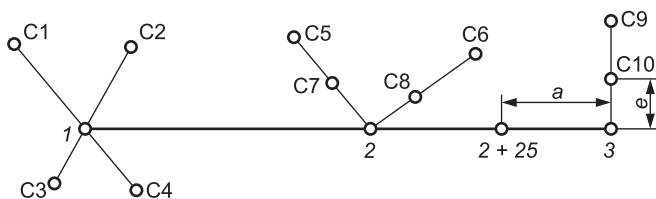


Рис.10.6. Дополнительное створное закрепление контурных пунктов разбивочной сетки котлована по створу П1–П1:
 1, 2, 2+25, 3 – осевые пункты; C1–C4, C2–C3, ..., C9–C10 – пункты створных засечек;
 e и a – измеренные расстояния привязки

Высотная основа строительства гидроузла создается на основе сети реперов нивелирования II класса, которая сгущается реперами нивелирования III и IV классов и также технического нивелирования. Реперы II класса должны быть закреплены устойчивыми знаками в стороне нижнего бьефа не ближе 0,5 км к плотине, т.е. вне зоны осадочных деформаций горных пород, возникающих по мере увеличения массы плотины и наполнения водохранилища.

Перенесение в натуру временных угловых и промежуточных точек земляных перемычек в процессе их возведения производится различными способами с помощью электронного тахеометра или теодолита и мерной ленты. По окончании устройства перемычек и осушения котлована на перемычках при необходимости закрепляют дополнительные точки разбивочной сетки котлована устойчивыми знаками на время существования перемычек. Проект такой сетки разрабатывается на генплане стройплощадки, рассчитываются координаты пунктов сетки. Вынос пунктов сетки производится на верх перемычек с помощью электронного тахеометра вдоль створов П1–П1 и П2–П2, а также продольного створа П3–П3. Вынесенные пункты сетки закрепляют устойчивыми временными знаками, затем проверяют точность контура сетки: горизонтальные углы между сторонами сетки не должны отличаться от 180° или 90° свыше $10\text{--}20''$, длины сторон – свыше $10\text{--}20$ мм. Для восстановления пунктов сетки в случае их утраты предусматривают их дополнительное створное закрепление по схемам, показанным на рис. 10.6. Отметки створных знаков определяют нивелированием IV класса или техническим нивелированием.

10.3. Геодезические работы при возведении ГЭС, монтаже гидротехнических агрегатов и наблюдениях за деформациями сооружений

Геодезические работы при устройстве наружных и внутренних элементов бетонной плотины. Внутри плотины размещаются машинный зал, камеры для водяных турбин, водопропускные устройства с затворами, тоннели и галереи для контроля за состоянием тела плотины и показателями фильтрации воды. Со стороны верхнего бьефа предусматриваются защитные решетки для остановки и сбора плавающего мусора. Со стороны нижнего бьефа устраиваются водобойные сооружения, защищающие горные породы дна реки от вымывания. С целью сохранения рыбных ресурсов и путей их миграции должны создаваться эффективные рыбопропускные устройства при плотине, учитывающие инстинктивное движение рыбы при преодолении препятствий – рыба движется в стрежневых струях водотока.

Геодезические разбивочные работы при устройстве названных и других строительных конструкций гидросооружения, например выносе осей оборудования в машинном зале ГЭС, водопропускных агрегатов, автомобильного моста на плотине, производят створным или полярным способом с помощью электронного тахеометра относительно знаков *A* и *B* главной оси или от ближайших пунктов опорной геодезической сети, строительной геодезической сетки. Измерения выполняются с точностью, обеспечивающей соблюдение допусков на геометрические отклонения бетонных сооружений от проектных размеров и формы в среднем до $\pm 5-15$ мм (см. табл. 8.2, примеры 5–16), или с точностью, установленной в проекте производства геодезических работ (ППГР).

При устройстве вертикальных поверхностей внутри плотины и в помещениях ГЭС высотой до 3 м пользуются нитяными отвесами. Передачу осевых и разбивочных точек по вертикали производят оптическими или лазерными приборами отвесного проецирования с погрешностями до 1–5 мм (см. п. 8.5).

Геодезические работы при монтаже гидротехнических энергоагрегатов. Гидротехнические энергоагрегаты (гидроагрегаты) представляют собой геометрически высокоточное сопряжение гидротурбины и электрогенератора (рис. 10.7, *a*). Продольные оси ряда строительных элементов и вертикаль-

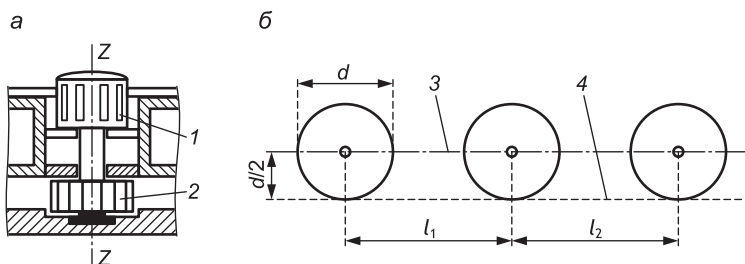


Рис. 10.7. Турбоагрегат (а) и схема разбивочных осей ряда турбоагрегатов (б): 1 – электрогенератор; 2 – гидротурбина; 3 – основная продольная ось ряда турбоагрегатов; 4 – монтажная ось; ZZ – вертикальная ось турбоагрегата; d – габаритный диаметр агрегата; l_1, l_2 – проектные расстояния между вертикальными осями турбоагрегатов

ные оси гидроагрегатов должны быть привязаны к сторонам строительной сетки или к линиям, им параллельным. Необходимо различать требования к точности выноса основных осей энергоагрегатов относительно разбивочных осей стройплощадки (допускаются погрешности до ± 5 – 15 мм) и требования к взаимной точности монтажа узлов агрегата относительно его вынесенной оси. При монтаже ось турбоагрегата должна совпадать с вертикальной плоскостью осей подводящего канала со спиральной камерой для подачи воды на лопатки турбины, выпускного канала и др. Допустимые погрешности взаимного положения осей электрогенератора и водяной турбины не превышают 0,2–0,3 мм, перекосы сопрягаемых осей вращения не должны превышать 0,05–0,1 мм во избежание возникновения вибраций, приводящих к необходимости остановки энергоагрегата на наладку.

При монтаже энергоагрегатов в качестве опорных (базовых) линий используют *монтажные оси* (например, ось 4 на рис. 10.7, б), которые разбивают параллельно вынесенной оси монтируемых устройств и смещают от нее на расстояние, выбранное с учетом длительной сохранности осевых знаков, удобствам монтажных промеров от такой оси, возможностью дальнейшего использования знаков монтажной оси в процессе эксплуатации энергоагрегата для его выверки после профилактических остановок на ремонт или для наладки при необходимости снизить уровень вибраций, усилившийся вследствие неравномерных деформаций опорных элементов энергоагрегата, крена плотины.

Конструкция знаков на основной и монтажной осях должна обеспечивать принудительное центрирование теодолита, электронного тахеометра и визирных целей. Монтажные горизонтальные расстояния измеряются с помощью компарированных линейных мер с точностью до 0,1–0,2 мм и более высокой с помощью специальных линеек и штангенциркулей. Превышения между контрольными точками агрегата определяются высокоточным нивелиром в комплекте с прецизионной рейкой с погрешностью $\pm 0,03$ –0,1 мм или с помощью гидростатического нивелира с погрешностью около $\pm 0,01$ –0,03 мм.

По завершении каждого этапа строительных и монтажных операций составляется исполнительная документация на основе соответствующих исполнительных съемок.

Наблюдения за смещениями и деформациями ГЭС. Наблюдения выполняются геодезическими методами как регламентные (обязательные) для наиболее крупных ГЭС вследствие особой значимости таких сооружений [16]. Основная цель таких наблюдений – охранная, она состоит в постоянном контроле устойчивости объекта и в своевременном выявлении признаков чрезмерных вертикальных и горизонтальных неравномерных смещений и деформаций плотины, здания ГЭС, фундаментов под гидроагрегатами, шлюзов и др. По величинам выявленных деформаций также проверяется достоверность научно-технических основ расчета таких объектов на устойчивость и прочность. Общие сведения о геодезических методах измерения осадки, горизонтальных перемещений, крена и деформаций инженерных сооружений изложены в п. 8.13.

Мониторинг осадочных деформаций ГЭС, возводимых на сжимаемых грунтах, должен осуществляться с точностью, характеризующейся погрешностями не более ± 2 мм для точек, наиболее удаленных от исходных реперов методом геометрического нивелирования I класса. Контроль осадки малых ГЭС выполняется с точностью нивелирования II или III класса. Исходные фундаментальные или глубинные реперы закладывают на обоих берегах реки ниже плотины крупной ГЭС на расстоянии около 0,5 км от нее. Реперы закладывают группами (кустами) по три единицы на расстоянии друг от друга до 20–50 м, чтобы взаимный контроль их устойчивости осуществлялся с одной установки нивелира. Осадочные марки закладывают на плотине со стороны верхнего и нижнего бьефов, по обеим сторонам температурно-осадочных швов строительных

конструкций, в фундаментах (опорах) гидроагрегатов, на контрольных точках вдоль осей вращения сопряженных турбин и генераторов и в других точках, предусмотренных в ППГР.

Отметки исходных реперов левого и правого берегов должны быть определены относительно знаков государственной нивелирной сети.

Периодичность циклов наблюдений за осадкой устанавливается проектной организацией. Обычно первый цикл нивелирования выполняют после достижения нагрузки на фундаменты около 25% от полной массы сооружения, последующие циклы – при достижении нагрузки приблизительно до 40, 50, 60, 75 и 100%. В период наполнения водохранилища выполняют 2–3 цикла нивелирования, во время эксплуатации ГЭС – 2–3 раза в год.

В процессе эксплуатации гидроагрегатов и при их остановках на профилактическое обслуживание измеряют деформации фундаментов и величины взаимных перекосов турбин и электрогенераторов, при этом отметки деформационных марок должны определяться с погрешностями не более $\pm(0,1-0,15)$ мм относительно марки на агрегате, принятой за исходную.

Мониторинг горизонтальных перемещений и деформаций плотины производится в процессе наполнения водохранилища и во время эксплуатации ГЭС способами, обоснованными для конкретной ситуации (см. п. 8.13, рис. 8.47), например створных наблюдений, относительно струны (в прямолинейных галереях плотины), способом малых углов, угловой засечки или же полярным с помощью электронного тахеометра с параметрами точности $m_B \leq |\pm 1''|$; $m_D \leq |\pm(1 \text{ мм} + 1 \text{ ppm})|$ (см. формулу (5.17)). На берегах устанавливаются опорные знаки, на сооружении в качестве деформационных знаков используются специальные визирные цели, постоянные или съемные светоотражатели.

Крен элементов плотины, других конструкций и гидроагрегатов определяют по результатам измерения неравномерности их осадки, а также механическими и электронными кренометрами, с помощью отвесов, а также комбинированием различных методов (см. п. 8.13).

Спутниковый метод контроля смещений плотины и основных сооружений ГЭС по точности уступает рассмотренным выше геодезическим методам (см. п. 1.7), но его целесообразно использовать в качестве независимого средства мони-

торинга устойчивости плотины гидроузла, береговых и прибрежных горных пород, других объектов.

Данные последовательных циклов геодезического мониторинга отражают в отчетной документации с включением в нее таблиц и графиков величин смещений и деформаций плотины и других контролируемых конструкций ГЭС, с приведением результатов анализа их устойчивости.

10.4. Особенности геодезического обеспечения строительства атомных и тепловых электростанций

Общие сведения. Тепловые электростанции (ТЭС) работают преимущественно на каменноугольном, торфяном, газовом, древесном и других видах топлива, оказывают существенное отрицательное влияние на природную среду, при этом запасы названных источников энергии в разной степени ограничены. Атомные электростанции (АЭС) действуют на радиоактивных источниках ядерного топлива и должны быть оснащены особенно надежными средствами защиты персонала и природной среды от продуктов ядерного распада. В настоящее время находятся в разработке проекты строительства термоядерных энергетических установок, источниками энергии в которых являются нерадиоактивные виды топлива (дейтерий, литий, гелий-3). Нерадиоактивны также и продукты их распада. Но реализация таких проектов по технологическим причинам относится к отдаленной перспективе.

Современные АЭС и ТЭС различаются устройствами для выработки тепловой энергии, но в них используются многие принципиально сходные технические решения по преобразованию тепловой энергии в электрическую. Устройство для выработки тепловой энергии на ТЭС – это котел или блок котлов, в которых сжигается соответствующее органическое топливо, на АЭС – это ядерный реактор или блок реакторов с регулируемой интенсивностью ядерной реакции и тепловыделения.

В состав сооружений АЭС (рис. 10.8) входят:

- здание реактора, в котором размещаются реактор с урановым топливом и стержнями управления реакцией распада, парогенератор и компенсатор давления в первом контуре, в котором циркулирует теплоноситель, передающий тепловую энергию парогенератору второго контура;

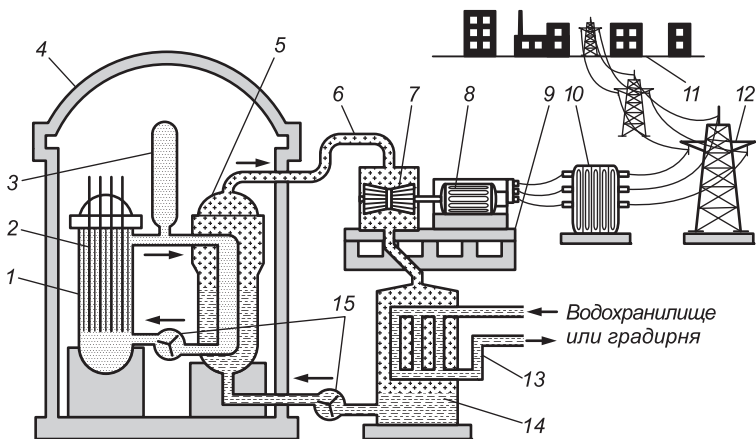


Рис. 10.8. Схема технологических связей основных энергетических объектов АЭС:

1 – реактор; 2 – стержни управления ядерной реакцией; 3 – компенсатор давления в первом контуре; 4 – здание реактора; 5 – парогенератор; 6 – трубопровод; 7 – турбина; 8 – электрогенератор; 9 – фундамент; 10 – трансформатор; 11 – потребители; 12 – опора линии электропередачи; 13 – трубопровод; 14 – конденсатор второго контура; 15 – насосы

- турбогенераторное отделение, куда из парогенератора по трубам второго контура под давлением подается перегретый водяной пар, оказывающий силовое воздействие на лопатки каждой турбины, вращающей сопряженный с ней электрогенератор;

- трансформаторное отделение, от которого электроэнергия по линиям электропередачи подается к потребителям;

- источник воды в виде естественного или искусственного водоема, градирня для охлаждения оборотной воды и насосная станция для подачи холодной воды в конденсатор, в котором происходит охлаждение (конденсация) перегретого пара второго контура, прошедшего через турбину.

Приведенная на рис. 10.8 обобщенная схема соответствует двухконтурной водо-водяной ядерной энергетической установке. Циркуляция теплоносителя в первом контуре рабочего пара (а также конденсата) во втором контуре производится специальными насосами.

В качестве теплоносителя первого контура, расположенного в активной зоне реактора, вместо воды могут использоваться расплавы металлов (натрия, свинца и др.), что позволяет упростить конструкцию оболочки первого контура за счет того,

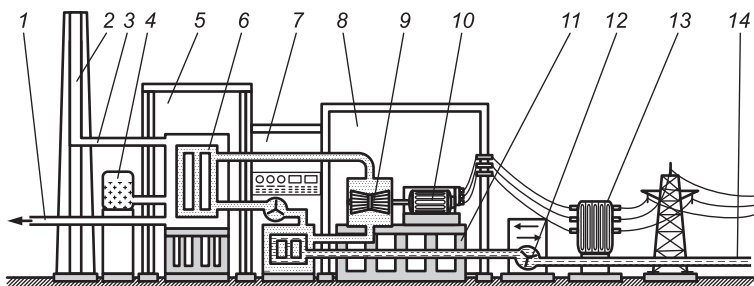


Рис. 10.9. Схема объектов в зоне главного корпуса твердотопливной ТЭС:
 1 – труба золоудаления; 2 – дымовая труба; 3 – дымоход; 4 – дробильная установка; 5 – здание котельного отделения; 6 – котел; 7 – административный корпус; 8 – турбинный зал; 9 – турбина; 10 – электрогенератор; 11 – фундамент; 12 – насос; 13 – трансформатор; 14 – трубопровод охлаждения

что давление в жидкометаллическом контуре принимается близким к атмосферному.

На ТЭС (рис. 10.9) главное здание объединяет котельный цех и машинный зал. В котельном цехе размещают котельно-парогенераторные установки и оборудование к ним, включающее устройства топливоподачи, газоочистки. Рядом с котельной расположена дымовая труба. В машинном зале находятся турбогенераторы, вращающиеся под силовым воздействием водяного пара, конденсаторы отработавшего пара, конденсаторные насосы. Холодная вода в конденсаторы подается из водохранилища или из градирни – установки оборотной системы водоснабжения. Градирни стоят в виде башни, в которой оборотная вода, поступившая от паровых турбин, разбрызгивается, охлаждается потоком воздуха и стекает в водосборный бассейн.

Для ТЭС, работающих на каменном угле или торфе, для полного сгорания топлива необходимы установки его измельчения в мелкодисперсное состояние, бункеры измельченного топлива, конвейеры топливоподачи, устройства золошлакоудаления и значительная площадка под золоотвал, куда зола подается по трубам в виде пульпы – водной взвеси твердых частиц.

Особенности геодезических работ при строительстве АЭС и ТЭС. При выборе площадки под строительство АЭС и ТЭС учитывается, что они являются крупными водопользователями. АЭС, как правило, не допускается размещать в заболоченных и переувлажненных районах, в зонах горных выработок тектонической активности, в районах залегания полез-

ных ископаемых и др. Выбор площадки для строительства АЭС и ТЭС производится по результатам комплексных инженерных, экологических и экономических изысканий. В состав инженерных изысканий входят геодезические, геологические, гидрогеологические и гидрологические изыскания. Инженерно-геодезические изыскания производят согласно техническим условиям на изыскания объектов энергетического строительства, отнесенных к особо важным. Материалы комплексных изысканий используются для проектирования АЭС и ТЭС.

Конструктивные особенности зданий и сооружений АЭС и ТЭС. Главный корпус АЭС с реакторным и турбогенераторным отделением представляет собой многоэтажное (включающее подземную часть) и многопролетное здание с массивными конструкциями из предварительно напряженного железобетона, ограждающими радиоактивный контур. Турбогенераторы АЭС и ТЭС устанавливаются на массивных фундаментах, обеспечивающих высокую точность геометрического сопряжения осей вращения турбины и электрогенератора в процессе их работы. На площадках АЭС и ТЭС строят отдельно стоящие здания для размещения установок химводоочистки, азотной станции, дизель-генераторов других объектов. На площадках ТЭС строят здание установок дробления твердого топлива, дымовые трубы и др. К сооружениям линейного вида на АЭС и ТЭС относятся подземные проходные и непроходные каналы и тоннели для размещения кабельных потоков и трубопроводов, надземные эстакады, соединяющие главный корпус с вспомогательными зданиями и сооружениями, трубопроводы и др. Здания и сооружения обычно строят из сборных железобетонных конструкций. Требования к геометрической точности строительства названных зданий и сооружений определяются общестроительными нормами (см. табл. 8.2).

Строгий контроль геометрической точности строительно-монтажных работ осуществляется при монтаже ядерного реактора и турбоагрегатов. Для этого внутри главного корпуса АЭС создается специальная высокоточная геодезическая основа. Например, при устройстве соответствующих фундаментов укладка их элементов по высоте и передача на них осей оборудования относительно пунктов геодезической основы должна производиться с погрешностями в пределах ± 1 мм. В дальнейшем после устройства корпуса реактора точность монтажа

установки, подающей стержни для управления работы активной зоны, может достигать нескольких сотых долей миллиметра.

До начала строительства АЭС или ТЭС составляется ППГР, в котором определены виды и точность опорных плановых и высотных геодезических сетей на стройплощадке, приборы и технологии производства геодезических измерений и их обработки при строительстве зданий и сооружений, прецизионного монтажа элементов энергетических установок, а также подъемно-транспортного оборудования (разгрузочно-загрузочных машин, мостовых кранов).

В процессе возведения АЭС и ТЭС, а также в период эксплуатации производится постоянный геодезический контроль устойчивости их энергетических установок и опорных конструкций, других сооружений обычными и особыми методами. Особые методы и приборы для мониторинга осадки, крена и других перемещений и деформаций объектов АЭС в процессе эксплуатации обусловлены тем, что высокоточные измерения должны производиться зачастую в зонах, не доступных или запрещенных для присутствия человека. Здесь применяются дистанционные методы и приборы для измерения перемещений и деформаций объектов с передачей измерительной информации на приемники по каналам электронной связи.

10.5. Геодезические работы при мелиоративном строительстве

Общие сведения о мелиоративных системах и их проектировании. *Мелиорация* – это отрасль народного хозяйства, занимающаяся улучшением земель, грунтов и устранением неблагоприятных грунтовых условий для различных хозяйственных, природоохранных и других целей. Мелиорация сельскохозяйственных земель (их осушение, орошение или обводнение) рассчитана на повышение эффективности сельского хозяйства. Мелиорация других землепользований в условиях Республики Беларусь направлена на решение многих экологических задач, например на общее оздоровление местности вблизи населенных территорий, восстановление при необходимости болот, исчезнувших в результате добычи торфа или неоправданной их ликвидации и др. Поддержание устоявшегося режима заболоченных территорий необходимо также

для сохранения благоприятной среды обитания соответствующих представителей растительного и животного мира, сохранения продуктивности болот как ягодных плантаций и источников вод, питающих реки и используемых для обводнения и орошения земель. Основные положения по изысканиям, устройству и проектированию мелиоративных систем изложены в нормативном документе ТКП 45-3.04-8-2005 «Мелиоративные системы и сооружения. Нормы проектирования» [13].

Классы сооружений мелиоративных систем установлены в п. 4.7 ТКП 45-3.04-8-2005 в зависимости от площади мелиорации:

- I класс – свыше 300 га;
- II класс – 101–300 га;
- III класс – 51–100 га;
- IV класс – 50 га и менее.

Объекты сельскохозяйственного мелиоративного строительства – это осушительные, обводнительные, оросительные и осушительно-увлажнительные системы, предназначенные для создания в почве влажностно-воздушного и теплового режимов, благоприятных для выращивания высоких урожаев соответствующих культур.

Осушительные системы могут быть открытыми, закрытыми и смешанными. Первые состоят из открытых каналов и канав, вторые – из зарытых в землю водоотводящих (дренажных) труб*, сквозь перфорированные стенки которых избыток воды стекает из почвы. Смешанные системы включают открытые и закрытые элементы. По способу отвода избыточных вод осушительные системы устраивают как полностью самотечные или с машинным водоподъемом в приемный коллектор.

Открытая гидромелиоративная система самотечного водоотвода (рис. 10.10, а) включает водоприемные канавы (осушители или собиратели) 1, нагорные каналы 2, через которые вода транспортируется в магистральный канал 3 и далее в водоприемник 8. В *закрытой гидромелиоративной системе* (рис. 10.10, б) вода собирается в дренах 4, из них перетекает в дрены большего диаметра – коллекторы 5 и 6, через них в открытый магистральный канал 3 или же в закрытый коллектор большого диаметра. В нашем примере на участке 7, где показана форма рельефа – понижение, именуемое также запади-

* Дрена (от англ. drain – осушать) – подземный канал (труба) для дренажа

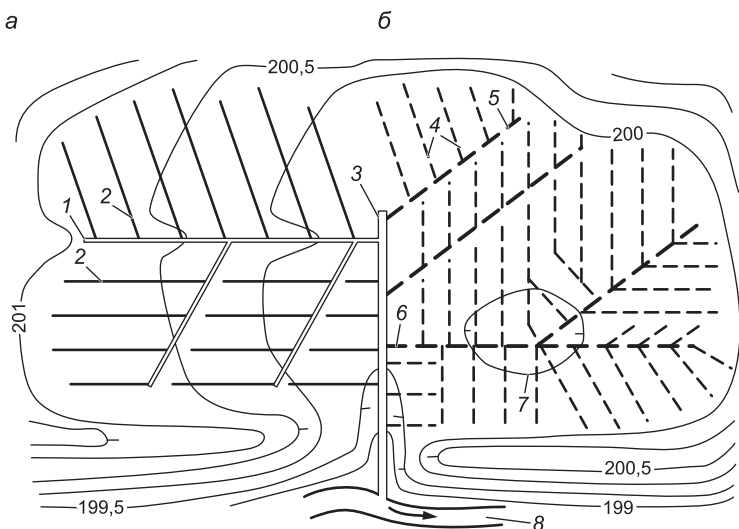


Рис. 10.10. Мелиоративные осушительные системы:

а – открытая; б – закрытая; 1 – водоприемные каналы; 2 – нагорные каналы; 3 – магистральный канал; 4 – дрены; 5, 6 – коллекторы; 7 – участок понижения рельефов; 8 – водоприемник

ной, уклон дрен и коллектора должен выдерживаться в сторону водоотвода.

Для слежения за состоянием дренажной системы в местах присоединения дрен к коллекторам и вдоль последних устраивают смотровые колодцы.

Оросительные системы разделяют на открытые, закрытые и комбинированные (представляют сочетание открытых и закрытых). Для функционирования таких систем на неровной местности необходима вертикальная планировка орошаемой территории, обеспечивающая создание благоприятных условий для равномерного увлажнения почвы и работы сельскохозяйственной техники. Схема *открытой системы* приведена на рис. 10.11. *Закрытая система* обеспечивает более полное использование посевных площадей. Она состоит из насосной станции, магистральных водопроводных труб, к которым через гидранты присоединены участковые трубы, а к ним трубы, подающие воду в оросительные каналы или же в стационарные дождевальные установки, самые мощные из которых разбрызгивают воду на расстояния до 80 м.

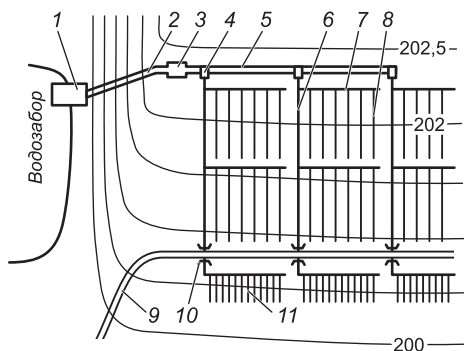


Рис. 10.11. Открытая мелиоративная оросительная система:

1 – водозаборное сооружение; 2 – напорный трубопровод; 3 – регулирующий бассейн; 4 – водозапорные устройства (гидранты); 5 – магистральный канал; 6 – распределительные каналы участков; 7 – временные каналы-оросители; 8 – поливные борозды; 9 – дорога; 10 – водопропускные трубы каналов 6 под дорогой; 11 – выводные борозды

Орошение может осуществляться посредством самоходных широкозахватных дождевальных машин с фронтальным перемещением, которые движутся по специальным дорогам и снабжаются водой из оросительной системы через лотки (рис. 10.12). В машине вода подается под давлением на распылители, закрепленные на двух симметрично расположенных решетчатых фермах с вылетом в несколько десятков метров в каждую сторону. Применяются также самоходные дождевальные машины кругового распыления, позиционные дальнеструйные дождевальные машины, различные дождевальные установки.

Выбор открытой или закрытой системы обосновывается материалами соответствующих комплексных инженерных изысканий (топографо-геодезических, инженерно-геологических, гидрологических, почвенно-химических, ботанических, агрономических, экологических, экономических и др.), т.е. увязывается с мерами по улучшению плодородия сельскохозяйственных земель и сохранению положительного экологического состояния прилегающих землепользований. Надежная геодезическая подготовка проекта и точное геодезическое

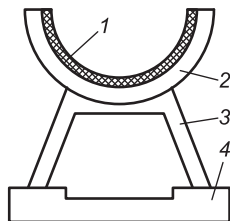


Рис. 10.12. Разрез лотка оросительной системы: 1 – лоток; 2 – седло; 3 – опора; 4 – фундамент

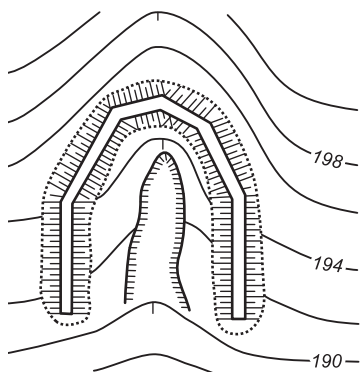


Рис. 10.13. Водозадерживающий вал у оврага

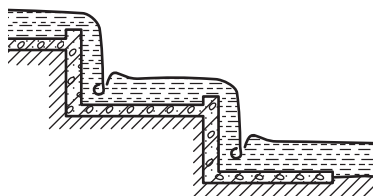


Рис. 10.14. Перепад

обеспечение строительства таких объектов относится к работам, определяющим правильное функционирование гидромелиоративных систем.

В проектах гидромелиорации при необходимости предусматривается строительство ряда сооружений, к которым относятся плотины и каналы для регулирования стока паводковых вод, шлюзы, водозащитные дамбы и валы (рис. 10.13), перепады (рис. 10.14), акведуки и дюкеры (см. п. 9.14), быстротоки, оросительные лотки (см. рис. 10.12), а также дороги и проезды.

Определение объема воды в водоеме, питающем оросительную систему, или в водоеме-водоприемнике, водоеме, подлежащем осушению, рассмотрено в п. 10.1.

Стадии проектирования и содержание геодезических изысканий при мелиоративном строительстве. Проектирование мелиоративных систем производится в две или одну стадию. Двухстадийное проектирование применяется к крупным и сложным системам. На первой стадии выполняется комплекс изысканий, включающий топографо-геодезические съемки. Составляется технический проект на весь объект. На второй стадии проектирование объекта (составление рабочих чертежей) выполняется с большей детальностью, одновременно составляется проект производства геодезических работ, необходимых при реализации проекта. Проектирование объектов выполняется в одну стадию, если природные условия не требуют осложненных решений. При этом составляет-

ся единый технорабочий проект для осуществления строительства.

В табл. 10.2 приведены данные норм [13] о масштабах топографических съемок для составления проекта мелиоративных систем, рабочего проекта (РП) и рабочей документации (РД). Проекты осушительной и оросительной мелиорации можно составлять по материалам крупномасштабной цифровой аэрофотосъемки (см. п. 7.8), которые должны быть дополнены материалами наземных геодезических изысканий водных объектов, инженерно-геологических, почвенных и других изысканий.

Таблица 10.2

Топографические съемки для проектирования систем орошения и осушения

Вид мероприятия, тип гидромелиоративной системы	Топографическая съемка, масштаб / сечение рельефа			Вид съемки
	Проект		Рабочая документация, рабочий проект	
	Объект в целом	Типовой участок	Объект в целом	
Орошение				
Поверхностный полив	$\frac{1 : 10\,000}{1,0}$	$\frac{1 : 2000}{0,25}$	$\frac{1 : 2000}{0,25}$	Нивелирование по квадратам 20×20 м для РД и РП
Дождевание, открытая и закрытая оросительная сеть	$\frac{1 : 10\,000}{1,0}$	–	$\frac{1 : 10\,000}{0,25}$	Полевое трассирование линейных сооружений для РД и РП
Осушение				
Открытая осушительная сеть	$\frac{1 : 10\,000}{1,0}$	–	$\frac{1 : 10\,000}{1,0}$	Полевое трассирование линейных сооружений для РД и РП
Закрытая осушительная сеть, местность равнинная, заболоченная	$\frac{1 : 10\,000}{1,0}$	$\frac{1 : 2000}{0,5}$	$\frac{1 : 2000}{1,0}$	
Закрытая осушительная сеть, местность с микрорельефом, заболоченная	$\frac{1 : 10\,000}{1,0}$	$\frac{1 : 2000}{0,25}$	$\frac{1 : 2000}{0,25}$	Нивелирование по квадратам 20×20 м для РД и РП, съемка типовых участков

Каналы, реки, озера, водохранилища следует снимать по поперечным профилям относительно магистральных планово-высотных полигонометрических (теодолитных) ходов с разбивкой пикетов через 50–100 м. При ширине озер или водохранилищ свыше 800 м магистральные ходы следует прокладывать по обоим берегам. Расстояния между поперечными профилями на стадии изысканий для проектирования принимается: при съемке рек 50–100 м; при съемке озер (водохранилищ) – не более 2 см в масштабе составляемого плана. Сущность геодезических работ на поперечных профилях водных объектов рассмотрена в п. 10.1 (см. рис. 10.1). Промеры глубин производятся от поверхности воды с точностью 0,1 м с помощью рейки или эхолота. Расстояния между промерными вертикалями принимают при ширине реки (канала) до 20 м – не более 2 м; от 20 до 50 м – не более 5 м; свыше 50 м – от 7 до 10 м.

Съемка рек-водоприемников (см. п. 10.1) выполняется с детальностью, достаточной для целей мелиорации, с выявлением их уклона и колебаний уровня в паводковый и меженный периоды. Результаты представляются в виде топографических планов на бумажном носителе и при необходимости в виде цифровой модели местности. При проектировании системы выполняют камеральное трассирование открытых магистральных каналов, которые намечают в наиболее низких местах территории.

Способы проектно-изыскательского трассирования мелиоративной системы. Геодезические проектные расчеты. На стадии изысканий проект мелиоративной системы может составляться по материалам камерального или полевого трассирования ее линейных элементов.

Камеральное трассирование линейных элементов системы выполняют по планам относительно горизонталей в нескольких вариантах с учетом присоединения коллекторов к магистральным каналам. Сущность камерального трассирования рассмотрена в п. 9.9. Относительно выбранной трассы и горизонталей на плане проектируют положение открытых каналов, закрытых коллекторов, дрен, других элементов. Составляются предварительные проектные профили магистральных каналов и коллекторов. Проектирование может выполняться в системе САПР.

В Беларуси проектные уклоны линейных элементов мелиорационной системы принимаются согласно ТКП 45-3.04-8-2005 [13] и частично цитированы в табл. 10.2. Минимальная

глубина дрен принимается не менее 1,1–1,5 м в зависимости от вида грунта и назначения дрены. В местах искусственных или естественных понижений земной поверхности (например, западины 7 на рис. 10.7) глубина заложения дрены должна быть не менее 1,1 м при соблюдении рабочего уклона по всей ее длине.

Проектно-полевое трассирование линейных элементов мелиоративной системы производится по результатам их предварительного камерального трассирования по топографическому плану. Трассу прокладывают либо по заданному направлению, либо по заданному уклону. В первом случае на достаточно ровной местности, где можно выдержать проектный уклон по заданному направлению, прокладывают проектный теодолитный ход (ось трассы) с разбивкой пикетажа и поперечников и съемкой притрассовой полосы местности, затем нивелируют осевые пикетные точки и поперечники. Во втором случае на местности от начальной пикетной точки ПК0 с проектной отметкой $H_{ПК0}$ последовательно с помощью нивелира находят точки с проектными отметками, рассчитанными по заданному уклону и измеренному расстоянию – получают ломаную линию с заданным уклоном. Отметки найденных точек не должны отличаться от проектных свыше 10 см. Для получения трассы ломаную линию спрямляют участками с учетом технических требований по строительству данного вида сооружения. Затем по оси спрямленной трассы прокладывают теодолитный ход с разбивкой пикетажа и нивелирный ход по пикетным точкам; составляют профили трассы.

Геодезические расчеты при проектировании мелиоративных каналов. По данным топографических карт, на которые нанесены проектные варианты трасс канала, составляют их продольные профили. Для каждого варианта определяют глубину канала h в характерных точках и строят поперечные профили. По заданным значениям ширины дна b и уклона откосов $i_0 = h : d = 1 : m$ рассчитывают заложение откоса

$$d = h : i_0 = hm \quad (10.11)$$

и коэффициент откоса

$$m = d / h = 1 / i_0. \quad (10.12)$$

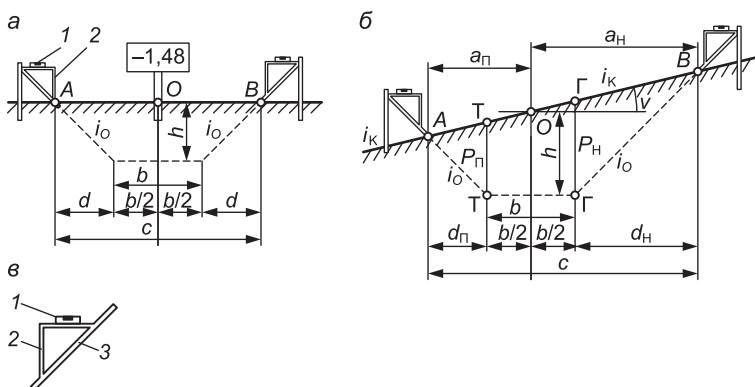


Рис. 10.15. Поперечное сечение мелиоративного канала:
a – при незначительных поперечных уклонах местности; *б* – на косогоре; *в* – шаблон-откосник; 1 – уровень; 2 – горизонтальная планка; 3 – планка откоса

На местности с малыми поперечными уклонами (рис. 10.15, *a*) ширина канала на уровне земли

$$AB = c = b + 2d = b + 2h / i_o = b + 2mh, \quad (10.13)$$

а площадь поперечного сечения

$$P = 0,5h(c + b) = h(b + mh). \quad (10.14)$$

Для участков трассы на косогоре (рис. 10.15, *б*) по горизонталям плана определяется уклон каждого поперечника i_k (угол наклона $v = \arctg i_k$), вычисляются коэффициент откоса поперечника $n = 1 / i_k$, а также горизонтальное расстояние a_n от оси канала до верхней бровки откоса с нагорной стороны

$$a_n = (b / 2 + mh) / (1 - m / n) \quad (10.15)$$

и расстояние a_n от оси канала до верхней бровки откоса с подгорной стороны

$$a_n = (b / 2 + mh) / (1 + m / n). \quad (10.16)$$

Ширина канала, измеренная по поверхности земли, равна

$$AB = (a_n + a_n) / \cos v = c / \cos v = c \sqrt{1 + i_k^2}. \quad (10.17)$$

Площадь P_k поперечного сечения канала на косогорном участке равна сумме площади прямоугольника $P = hb$ и площадей $P_{\text{п}}$ и $P_{\text{н}}$ треугольных фигур с подгорной и нагорной сторон, высоты которых $d_{\text{п}} = a_{\text{п}} - b/2$ и $d_{\text{н}} = a_{\text{н}} - b/2$ опущены: из вершины A на основание ТТ длиной $(h - i_k b/2)$, из вершины B на основание ГГ длиной $(h + i_k b/2)$, поэтому искомая площадь

$$P_k = hb + 0,5[(a_{\text{п}} - b/2)(h - i_k b/2) + (a_{\text{н}} - b/2)(h + i_k b/2)],$$

или

$$P_k = hb + 0,5[(a_{\text{п}} - b/2)(h - b/2n) + (a_{\text{н}} - b/2)(h + b/2n)]. \quad (10.18)$$

Объем земляных масс в пределах отрезка канала длиной l между поперечными сечениями площадью P_1 и P_2 вычисляется по формуле

$$W = l(P_1 + P_2) / 2, \quad (10.19)$$

а по всей длине канала общий расчетный объем земляных масс $W_{\text{общ}}$ равен сумме частных объемов W_i , т.е. $W_{\text{общ}} = \sum W_i$ (погрешность результата составляет около 5%).

Вынос в натуру осей мелиоративных сооружений. Разбивочные работы. Нормативные требования [14] к геометрической точности перенесения на местность проекта мелиоративных систем, запроектированных на плане масштаба $1 : M$, приведены в табл. 10.3, где $\delta_{xy, \text{п}}$ – допустимая графическая погрешность проектного положения точки на плане.

Таблица 10.3

Допустимые погрешности выноса в натуру осей мелиоративных сооружений

№	Вид сооружения	Допустимая погрешность выноса в натуру оси сооружения δ_{xy} , м, запроектированного на плане масштаба $1 : M$		
		$\delta_{xy, \text{п}} M$	1 : 2000	1 : 5000
1	Плотины бетонные, дамбы, каналы, шлюзы, насосные станции, мосты, дренажные коллекторы, дрены, трубопроводы, границы контуров планировки	0,0005M	± 1	$\pm 2,5$
2	Плотины земляные	0,001M	± 2	± 5
3	Дороги, линии электропередачи и связи	0,0004M	$\pm 0,8$	± 2

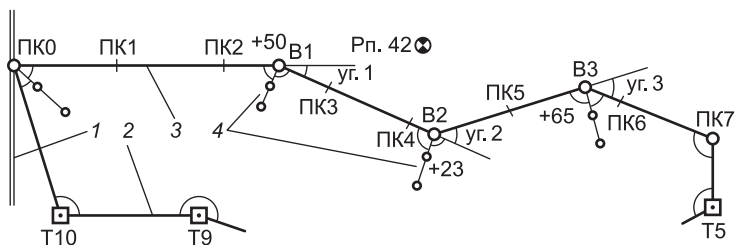


Рис. 10.16. Полевое трассирование мелиоративного канала:

1 – водоприемник; 2 – привязочный теодолитный ход; 3 – трасса; 4 – выносные точки створного закрепления вершин углов поворота трассы

Осевые точки мелиоративной системы выносят относительно пунктов теодолитных ходов (см. п. 9.12). Внесенные осевые точки служат основой для детальных разбивок в плане остальных элементов системы.

Вынос в натуру проекта трассы мелиоративного канала производится по данным его камерального трассирования. По плану определяют координаты ПК0 и вершин углов поворота проектной трассы В1, В2, ... (рис. 10.16) и, решая обратные геодезические задачи (см. п. 1.5), находят значения длины ее сторон, их дирекционных углов и углов уг. 1, уг. 2, ... между сторонами. Для небольших по площади объектов длины сторон и углы проектного хода допускается определять графически с помощью масштабной линейки и геодезического транспорта.

Вынос трассы начинают от устья канала (ПК0), определяют направления ее прямых отрезков, измеряют углы поворота, разбивают пикетаж. Получают линейно-угловой ход, абсолютная погрешность которого допускается до 1 : 1000–1 : 2000 (такая точность достигается при использовании теодолита и мерных лент). С применением электронного тахеометра производительность труда намного возрастает и точность результатов полевых измерений повышается. Вершины углов поворота трассы В1, В2, ... и основные точки круговых кривых обозначают колышками и дополнительно закрепляют створными выносными знаками. Прямые отрезки трассы не реже чем через 500 м обозначают створными точками и закрепляют выносными знаками. В плане трасса должна быть привязана к ближайшим пунктам геодезической сети, например, теодолитным ходом (см. рис. 10.16).

Вынос опорных точек трассы и ее плановая привязка с помощью спутниковых приборов существенно уменьшает затраты времени и труда.

Вблизи трассы закладывают дополнительные реперы (например, Рп. 42 на рис. 10.16), количество которых определяется проектом. Высотная сеть трассы создается замкнутыми ходами технического нивелирования относительно не менее трех реперов государственной геодезической сети. Определяются отметки пикетов и выносных точек трассы, а также поперечников на косогорах. Допустимая невязка превышений в миллиметрах вычисляется по формуле $f_{h, \text{доп}} = \pm 30\sqrt{L}$.

Камеральные работы. По результатам плановой и высотной съемки составляют продольный профиль трассы в масштабах: горизонтальном – 1 : 5000 или 1 : 10 000, вертикальном – 1 : 100. Профили поперечников – в масштабах соответственно 1 : 200 и 1 : 100. На профиль наносят проектные линии дна канала, расчетные уровни потока воды, места и вид гидротехнических сооружений, указывают принятое сечение канала и результаты определения объемов земляных масс.

Разбивочные работы при сооружении канала начинаются с восстановления трассы (при необходимости) и перенесения на местность верхних бровок выемки согласно схемам (см. рис. 10.15, а, б) и обозначениям их временными знаками. Например, на ровной местности осевую точку O обозначают кольшком с надписью глубины выемки –1,48 м (см. рис. 10.15, а), от него откладывают разбивочные расстояния

$$OA = OB = b / 2 + d = b / 2 + h / i_0, \quad (10.20)$$

а на косогоре (см. рис. 10.15, б)

$$OA = a_{\text{п}} / \cos v = a_{\text{г}} \sqrt{1 + i_0^2}; \quad (10.21)$$

$$OB = a_{\text{н}} / \cos v = a_{\text{г}} \sqrt{1 + i_0^2}. \quad (10.22)$$

В процессе рытья канала уклон его откосов проверяется, например, с помощью шаблонов-откосников 2 (рис. 10.15, в), снабженных уровнем I . Сначала откосники устанавливают в точках A и B бровок и задают уклон откосов, затем уклон откоса контролируют прикладывая к его поверхности планку 3 откосника. Допустимые погрешности выноса поперечных

сечений канала ± 5 см определяются точностью земляных работ. Разбивка дна лоткового канала должна быть выполнена с погрешностями, не превышающими ± 20 мм в плане и ± 10 мм по высоте через каждые 5–10 м стыковки сборных элементов лотка.

Составление проекта выноса в натуру мелиоративной системы. Составление проекта производится по данным генерального плана системы, нанесенного на топографическую подоснову. В проекте выноса в натуру системы выделяются осевые опорные разбивочные точки системы с указанием их координат, указываются длины линейных элементов, величины углов поворота. Вынос в натуру в плане опорных осевых точек системы производится от сохранившихся пунктов съемочного обоснования. Но если таких пунктов недостаточно, то по плану системы проектируют разбивочный теодолитный или электронно-тахеометрический ход, вершины которого намечают вблизи опорных осевых точек объекта. Перенесение проектного разбивочного хода на местность состоит в последовательном построении проектных горизонтальных углов и сторон (наиболее эффективно с помощью электронного тахеометра). После закрепления вершин допускаются погрешности полученных углов до $0,5-1'$, а длины сторон – около $1 : 2000$. Угловая и линейная невязки разбивочного хода должны отвечать соответствующим допустимым невязкам теодолитного хода (см. п. 7.1).

Вынос в натуру осевых точек относительно разбивочного хода производится различными способами, в том числе рассмотренными в п. 9.12 и на фрагменте разбивочного чертежа (рис. 10.17). На рисунке показаны вершины 5, 6, 7, 16 разбивочного хода, осевые точки *A* и *B*, *C* и *E*, которыми на местности после их выноса обозначаются оси коллекторов *AB* и *CE* гидромелиоративной системы. Для выноса дрен *D* способом перпендикуляров (см. рис. 10.17, *a*) относительно стороны 5–6 хода и створной линии 7–16 разбивочные расстояния *d* определены графически по плану-проекту системы или рассчитаны аналитически в горизонтальном проложении.

Если на местности по створам 5–6 и 7–16 уклоны линий получаются значительными ($i \geq 0,026$; углы наклона $v \geq 1,5^\circ$), то от начальных точек 5 и 7 должны откладываться наклонные расстояния $D = d / \cos v$. Каждый створ обозначается вехами,

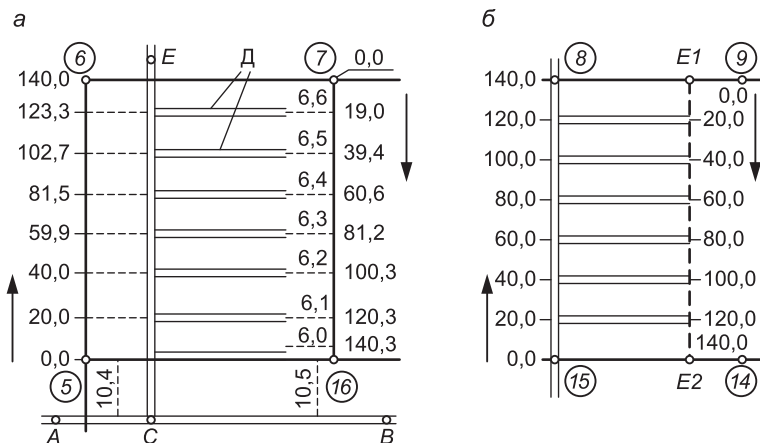


Рис. 10.17. Примеры разбивочных чертежей:
 а – способ перпендикуляров; б – способ створов

точки в створе закрепляются кольшками, обозначающими основание разбивочных перпендикуляров. На перпендикулярах находят и закрепляют точки начала и конца каждой дрены.

На рис. 10.17, б показано, что вынос дрен по их конечным точкам, лежащим в створах 15–8 и E1–E2, производится с минимальным объемом линейных измерений.

После выноса в натуру осевых опорных точек системы разбивают пикетаж вдоль осей каналов, коллекторов с обозначением мест примыкания к ним других элементов, например каждой дрены. Вдоль каналов, дрен и канав разбивают пикетаж через 20 м. Затем производят техническое нивелирование по пикетажу замкнутыми ходами с привязкой к ближайшим реперам геодезической сети или съемочного обоснования. Полученные уточненные отметки пикетных точек наносят на предварительные проектные профили магистрального канала и коллекторов. При допустимых отклонениях уточненных отметок от проектных предварительный профиль принимают как проектный с сохранением проектных отметок и уклонов дна канала и коллекторов. В случае значительных расхождений между указанными отметками (свыше 20–30 см) корректируют проектные отметки и уклоны дна канала и коллекторов. Затем с ними увязывают отметки устьев дрен.

Перенесение на местность высотного положения гидро-мелиоративных систем. Перенесение в натуру в проектное положение по высоте характерных точек сооружаемой гидро-мелиоративной системы (в первую очередь дна самотечных каналов, коллекторов, дрен и др.) должно выполняться с обоснованной точностью, обеспечивающей высокое качество строительства и соответствующее функционирование системы. Оптимальные и допустимые уклоны водопроводящих сооружений указаны в нормативном документе ТКП 45-3.04-8-2005 [13], их примеры приведены в табл. 10.4.

Таблица 10.4

Примеры значения уклонов водопроводящих сооружений мелиоративных систем

Вид водопроводящего сооружения	Уклон, вид грунта		
Каналы открытой регулирующей сети при плоском рельефе	0,0002 – минимально допустимый		
Каналы открытой регулирующей сети при неразмывающей скорости воды	0,0005 – песчаный 0,003 – суглинистый 0,005 – глинистый		
Дрены, водосбросные трубопроводы с внутренним диаметром, мм:	Минимально допустимые уклоны		
	Плывун, песок	Торфянистый	
	75, 100	0,0035	0,0020
	125	0,0030	0,0015
	150	0,0025	0,0010
175, 200	0,0020	0,0007	

Расчеты проектного профиля элементов самотечных систем производятся по формуле (9.12).

В процессе строительства высотная разбивка системы производится относительно реперов нивелирной сети IV класса и технического, при этом повышенное внимание уделяется прямолинейности профиля дна каналов и лотка труб.

В случаях минимального (критического) уклона $i_{кр}$ допустимые погрешности превышений между точками открытого канала оцениваются по формуле

$$\Delta h_{доп} = i_{кр} l / 3. \quad (10.23)$$

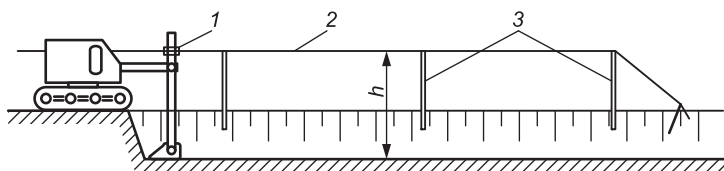


Рис. 10.18. Контроль глубины выемки грунта из траншеи относительно копирного троса:

1 – визирный целик; 2 – копирный трос; 3 – колья

При $i_{кр} = 0,0002$ для длины $l = 100$ м находим проектное превышение $\Delta H = h = i_{кр} l = 20$ мм и теоретически допустимую погрешность высотной укладки лотков водотока в расчете на 100 м: $\delta h_{пред} = \pm 7$ мм. Промежуточные точки лотка не должны отклонять от проектной высоты свыше 5–7 мм.

На практике принято, что при уклонах $i \geq 0,001$ отклонения фактических отметок концов дренажных труб от проектных не должны превышать ± 15 мм для дрен и ± 30 мм для коллекторов.

Геодезические работы при рытье траншей с помощью экскаватора. При использовании *механического копира* на рукоятке ковша экскаватора на уровне глаз оператора закрепляют визирный целик 1 (рис. 10.18), отстоящий от режущей кромки зубьев ковша на отрезок h , рассчитанный как сумма средней глубины траншеи и высоты глаз оператора над поверхностью земли. Механический копир уклона устанавливают параллельно оси траншеи, для этого забивают колья 3 через 10 м и на их верх выносят линию с уклоном, равным проектному уклону дна траншеи (см. рис. 8.27, а). По верху столбов натягивают проволоку 2 (копирный трос), отметки которого выше проектных отметок дна траншеи на постоянную величину h . Контроль отрывки дна траншеи по проектному уклону производится визуально, для этого ковш должен опираться на грунт при вертикальном положении рукоятки, а визирный целик должен совпадать с линией копирного троса.

Лазерные системы вертикальной планировки используются в устройствах целевой автоматизации управления земляночными и планировочными машинами. Принцип работы одной из лазерных систем вертикальной планировки применительно к рытью траншеи показан на рис. 10.19. Лазерный

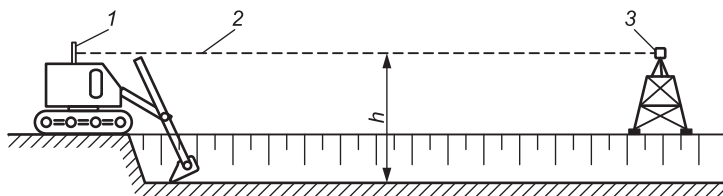


Рис. 10.19. Применение построителя лазерной плоскости при рытье траншей: 1 – фотоприемник; 2 – лазерная плоскость; 3 – лазерный излучатель

построитель плоскости 3, вращающимся лучом обозначает опорную плоскость, которой должно быть придано положение 2, отвечающее проектному уклону дна траншеи.

На экскаваторе установлено электронное устройство, состоящее из специальной рейки-фотоприемника 1, регистрирующего высотное положение машины относительно опорной лазерной плоскости 2, вычислительного блока и индикатора, на котором отображается высотное положение машины, заданная и текущая глубина разработки траншеи. В процессе экскавации грунта оператор вручную выдерживает высотное положение ковша. При определенной автоматизации рытья траншеи процессор устройства выдает команды на привод ковша для удержания его в нужном высотном положении относительно лазерной плоскости при разработке дна траншеи.

Перенесение в натуру проекта вертикальной планировки орошаемых площадей. Проекты вертикальной планировки составляют на планах, отображающих отметки фактической и проектной поверхностей в вершинах сетки квадратов (см. п. 8.3). Вертикальную планировку рассчитывают исходя из рельефа местности с учетом намеченного направления каналов и оросителей по возможности с условием нулевого баланса земляных работ. После выноса сетки квадратов в натуру с указанием для каждой вершины рабочей отметки выполняют планировочные работы землеройными машинами (бульдозерами). Контроль земляных работ и качества вертикальной планировки производится либо геометрическим нивелированием поверхности, либо ее тахеометрической съемкой электронным тахеометром, либо промерами расстояний до поверхности земли относительно вращающегося в заданной плоскости лазерного луча.

После вертикальной планировки площади под орошение на местность выносят трассы распределителей и временных оросителей, вдоль них разбивают пикетаж через 20 м. Отметки стометровых пикетных точек определяют нивелированием IV класса, отметки остальных – техническим нивелированием. Составляют профили трасс в масштабах: горизонтальном 1 : 2000, вертикальном 1 : 100 или 1 : 200. Проектные линии дна оросителей наносят с условием допустимых их уклонов при минимуме земляных работ и их нулевом балансе.

В процессе рытья траншей нивелируют их дно для обеспечения его проектного уклона (с допустимыми погрешностями).

Геодезические работы *при укладке по высоте конструкций* лотка каналов, коллекторов и дрен рассмотрены в гл. 8, 9. Вынос точек на проектные отметки с помощью нивелира иллюстрируется на рис. 8.19; вынос в натуру наклонной линии – на рис. 8.22; передача отметки в глубокий котлован – на рис. 8.23. Практические способы геодезических работ по высотным разбивкам при строительстве мелиоративных систем частично описаны в п. 9.13.

Исполнительная съемка. Материалы исполнительной геодезической съемки служат одним из необходимых документов для приемки работ, выполненных при создании гидромелиоративной системы. По результатам исполнительной съемки определяют допустимость фактических отклонений элементов системы от проектного положения в плане и по высоте. Особое внимание уделяется проверке высотного положения и уклонов лотков самотечных каналов, поверхности дренажных труб и других водотоков. Исполнительная съемка производится по частям, по мере завершения строительства участка системы, до засыпки дрен и других подземных сооружений.

Топографо-геодезические работы при инженерно-геологических и почвенных изысканиях мелиоративных систем. Работы включают вынос в натуру и планово-высотную привязку точек инженерно-геологической съемки [13]. Проект размещения точек инженерно-геологической съемки составляется на топографических планах. Погрешности определения координат таких точек по плану не должны превышать $\delta_{xy} = 0,001M$. Геологические разведочные выработки (скважины, шурфы) привязывают линейными промерами к ближайшим пикетам трасс каналов, коллекторов, водопроводов, а так-

же к опознанным на плане ближайшим контурам местности. Высоты устья разведочных выработок определяют относительно горизонталей плана.

Вопросы и задания для самопроверки

1. Каково назначение и содержание инженерно-геодезических работ при строительстве ГЭС в Беларуси? **2.** С какой точностью и какими методами необходимо выполнять нивелирование для гидрологических и инженерно-геологических работ, составления продольного профиля реки? **3.** Как выполняются геодезические работы по определению координат точек промера глубин по поперечным створам водоемов и рек? **4.** Как определить по топографическому плану предварительный контур и объем водохранилища? **5.** Как вычисляют приведенный (срезочный) уровень воды в реке? **6.** Какими методами производится вынос в натуру проектного контура водохранилища? **7.** В чем состоит топографо-геодезическое обеспечение гидрологических и инженерно-геологических работ, каковы их методы и точность? **8.** Как производится нивелирование для составления продольного профиля уровня воды в реке? **9.** Какова специфика строительных работ при возведении гидроузла на равнинной реке и создания плано-высотного обоснования для разбивочных работ? **10.** Каковы допустимые погрешности выноса в натуру главной оси гидротехнического сооружения и строительных осей для возведения конструкций и монтажа энергоагрегатов? **11.** Каковы требования к высотной основе строительства гидроузла и какова ее схема? **12.** С какими целями и какими методами производятся геодезические наблюдения за смещениями и деформациями ГЭС? **13.** Каков состав сооружений АЭС? **14.** Что понимают под выбором площадки под строительство АЭС? **15.** Назовите особенности производства геодезических мониторинговых измерений в процессе эксплуатации АЭС. **16.** Какие виды мелиоративных систем применяются на практике и каковы их схемы, величины уклонов водопроводящих элементов? **17.** Каковы стадийность проектирования и содержание геодезических изысканий при мелиоративном строительстве, масштабы и методы топографических съемок? **18.** Раскройте сущность способов проектно-изыскательского трассирования мелиоративной системы. **19.** Сделайте выводы формул расчетов поперечных размеров каналов на ровной местности и на косогоре, расчета их площади и объема земляных масс по длине канала. **20.** Каковы требования к точности выноса в натуру линейных элементов мелиоративных сооружений (каналов) в плане и по высоте, как производится вынос? **21.** Каково содержание работы по составлению проекта выноса в натуру мелиоративной системы с учетом допусков на уклоны ее водопро-

водящих элементов? **22.** Раскройте содержание геодезических работ при рытье траншей с помощью экскаватора. **23.** Опишите сущность геодезических работ при перенесении в натуру проекта вертикальной планировки орошаемых площадей. **24.** Каково содержание геодезических работ при укладке конструкций лотка водопроводящих элементов, исполнительных съемок и документации при создании мелиоративных систем? **25.** Каково содержание топографо-геодезических работ при инженерно-геологических и почвенных изысканиях мелиоративных систем?

БЕЗОПАСНОСТЬ ТРУДА ПРИ ГЕОДЕЗИЧЕСКИХ РАБОТАХ В СТРОИТЕЛЬСТВЕ

11.1. Охрана труда при выполнении геодезических работ на строительных объектах

Основные требования по охране труда при выполнении геодезических работ на строительных объектах изложены в ТКП 45-1.03-26-2006 [12] и заключаются в следующем:

- при выполнении геодезических работ на строительном объекте следует руководствоваться правилами охраны труда, изложенными в СНиП III-4-80* и ведомственных инструкциях по охране труда, разработанных и утвержденных в установленном порядке. В ППГР должны быть предусмотрены мероприятия по обеспечению безопасных условий труда на геодезических работах;

- при внедрении в строительство новых технологий труда или нового оборудования геодезические работы следует производить в соответствии с инструкциями, разработанными специально для этих случаев и утвержденными в установленном порядке;

- к производству геодезических работ допускаются лица, прошедшие вводный инструктаж и обучение правилам охраны труда на геодезических и строительных работах, а также инструктаж по охране труда непосредственно на рабочем месте, проведение которых должно оформляться согласно требованиям СНиП III-4-80*;

- при геодезических работах на краю проезжей части дороги с интенсивным движением транспорта и на строительной площадке с большим количеством работающих механизмов назначается наблюдатель из числа рабочих, в обязанности которого входит обеспечение безопасности работающих вблизи движущегося транспорта и механизмов;

- рабочие места геодезистов, расположенные у перепадов по высоте на 1,3 м и более, должны быть ограждены защитны-

ми или сигнальными ограждениями в соответствии с требованиями СНиП III-4-80*;

- к работам на высоте допускаются лица, прошедшие медицинское освидетельствование в порядке, определенном Министерством здравоохранения Республики Беларусь;

- нельзя производить геодезические работы вблизи нависших стенок котлована, на краю незакрепленных земляных откосов, под стрелой грузоподъемного механизма, даже если он не работает, а также находиться вблизи грузоподъемного механизма во время его работы;

- в зимнее время при обогреве грунта или бетона электрическим током линейные измерения следует вести, не допуская касания стальной лентой или рулеткой арматуры, находящейся под напряжением. В случае необходимости проведения геодезических работ в местах, где проходят неизолированные тоководящие линии, их необходимо отключить. При подсвечивании геодезических приборов и приспособлений следует пользоваться только шахтерскими или карманными электрическими фонарями;

- подъем на сооружение геодезистов с приборами допускается только по лестничным маршам, имеющим ограждения. Лестницы должны быть в исправном состоянии и надежно закреплены. Следует избегать передвижения с приборами по лестницам, ступеньки которых не очищены от грязи, снега и льда. Нельзя ходить по опалубке, если она не укреплена окончательно и не имеет ограждений. Запрещается перемещаться по вертикали, пользуясь тросом, канатом, а также по краю монтажного горизонта, перемышкам, перегородкам, капитальным стенам. Переходы с приборами на высоте от колонны к колонне, с ригеля на ригель допускаются только по подмостям или переносным мостикам, оборудованным ограждениями. При работе в опасных местах исполнитель должен привязать себя предохранительным поясом к прочно закрепленным конструкциям, предотвратить возможность падения приборов;

- при работе геодезиста на монтажном горизонте все опасные для него проемы и отверстия должны быть закрыты или ограждены;

- при передаче точек разбивочной сети на этажи здания методом вертикального проецирования соответствующие отверстия в перекрытиях необходимо оградить с расчетом, чтобы исключить падения различных предметов через них;

- выполняя работы на строительной площадке, геодезист должен находиться за пределами опасной зоны. Геодезические приборы должны устанавливаться на расстоянии от монтируемого элемента не ближе его полуторной высоты;
- при исполнительной съемке внутри водопроводных, канализационных и других колодцев нужно убедиться, что в них отсутствуют вредные газы;
- запрещается выполнять геодезические работы (прекращение работ):
 - при сильном порывистом ветре силой в 6 и более баллов, сильном снегопаде, дожде, тумане, слабой освещенности и других условиях, ограничивающих видимость;
 - без предохранительных касок и поясов на монтажном горизонте, в зоне монтажа и действия грузоподъемных механизмов;
 - на строительной площадке при гололеде;
 - на проезжей части шоссе/шосейных дорог и в зоне транспортных габаритов железных дорог;
- при выполнении работ на строительной площадке с использованием луча лазера необходимо соблюдать следующие меры предосторожности:
 - корпус лазерного прибора и блока питания необходимо заземлять;
 - категорически запрещается во включенном состоянии вскрывать лазерные приборы и блок питания;
 - отключение электрических разъемов должно производиться не ранее чем через 1,5 мин после выключения блока питания;
 - соединительные кабели прибора не должны иметь повреждений;
 - все работающие на строительной площадке должны быть хорошо осведомлены о вредном воздействии луча лазера на сетчатку глаза;
 - луч лазера должен проходить по возможности выше головы или ниже пояса работающих и не попадать непосредственно в глаз;
 - не ставить зеркала или блестящие металлические предметы на пути прохождения лазерного пучка;
 - луч лазера не следует направлять за пределы зоны его применения;
 - место, где ведутся работы, должно быть ограждено и обозначено предупредительным сигналом, лампой или плакатом;

- выполнение мероприятий по безопасности труда входит в обязанности руководителей строительных организаций, которые обязаны обеспечить ежегодную проверку знаний геодезистами правил техники безопасности.

11.2. Правила хранения, транспортировки и эксплуатации геодезических приборов

Геодезические приборы являются высокоточными измерительными устройствами, требуют к себе бережного отношения при работе, хранении, транспортировке, переносах и установке. Помещение, в котором хранят геодезические приборы, должно быть сухим, содержаться в чистоте, приборы должны находиться в заводских футлярах. Складские помещения для длительного хранения приборов должны иметь постоянную температуру $+15 \dots +20^\circ$.

Геодезические приборы выдаются определенному лицу, несущему ответственность за их сохранность и исправность. Теодолит, нивелир, электронный тахеометр должны быть укомплектованы футляром, штативом, нитяным отвесом (теодоли- том), съемной противосолнечной blendой на объектив зрительной трубы, юстировочными приспособлениями и мягкой тканью для очистки оптических поверхностей. Электронный тахеометр комплектуется также светоотражателями. Лазерные рулетки должны находиться в футляре. Аккумуляторы электронных геодезических приборов в процессе хранения должны периодически подзаряжаться под контролем специалиста. Нивелирные рейки к нивелирам НЗ и Н10 должны быть парными: в них шашечные деления шкал должны быть одинаковыми не только на черной стороне, но и на красной стороне относительно пятки рейки.

При поверках и эксплуатации теодолитов и нивелиров действия с операционными винтами (закрепительными и наводящими) следует выполнять с минимальными усилиями, прекращая вращения наводящих винтов при достижении упора. Юстировочные винты необходимо фиксировать умеренной затяжкой. Оптические поверхности объектива и окуляра, покрытые тонкой просветляющей пленкой, можно только промокнуть мягкой тканью после промывки их спиртом или попадания влаги.

Доставка приборов к месту работы разрешается только в футляре, штатив и рейки должны быть сложены. Переноска теодолита или нивелира на штативе допускается во время работы на местности при расстояниях между станциями до 1 км.

Электронный тахеометр переносят в футляре, а закрепляют на штативе после надежной установки штатива над точкой.

Штатив регулируется по высоте выдвижением ножек, их расставляют при горизонтальном положении (на глаз) головки. На штатив ставят прибор и немедленно его закрепляют станковым винтом. Не следует оставлять прибор надолго под прямыми солнечными лучами. На время дождя его нужно накрыть пластиковым мешком или сложить в футляр. Если прибор попал под дождь, его можно высушить, промокнув мягкой тканью или туалетной бумагой. Прибор, внесенный зимой в теплое помещение, не вынимают из футляра несколько часов во избежание выпадения конденсата влаги на его внутренние поверхности, особенно внутрь оптических устройств.

Нивелирные рейки (линейные мерные приборы) должны сохранять прямолинейность и длину шкал. Поэтому их нужно оберегать от повреждений: на них нельзя садиться, забивать ими колышки, а переносить следует, оперев на плечо.

При работе с мерной лентой нельзя допускать образования петель во избежание ее деформаций и поломки, на дорогах ленту нужно предохранять от наезда транспорта. После окончания работы влажную ленту (рулетку) необходимо вытереть насухо, после чего намотать на основу. Подготавливая к долгому хранению металлическую ленту, не покрытую защитным пластиком, следует смазать тонким слоем густой автомобильной смазки (автóлом и др.).

Вопросы и задания для самопроверки

1. При каких условиях допускаются к работе на стройплощадке работники строительного производства? 2. Назовите основные правила безопасности труда при выполнении геодезических работ в различных условиях их выполнения (на высоте, в котловане, вблизи высоких конструкций и т.п.). 3. Назовите условия, при которых следует прекращать геодезические работы. 4. Изложите основные правила бережного обращения с геодезическими приборами при их эксплуатации, транспортировке и хранении.

ЛИТЕРАТУРА

1. Инженерная геодезия / под ред. Д.Ш. Михелева. М., 2004.
2. *Нестеренок, М.С.* Инженерная геодезия / М.С. Нестеренок. Минск, 2009.
3. *Нестеренок, М.С.* Геодезия / М.С. Нестеренок, В.Ф. Нестеренок, А.С. Позняк. Минск, 2001.
4. *Пискунов, М.Е.* Геодезия при строительстве газовых, водопроводных и канализационных сетей и сооружений / М.Е. Пискунов, В.Н. Крылов. М., 1989.
5. *Нестеренок, М.С.* Инженерная геодезия. Методическое пособие к контрольным и лабораторным работам для студентов строительных специальностей заочной формы обучения / М.С. Нестеренок, А.С. Позняк. Минск, 2005.
6. *Назаров, А.С.* Координатное обеспечение топографо-геодезических и земельно-кадастровых работ / А.С. Назаров. Минск, 2008.
7. *Соломонов, А.А.* Инженерная геодезия / А.А. Соломонов. Минск, 1983.
8. СТБ 1653-2006. Государственная геодезическая сеть Республики Беларусь. Основные положения. Минск, 2006.
9. СТБ 1820-2007. Государственная нивелирная сеть Республики Беларусь. Минск, 2007.
10. ТКП 120-2007(03150). Государственная геодезическая сеть Республики Беларусь. Порядок создания фундаментальной астрономо-геодезической сети и высокоточной геодезической сети. Минск, 2007.
11. ТКП 119-2007(03150). Государственная геодезическая сеть Республики Беларусь. Порядок создания спутниковой геодезической сети I класса. Минск, 2007.
12. ТКП 45-1.03-26-2006(02250). Геодезические работы в строительстве. Правила проведения. Минск, 2006.
13. ТКП 45-3.04-8-2005(02250). Мелиоративные системы и сооружения. Нормы проектирования. Минск, 2006.
14. ВСН 33-2.1.07-87. Инженерно-геодезические изыскания для мелиоративного и водохозяйственного строительства. М., 1987.
15. Условные знаки для топографических планов масштабов 1 : 5000, 1 : 2000; 1 : 1000, 1 : 500. М., 1996.
16. Правила технической эксплуатации электрических станций и сетей Российской Федерации (ПТЭ). М., 2003.
17. Методические указания по организации и проведению наблюдений за осадкой фундаментов и деформациями строящихся и эксплуатируемых тепловых электростанций. СО 153-34.21.322-2003. М., 2005.
18. ГОСТ 22268-76. Геодезия. Термины и определения. М., 1976.

19. ГОСТ 21779-82. Система обеспечения точности геометрических параметров в строительстве. Правила выполнения измерений. Общие положения. М., 1982.
20. ГОСТ 26433.2-94. Система обеспечения точности геометрических параметров в строительстве. Правила измерений параметров зданий и сооружений. М., 1994.
21. ГОСТ 23616-79. Система обеспечения точности геометрических параметров в строительстве. Контроль точности. М., 1979.
22. СНБ 1.02.01-96. Инженерные изыскания для строительства. Минск, 1996.
23. СНБ 1.03.04-2000. Приемка законченных строительством объектов. Основные положения. М., 2002.
24. СНБ 3.01.04-02. Градостроительство. Планировка и застройка населенных пунктов. Минск, 2002.
25. СНБ 5.01.01-99. Основания и фундаменты зданий и сооружений. Минск, 1999.
26. СНиП 2.04.02-84. Водоснабжение. Наружные сети и сооружения. М., 1984.
27. СНиП 2.04.07-86. Канализация. Наружные сети и сооружения. М., 1986.

ОГЛАВЛЕНИЕ

От авторов	3
Введение	5
Глава 1. ОСНОВНЫЕ ПОНЯТИЯ ГЕОДЕЗИИ	8
1.1. Предмет геодезии и его применение в строительстве	8
1.2. Понятие о форме и размерах Земли, метод ортогональной проекции	9
1.3. Основные системы геодезических координат	15
1.4. Ориентирование	23
1.5. Прямая и обратная геодезические задачи	27
1.6. Понятие о государственной геодезической сети и съёмочных сетях	29
1.7. Понятие о спутниковых системах местоопределения и современных геодезических опорных сетях	34
<i>Вопросы и задания для самопроверки</i>	45
Глава 2. ТОПОГРАФИЧЕСКИЕ КАРТЫ, ПЛАНЫ И ЧЕРТЕЖИ	47
2.1. Понятие о картах и планах. Масштабы	47
2.2. Номенклатура топографических карт и планов	51
2.3. Условные знаки топографических карт и планов	55
2.4. Решение инженерно-геодезических задач по картам и планам	63
2.5. Ориентирование карты на местности	69
<i>Вопросы и задания для самопроверки</i>	72
Глава 3. ЭЛЕМЕНТЫ ТЕОРИИ ПОГРЕШНОСТЕЙ И КОНТРОЛЯ ТОЧНОСТИ РЕЗУЛЬТАТОВ ИЗМЕРЕНИЙ	73
3.1. Геодезические измерения и оценка их точности	73
3.2. Статистические характеристики погрешностей результатов равноточных измерений	78
3.3. Средняя квадратическая погрешность функции измеренных величин	81
3.4. Элементы математической обработки результатов неравноточных измерений	87
3.5. Технические средства и правила вычислений	89
<i>Вопросы и задания для самопроверки</i>	91
Глава 4. ИЗМЕРЕНИЯ УГЛОВ	92
4.1. Горизонтальные и вертикальные углы и устройство теодолитов	92
4.2. Типы теодолитов	105
4.3. Поверки и юстировки теодолитов	107

4.4. Измерение горизонтальных углов	112
4.5. Измерение вертикальных углов	118
<i>Вопросы и задания для самопроверки</i>	122
Глава 5. ИЗМЕРЕНИЯ РАССТОЯНИЙ	123
5.1. Механические приборы для измерения расстояний	123
5.2. Светодальномеры	133
5.3. Оптические дальномеры	139
5.4. Учет значимости погрешностей измерения углов и расстояний при обосновании точности геодезических работ	143
<i>Вопросы и задания для самопроверки</i>	146
Глава 6. ИЗМЕРЕНИЯ ПРЕВЫШЕНИЙ	147
6.1. Геометрическое нивелирование	147
6.2. Приборы для геометрического нивелирования	152
6.3. Поверки и юстировки нивелиров	157
6.4. Тригонометрическое нивелирование	162
6.5. Сведения о современных нивелирах и видах нивелирования ...	164
<i>Вопросы и задания для самопроверки</i>	168
Глава 7. ТОПОГРАФИЧЕСКИЕ СЪЕМКИ	169
7.1. Плановое съёмочное обоснование. Теодолитные ходы	169
7.2. Высотное съёмочное обоснование, техническое нивелирование, теодолитно-тахеометрические ходы	182
7.3. Теодолитная съёмка	190
7.4. Тахеометрическая съёмка, понятие о сканерной съёмке	194
7.5. Нивелирование поверхности	203
7.6. Составление топографического плана	208
7.7. Определение площади	216
7.8. Фототопографическая съёмка	224
7.8.1. Космические съёмки	224
7.8.2. Аэрофотосъёмка	225
7.9. Понятие о цифровых моделях местности и программном комплексе CREDO	238
<i>Вопросы и задания для самопроверки</i>	242
Глава 8. ГЕОДЕЗИЧЕСКИЕ РАБОТЫ В СТРОИТЕЛЬСТВЕ ...	244
8.1. Геодезические изыскания для строительства зданий и сооружений	244
8.2. Геодезические работы при изысканиях трассы	246
8.3. Геодезические расчеты при вертикальной планировке участков территории	261
8.4. Геодезическая основа строительных разбивочных работ	268
8.5. Геодезические приборы, применяемые в строительстве	275
8.6. Элементы геодезических разбивочных работ	279
8.6.1. Построение проектного горизонтального угла	279

8.6.2. Построение проектного отрезка прямой линии	281
8.6.3. Вынос точки на проектную отметку	282
8.6.4. Совмещение точек со створом	283
8.6.5. Построение вертикальной створной плоскости (вертикальное проецирование осевых точек наклонным лучом)	284
8.6.6. Построение линии заданного уклона	285
8.6.7. Построение наклонной плоскости	285
8.6.8. Передача отметок в котлован и на монтажный горизонт . . .	286
8.7. Точность разбивочных работ	289
8.8. Способы разбивки главных и основных осей	293
8.9. Геодезические работы при строительстве фундаментов	305
8.10. Геодезические работы при строительстве надфундаментных частей зданий	309
8.11. Геодезический контроль строительства объектов башенного типа	321
8.12. Исполнительные съемки. Общие сведения	325
8.13. Геодезические измерения смещений и деформаций зданий и сооружений	334
8.14. Геодезические методы обмеров архитектурных и строительных объектов	346
8.14.1. Общие сведения	346
8.14.2. Нанесение нулевой линии на фасады и в интерьерах зданий	350
8.14.3. Планово-высотная основа для выполнения архитектурных обмеров	351
<i>Вопросы и задания для самопроверки</i>	<i>355</i>

Глава 9. ГЕОМЕТРИЧЕСКИЕ ЭЛЕМЕНТЫ ИЗЫСКАНИЙ И ПРОЕКТИРОВАНИЯ ИНЖЕНЕРНЫХ СЕТЕЙ 357

9.1. Особенности инженерных изысканий для проектирования подземных коммуникаций	357
9.2. Схемы устройства сетей водоснабжения, канализации и газоснабжения	359
9.3. Трасса трубопровода. Колодцы	361
9.4. Сведения о выборе рабочих уклонов самотечных трубопроводов	364
9.5. Глубина заложения трубопроводов	365
9.6. Увязка взаимного положения подземных коммуникаций	368
9.7. Съемки подземных коммуникаций индукционными приборами. Обмеры	370
9.8. Требования к точности геодезической основы для изысканий и строительства подземных коммуникаций	373
9.9. Камеральное трассирование на плане. Продольный профиль трассы	378
9.10. Геодезические работы при полевом трассировании подземного трубопровода	382
9.11. Геодезические расчеты при проектировании продольного профиля трубопровода канализации	385

9.12. Геодезический вынос в натуру оси трубопроводов	389
9.13. Геодезические работы при строительстве трубопроводов	393
9.14. Инженерно-геодезические работы при проектировании и устройстве переходов трубопроводов через препятствия	401
9.15. Исполнительные съемки	405
9.16. Определение высоты сооружений вблизи трассы трубопровода	408
<i>Вопросы и задания для самопроверки</i>	<i>409</i>
Глава 10. ИНЖЕНЕРНО-ГЕОДЕЗИЧЕСКИЕ РАБОТЫ ПРИ ЭНЕРГЕТИЧЕСКОМ, ГИДРОТЕХНИЧЕСКОМ И МЕЛИОРАТИВНОМ СТРОИТЕЛЬСТВЕ	411
10.1. Состав и содержание инженерно-геодезических работ при строительстве гидроэлектростанций	411
10.2. Геодезическая основа стройплощадки гидроузла, вынос в натуру главных осей сооружений	419
10.3. Геодезические работы при возведении ГЭС, монтаже гидротехнических агрегатов и наблюдениях за деформациями сооружений	425
10.4. Особенности геодезического обеспечения строительства атомных и тепловых электростанций	429
10.5. Геодезические работы при мелиоративном строительстве . . .	433
<i>Вопросы и задания для самопроверки</i>	<i>451</i>
Глава 11. БЕЗОПАСНОСТЬ ТРУДА ПРИ ГЕОДЕЗИЧЕСКИХ РАБОТАХ В СТРОИТЕЛЬСТВЕ	453
11.1. Охрана труда при выполнении геодезических работ на строительных объектах	453
11.2. Правила хранения, транспортировки и эксплуатации геодезических приборов	456
<i>Вопросы и задания для самопроверки</i>	<i>457</i>
Литература	458

Учебное издание

Подшивалов Владимир Павлович
Нестеренок Маргарита Сергеевна

ИНЖЕНЕРНАЯ ГЕОДЕЗИЯ

Учебник

Редактор *Ю.А. Мисюль*
Художественный редактор *В.А. Ярошевич*
Технический редактор *Н.А. Лебедевич*
Корректор *Е.З. Липень*
Компьютерная верстка *М.В. Бригер*

Подписано в печать 24.05.2011. Формат 84×108/32. Бумага офсетная. Гарнитура «Times New Roman». Офсетная печать. Усл. печ. л. 24,36. Уч.-изд. л. 23,98.
Тираж 1500 экз. Заказ 1261.

Республиканское унитарное предприятие «Издательство “Вышэйшая школа”».
ЛИ № 02330/0494062 от 03.02.2009. Пр. Победителей, 11, 220048, Минск.
e-mail: info@vshph.by <http://vshph.by>

Филиал № 1 открытого акционерного общества «Красная звезда».
ЛП № 02330/0494160 от 03.04.2009. Ул. Советская, 80, 225409, Барановичи.