Данный файл представлен исключительно в ознакомительных целях.

Уважаемый читатель!
Если вы скопируете данный файл,
Вы должны незамедлительно удалить его сразу после ознакомления с содержанием.
Копируя и сохраняя его Вы принимаете на себя всю ответственность, согласно действующему международному законодательству .
Все авторские права на данный файл сохраняются за правообладателем.
Любое коммерческое и иное использование кроме предварительного ознакомления запрещено.

Публикация данного документа не преследует никакой коммерческой выгоды. Но такие документы способствуют быстрейшему профессиональному и духовному росту читателей и являются рекламой бумажных изданий таких документов.

ГЕОДЕЗИЯ

Рекомендовано Федеральной службой геодезии и картографии России в качестве учебного пособия для учащихся топографических техникумов и колледжа

Москва «Картгеоцентр» — «Геодезиздат» 1995

ББК 26.1
Г 35
УДК 528

Рецензенты: канд. техн. наук *В. В. Шлапак*, инженер *А. А. Лоскутов*

Авторы: С. П. Глинский, Г. И. Гречанинова, В. М. Данилевич, В. А. Гвоздева, А. И. Кощеев, Б. Н. Морозов.

Г $\frac{1802020000-7}{991(02)-95}$ Без объявл.

© Коллектив авторов, 1995

ISBN 5—86066—008—1

ПРЕДИСЛОВИЕ

Для обеспечения непрерывного роста производительных сил страны требуется подробная информация о ее территории. Такую информацию дают топографические карты и планы, создаваемые по результатам геодезических работ.

Топографические карты и планы необходимы для планирования народнохозяйственных мероприятий. Любое строительство, например, жилых зданий, фабрик, заводов, аэродромов, железных и шоссейных дорог, электростанций, линий связи и электропередач, нефте- и газопроводов, объектов мелиорации земель, метрополитенов, подземных коммуникаций невозможно без качественного картографического материала. Широко используются карты и планы при разведке полезных ископаемых, в землеустройстве и лесоустройстве.

Специальные геодезические работы особо высокой точности являются составной частью технологического процесса строительства и монтажа оборудования уникальных сооружений, таких, как ускорители ядерных частиц, радиотелескопы, телевизионные башни и др. Геодезисты ведут наблюдения за деформациями и осадками зданий и сооружений в периоды их строительства и эксплуатации.

Большая роль принадлежит геодезии в проведении государственного земельного кадастра, содержащего сведения о качественной характеристике и народнохозяйственной ценности земель. Велико значение геодезии для обороны страны.

Главы: 1, 2, 3, 4, 5, 6 написаны заслуженным работником геодезии и картографии России С. П. Глинским; 7, 9, 10, 12 — Г. И. Гречаниновой; 8, 11, 13, 16 — В. М. Данилевич, 15 — канд. техн. наук В. А. Гвоздевой. Глава 14 написана Кощеевым А. И. и Морозовым Б. Н. с использованием материалов, подготовленных Акоповым Э. Н.

Большая работа по общей подготовке рукописи была проведена В. М. Данилевич.

Авторы выражают искреннюю благодарность В. В. Шлапаку, оказавшему большую помощь в написании учебного пособия.

Глава 1
ОБЩИЕ СВЕДЕНИЯ

§ 1. ПРЕДМЕТ И ЗАДАЧИ ГЕОДЕЗИИ

Геодезия — наука о методах изучения формы и размеров Земли или отдельных ее частей, изображения поверхности Земли на картах, а также о методах специальных измерений, необходимых для решения инженерных, экономических и других задач.

Геодезия — обширная область знаний. В настоящее время геодезические измерения осуществляются на поверхности Земли, в ее недрах, на море, в космосе, на Луне и планетах Солнечной системы.

Вследствие многочисленности задач геодезия делится на ряд научных дисциплин.

Высшая геодезия — наука, изучающая форму, размеры и внешнее гравитационное поле Земли, а также планет Солнечной системы. Практически задача изучения формы и размеров Земли сводится к определению координат точек на ее поверхности в единой системе.

Предмет геодезия изучает методы измерений на земной поверхности, предназначенные для определения координат точек в съемочных сетях, создаваемых в развитие государственной геодезической сети, и методы производства топографической съемки для создания топографических карт и планов. Поэтому геодезию называют также топографией.

Методы геодезических работ, выполняемые при изысканиях, строительстве и эксплуатации инженерных сооружений, изучаются прикладной (инженерной) геодезией.

Геодезические работы, выполняемые в недрах Земли, являются содержанием предмета маркшейдерское дело.

Запуск ИСЗ (искусственных спутников Земли) определил возможность новых методов решения задач геодезии, в результате чего возникло новое направление — космическая геодезия.

В последнее время началось освоение природных богатств, находящихся на акваториях (под водой). Поэтому возникла необходимость в проведении геодезических измерений и создании карт дна озер и других внутренних водоемов, прибрежной полосы (шельфа) морей и океанов. Методы выполнения этих работ изучаются в морской геодезии.

Самое широкое применение при создании топографических карт земной поверхности получила фотограмметрия (измерительная фотография). Фотограмметрические методы ис-

пользуются при создании карт поверхности Луны и других планет Солнечной системы.

Измерения в геодезии проводятся с помощью специальных геодезических приборов, поэтому в геодезии большое внимание уделяется изучению их теории, устройству и исследованию.

В своем развитии геодезия опирается на достижения таких наук, как математика, физика, механика, астрономия, физическая география и другие.

§ 2. ИСТОРИЧЕСКИЙ ОБЗОР РАЗВИТИЯ ГЕОДЕЗИИ

Геодезия — одна из древнейших наук (geodezy греч.) в переводе на русский язык означает землеразделение). Геодезия возникла и развивалась, как и другие науки, для удовлетворения практических потребностей человеческого общества. Народы Египта, Греции, Индии, Китая, Персии, Средней Азии и других стран за несколько тысячелетий до нашей эры вели геодезические работы для строительства каналов, тоннелей, возведения сооружений, разделения земельных участков.

Первые геодезические измерения в России были выполнены в XI в. — по льду была измерена ширина Керченского пролива. Начиная с XII в. для изучения территории, создания описаний и карт, были организованы многочисленные экспедиции в Сибирь, к побережью Северного Ледовитого океана, на Дальний Восток и Камчатку, на Новую Землю.

В 1570 г. было закончено составление первой карты Московского государства, известной под названием Большого чертежа.

Работы по составлению карт получили большое развитие при Петре I (1672—1725 гг.). В Москве в 1701 г. началась подготовка геодезистов в школе «математических и навигационных наук». В 1739 г. был учрежден Географический департамент Петербургской академии наук, занимавшийся работами по составлению карт страны. С 1758 по 1763 гг. этим департаментом руководил М. В. Ломоносов. За это время географический департамент выпустил несколько новых карт и исправил десять карт «Атласа Российского» по новым данным.

Крупной работой, проведенной на большой территории, явилось генеральное межевание, начатое в 1765 г. и законченное в 1855 г. Межевание покрыло Европейскую Россию и Крым. Углы измерялись астролябией, а линии — железной десятисаженной цепью.

Для подготовки специалистов в 1779 г. в Москве было открыто Константиновское землемерное училище, преобразованное в 1835 г. в Константиновский межевой институт.

С середины XVIII в. все крупные страны приступили к топографическим съемкам своих территорий. С XIX века совершенствуется техника геодезических измерений, появляются угломерные приборы с высокоточными отсчетными устройствами, прибор для измерения расстояний подвесными проволоками (базисный прибор

Едерина). Все это позволило повысить точность результатов геодезических измерений.

Особую роль в развитии геодезии сыграли измерения дуги меридиана протяженностью 25°, проведенные в 1816—1831 гг. русскими геодезистами В. Я. Струве и К. И. Теннером. К концу XIX в. относятся первые гравиметрические наблюдения в России.

В 1822 г. был учрежден Корпус военных топографов, задачей которого явилось проведение геодезических и астрономических работ, топографических съемок, составление и издание карт. Им были выполнены съемки значительных по тому времени территорий преимущественно в пограничных районах Европейской части России, Крыма, Кавказа и Забайкалья.

Кроме Корпуса военных топографов съемки осуществляли Переселенческое управление, Межевое ведомство, Главное гидрографическое управление, Геологический комитет, Горное ведомство и Русское географическое общество.

Однако указанные ведомства выполняли съемочные работы несогласованно между собой, да и в небольших объемах, что не способствовало быстрому развитию топографической изученности России.

§ 3. ОРГАНИЗАЦИЯ ТОПОГРАФО-ГЕОДЕЗИЧЕСКОЙ СЛУЖБЫ В РОССИИ. ПЕРСПЕКТИВЫ РАЗВИТИЯ ТОПОГРАФО-ГЕОДЕЗИЧЕСКИХ РАБОТ

К 1917 году полноценные топографические карты были созданы лишь на 14 % территории страны, в основном на пограничные районы Европейской России.

После Октябрьской социалистической революции задачи развития народного хозяйства потребовали значительного увеличения топографо-геодезических работ. Поэтому 15 марта 1919 г. был принят Декрет «Об учреждении Высшего Геодезического Управления» (ВГУ) для изучения территории РСФСР в топографическом отношении в целях поднятия и развития производительных сил страны. На ВГУ возложена задача по объединению и согласованию геодезической деятельности всех учреждений Республики.

Так, впервые был создан единый общегосударственный орган, ведающий картографированием территории нашей страны.

Высшее Геодезическое Управление (ВГУ) позднее было преобразовано в Главное управление геодезии и картографии при Совете Министров СССР (ГУГК), а в последние годы — реорганизовано в Комитет геодезии и картографии (Госгеодезия СССР). В настоящее время создана Федеральная служба геодезии и картографии России (Роскартография).

Картографо-геодезические работы на территории России выполняют аэрогеодезические предприятия и картографические фабрики Федеральной службы геодезии и картографии, расположенные в различных городах страны. Полевыми подразделениями предприятий являются экспедиции и партии. Топографо-геодезические

работы выполняют также многие геодезические организации различных министерств и ведомств.

Для организации научно-исследовательских работ в области геодезии и картографии в 1928 году был создан Центральный научно-исследовательский институт геодезии, аэросъемки и картографии (ЦНИИГАиК), носящий ныне имя выдающегося геодезиста Ф. Н. Красовского. Научные исследования в области прикладной геодезии проводились в Новосибирском научно-исследовательском институте прикладной геодезии (ныне Сибгеоинформ).

Развитие космонавтики открыло новый этап в изучении природных ресурсов Земли. Космическая информация широко используется для картографирования территории страны и обрабатывается в Государственном научно-исследовательском и производственном центре «Природа» (Госцентр «Природа»).

Исключительно важное значение в геодезии имеет геодезическая техника. Созданием геодезических приборов в России занимаются ЦНИИГАиК и Экспериментальный оптико-механический завод (ЭОМЗ), а также другие заводы. Постоянно развивалась и система подготовки кадров. До революции подготовка инженеров-геодезистов проводилась в Московском межевом институте, военные топографы подготавливались в военно-топографическом училище. Гражданских специалистов средней квалификации — топографов и геодезистов — до революции никто не готовил. Поэтому ВГУ открывает ряд топографических училищ, позднее переименованных в техникумы. Первым было открыто Московское топографическое училище, переименованное в 1955 г. в политехникум, занятия в котором начались 15 марта 1920 года (в 1991 г. политехникум преобразован в Московский колледж геодезии и картографии).

В настоящее время в Российской Федерации подготовку специалистов в области геодезии осуществляют Московский Государственный университет геодезии и картографии, Новосибирский институт инженеров геодезии, аэрофотосъемки и картографии, ряд других университетов и вузов, топографические техникумы и колледж. Подготовка техников-геодезистов ведется также в ряде строительных, геологоразведочных и других техникумах.

Необходимо отметить, что специалистами картографо-геодезической службы проделана огромная работа и получены выдающиеся результаты.

В настоящее время на всю территорию России создана единая геодезическая сеть.

Создание топографической карты в масштабе 1 : 100 000 (в 1 см — 1 км) на всю территорию страны было закончено к середине пятидесятых годов.

В настоящее время завершено картографирование страны в масштабе 1 : 25 000 (в 1 см — 250 м). Промышленные и сельскохозяйственные районы покрыты топографическими съемками в масштабе 1 : 10 000 (в 1 см — 100 м). На города и поселки

создаются топографические планы в масштабах 1 : 5000, 1 : 2000 и крупнее.

Большой вклад внесли геодезисты и картографы в изучение Антарктиды. На континенте выполнен комплекс астрономо-геодезических, топографических и аэрофотосъемочных работ, составлена карта Антарктиды с использованием материалов космических съемок.

Велики успехи и картографии. Создан целый ряд картографических произведений, имеющих важное научное и народнохозяйственное значение: Атлас мира, Большой советский атлас, Физико-географический атлас мира, Атлас Антарктиды, атласы республик, Атлас офицера и др. Систематически обновляются и издаются политические, политико-административные и многие другие карты, необходимые народному хозяйству, науке и культуре.

В развитии отечественной геодезии и картографии большие заслуги принадлежат ученым Ф. Н. Красовскому, М. Д. Бонч-Бруевичу, А. А. Михайлову, М. С. Молоденскому, А. С. Чеботареву, Н. М. Алексапольскому, Ф. В. Дробышеву, А. С. Скиридову, Н. Н. Воронкову, А. Н. Лобанову, М. Д. Коншину, В. Д. Большакову и др.

Достигнутые успехи в геодезической науке и практике упрочили положение отечественной геодезии на передовых позициях в мире по всем направлениям.

Большие задачи стоят перед картографо-геодезической службой и в настоящее время.

Осуществляемое в стране обновление всех сфер жизни общества направлено на ускоренное развитие экономики всего народного хозяйства. Картографо-геодезическая служба должна полностью удовлетворять потребности народного хозяйства, науки, культуры, образования картами и геодезическими данными.

Предстоит продолжить создание топографической карты масштаба 1 : 10 000 на значительные территории, завершить работу по созданию крупномасштабных топографических планов со съемкой подземных коммуникаций на все города России.

Особая роль отводится выполнению топографо-геодезических и картографических работ, предназначенных для ведения государственного земельного кадастра.

В больших объемах обновляются топографические карты, а также создаются карты для внутренних водоемов и прибрежной полосы морей и океанов (съемка шельфа).

Должны быть полностью обеспечены различными атласами и картами потребности школ, научно-производственных организаций и населения страны.

«Положением о Федеральной службе геодезии и картографии России», утвержденном Постановлением правительства Российской Федерации от 22 декабря 1992 г. определены основные задачи службы. Одной из основных задач является осуществление единой государственной политики и управления при производстве топографо-геодезических и картографических работ; обеспечение потребностей органов управления, народного хозяйства, обороны,

науки, образования и населения геодезическими данными и информацией о местности в графической, цифровой, фотографической (в том числе аэро- и космические фотоснимки) формах.

Для успешного решения перечисленных и многих других задач активно используется в топографо-геодезических и картографических работах электронно-вычислительная техника, широко применяются материалы космической съемки, внедряется цифровое картографирование. Последние годы характеризуются стремительным внедрением электроники в область геодезического приборостроения. Открылись широкие возможности для создания точных, высокопроизводительных с высоким уровнем автоматизации приборов и систем.

§ 4. ПОНЯТИЕ О ФИГУРЕ И РАЗМЕРАХ ЗЕМЛИ

Знание фигуры и размеров Земли требуется не только для геодезии и картографии, но и для многих отраслей знаний: космонавтики, авиации, мореплавания, астрономии, геологии, геофизики и др.

Поверхность Земли общей площадью 510 млн км^2 разделяется на Мировой океан — 71 % и сушу — 29 %. Так как поверхность Мирового океана составляет 3/4 всей поверхности Земли, можно принять ее за фигуру Земли, а формы суши и дна океана изучать относительно поверхности Мирового океана. Поверхность, совпадающая со средним уровнем воды Мирового океана в спокойном состоянии, получила название основной **уровенной поверхности**.

Направления отвесных линий пересекают уровенную поверхность во всех ее точках под прямым углом, поэтому она всюду горизонтальна. Эта поверхность является также непрерывной, замкнутой, всюду выпуклой.

Фигура Земли, образованная уровенной поверхностью, совпадающей с поверхностью Мирового океана в состоянии полного покоя и равновесия и продолженная под материками, получила название **геоида**.

Таким образом, фигура геоида определяется направлением отвесных линий, положение которых зависит от распределения масс внутри Земли.

Вследствие неизвестного и неравномерного распределения масс внутри Земли поверхность геоида является весьма сложной и математически неопределенной.

Наиболее близкой к геоиду математической поверхностью является эллипсоид вращения.

Эллипсоид вращения (рис. 1) — поверхность, получающаяся от вращения эллипса вокруг малой оси PP_1, называемой **полярной осью**. Размеры эллипсоида определяются длинами его полуосей (a — большая полуось; b — малая полуось) и сжатием $\left(\alpha = \frac{a-b}{a}\right)$.

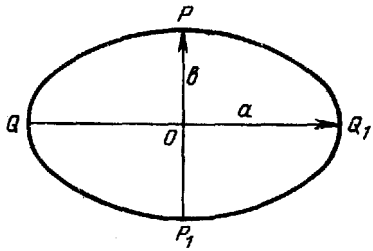


Рис. 1. Эллипсоид вращения

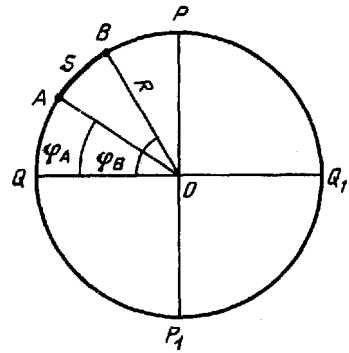


Рис. 2. Схема определения радиуса шара

Различают общий земной эллипсоид, который наиболее близок к фигуре Земли в целом, и «рабочие» эллипсоиды, называемые референц-эллипсоидами. Референц-эллипсоид это земной эллипсоид, наиболее близкий не для всей поверхности геоида, а только для части поверхности геоида, принятый для обработки геодезических измерений и установления системы геодезических координат.

Идея определения размеров Земли может быть представлена следующим образом: приближенно поверхность эллипсоида можно принять за поверхность шара. А поверхность шара определяется величиной радиуса шара. Величину радиуса R шара (рис. 2) можно вычислить следующим образом:

$$R = \frac{S_{AB}}{(\varphi_B - \varphi_A)} \cdot \rho,$$

где S_{AB} — длина дуги между точками A, B, находящимися на одном меридиане; φ_B, φ_A — широты точек B и A, определяемые из астрономических наблюдений, ρ — значение радиана, выраженное в градусах.

В данном случае имеет место одно уравнение с одним неизвестным. Но так как Земля имеет форму эллипсоида вращения, то следует определять a и b — большую и малую полуоси (см. рис. 1), т. е. два неизвестных. Для получения этих двух неизвестных необходимо иметь два независимых уравнения. Следовательно, необходимо выполнить измерение двух дуг на земной поверхности и определить широты концов этих дуг. Из совместного решения двух уравнений находят a и b.

Первое определение размеров Земли как шара было выполнено Эратосфеном в III в. до н. э.

Многие ученые занимались определением размеров Земли. Приведем наиболее известные результаты (табл. 1).

Длина меридианного эллипса, вычисленная Деламбром, принята

Таблица 1

Размеры Земли

Автор	Страна	Год	Размеры полуосей, м		Сжатие,
			a	b	α
Деламбр	Франция	1800	6 375 653	6 356 564	1:334,0
Бессель	Германия	1841	6 377 397	6 356 079	1:299,2
Хейфорд	США	1909	6 378 388	6 356 912	1:297,0
Красовский	СССР	1940	6 378 245	6 356 863	1:298,3

равной 40 000 000 м. Одна сорокамиллионная этого эллипса принята за единицу длины — метр.

Размеры эллипсоида Бесселя до 1942 г. использовались в СССР. Однако установлено, что большая полуось по Бесселю ошибочна (преуменьшена) на величину 850 м.

Практически задача определения размеров Земли сводится к определению координат точек на ее поверхности в единой, общей для всей Земли, системе координат.

Астрономо-геодезические измерения, осуществленные в большом объеме в нашей стране, а также в США и Западной Европе, позволили выдающемуся ученому-геодезисту чл.-кор. Акад. наук СССР Ф. Н. Красовскому при участии проф. А. А. Изотова вывести в 1940 г. новые более точные размеры эллипсоида.

В 1946 г. постановлением правительства эти размеры были приняты в СССР, а эллипсоиду присвоено имя Красовского. Эллипсоид Красовского определенным образом ориентирован в теле Земли. Поверхность эллипсоида Красовского наиболее близко подходит к поверхности геоида в пределах территории нашей страны. Уклонения не превышают 40 м.

Из наблюдений искусственных спутников Земли (ИСЗ) получено весьма точное значение сжатия — 1 : 298,26, подтверждающее результат Красовского.

Приближенно поверхность референц-эллипсоида Красовского можно принять за поверхность шара с радиусом $R = 6\ 371\ 116$ м. Одному градусу соответствует дуга шара в линейной мере равная 111 140 м, 1′ — 1852 м, 1″ — 31 м.

§ 5. МЕТОД ПРОЕКЦИЙ

При изображении на бумаге (на плоскости) пространственных форм пользуются методом проекций (рис. 3). Точки поверхности Земли проецируют ортогонально на уровенную поверхность отвесными линиями, так как отвесные линии нормальны, т. е. перпендикулярны к уровенной поверхности (см. рис. 3, *а*).

Незначительные участки земной поверхности, например точки местности A, B, C, D проецируют ортогонально отвесными линиями Aa, Bb, Cc, Dd на горизонтальную плоскость H.

В геодезии эта проекция называется г о р и з о н т а л ь н о й, точки a, b, c, d, в которых отвесные

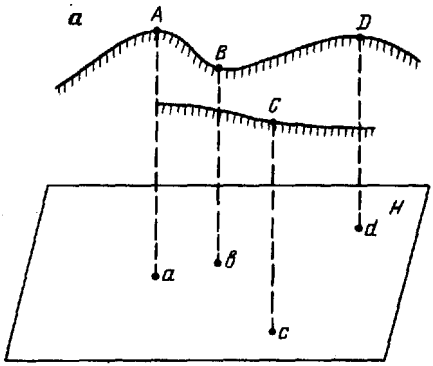


Рис. 3. Схема метода проекций:
а — горизонтальная,
б — центральная

линии пересекают горизонтальную плоскость, называются горизонтальными проекциями точек местности A, B, C, D.

Наряду с горизонтальной проекцией в геодезии широко используется центральная. Центральной — называется проекция, которая строится при помощи проектирующих лучей SA, SB, SC, выходящих из одной точки или пересекающихся в одной точке (см. рис. 3, *б*). Эта точка S называется центром проецирования. Центральная проекция называется также перспективным изображением. Плоскость, на которой строится перспективное изображение, называется картинной плоскостью P.

Центральная проекция лежит в основе фотографии. Аэрофотоснимки, космические фотоснимки, наземные фотоснимки представляют собой изображение местности или каких-либо объектов в центральной проекции. Указанные фотоснимки широко используют при создании топографических карт. Поэтому изображение, построенное на них в центральной проекции, преобразуют в горизонтальную проекцию, в которой создают топографические планы.

§ 6. СИСТЕМЫ КООРДИНАТ И ВЫСОТ, ПРИМЕНЯЕМЫЕ В ГЕОДЕЗИИ

Координатами называются угловые или линейные величины, определяющие положение точек на плоскости, поверхности или в пространстве относительно направлений и плоскостей, выбранных в качестве исходных в данной системе координат.

Астрономическая система координат. Астрономическими координатами являются широта и долгота, определяющие положение точек на поверхности геоида относительно плоскости экватора и плоскости одного из меридианов, принятого за начальный (рис. 4).

Астрономической широтой φ_M называется угол, образованный отвесной линией MO, проходящей через данную точку M и плоскостью $QCDQ_1O$, перпендикулярной к оси вращения Земли.

Плоскость астрономического меридиана — плоскость, прохо-

дящая через отвесную линию MO в данной точке и параллельная оси вращения Земли.

Астрономический меридиан — линия пересечения поверхности геоида с плоскостью астрономического меридиана.

Астрономической долготой λ_M называется двугранный угол между плоскостью астрономического меридиана, проходящего через данную точку, и плоскостью Гринвичского меридиана PCP_1O, принятого за начальный.

Геодезическая система координат. В этой системе за поверхность, на которой находят положения точек, принимается поверхность референц-эллипсоида.

Положение точки на поверхности референц-эллипсоида определяется двумя угловыми величинами — геодезической широтой B и геодезической долготой L.

Плоскость геодезического меридиана — плоскость, проходящая через нормаль к поверхности земного эллипсоида в данной точке и параллельная его малой оси.

Геодезический меридиан — линия, по которой плоскость геодезического меридиана пересекает поверхность эллипсоида.

Геодезическая параллель — линия пересечения поверхности эллипсоида плоскостью, проходящей через данную точку и перпендикулярной к малой оси.

Геодезическая широта B — угол, образованный нормалью к поверхности эллипсоида в данной точке и плоскостью экватора.

Геодезическая долгота L — двугранный угол между плоскостью геодезического меридиана данной точки и плоскостью начального геодезического меридиана.

Рассмотрим взаимное расположение отвесных линий и нормалей к поверхности референц-эллипсоида (рис. 5).

Угол ε — уклонение отвесных линий от нормалей к поверхности эллипсоида — в среднем составляет 3—4″, а в отдельных районах — до десятков секунд. Следует иметь в виду, что одной секунде на поверхности эллипсоида соответствует около 31 м расстояния. Поэтому координаты одной и той же точки в астрономической и геодезической системах могут различаться до 100 м и более.

Существует также название — географические координаты — это обобщенное понятие об астрономических и геодезических координатах, когда уклонения отвесных линий не учитывают.

Прямоугольная система координат. В геодезии принята правая система прямоугольных координат (рис. 6) с нумерацией четвертей по ходу часовой стрелки.

Осями координат являются две взаимно перпендикулярные прямые линии, одна из которых принята за ось абсцисс x, вторая — за ось ординат y.

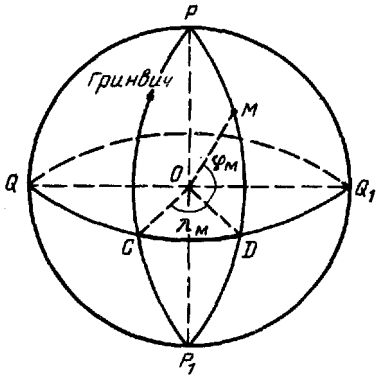


Рис. 4. Астрономическая система координат

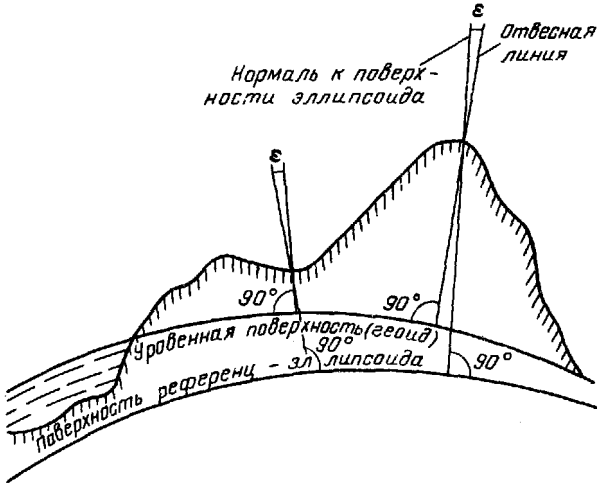


Рис. 5. Уклонение отвесных линий от нормалей к поверхности референц-эллипсоида

Пересечение осей координат называется началом координат O. Абсциссы положительны от начала координат к северу, отрицательны — к югу. Ординаты положительны от начала координат к востоку, отрицательны — к западу.

Положение точки на плоскости (бумаге) в этой системе координат определяется величинами перпендикуляров, опущенных из этой точки на координатные оси, т. е. абсциссой x и ординатой y.

Полярная система координат. Положение точки m относительно полюса O и полярной оси OX определяется двумя величинами: углом β и расстоянием D (рис. 7 ,*а*).

Биполярная система координат. Положение точки на плоскости в этой системе координат определяется углами β_1 и β_2 (рис. 7,*б*) или расстояниями D_1 и D_2.

Система высот. Для определения положения точки, находящейся на физической поверхности Земли относительно уровенной поверхности, необходима третья координата — высота.

Рис. 6. Прямоугольная система координат в геодезии

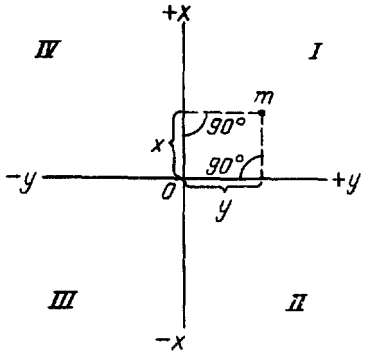
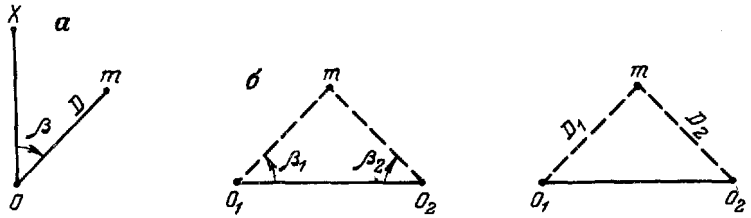


Рис. 7. Системы координат:
а — полярная, *б* — биполярные



В ы с о т о й т о ч к и *A* (или *B*) называется расстояние по отвесной линии *Aa* (*Bb*) между этой точкой и уровенной поверхностью, принятой за начало счета высот (рис. 8).

Высоты бывают абсолютные и относительные.

В нашей стране с 1946 г. счет а б с о л ю т н ы х высот ведется от нуля Кронштадтского футштока, соответствующего среднему уровню Балтийского моря в спокойном его состоянии (Балтийская система высот).

Высоты, отсчитанные от иной уровенной поверхности, называются о т н о с и т е л ь н ы м и. Численное значение высоты точки называется о т м е т к о й т о ч к и. Разность высот двух точек называется п р е в ы ш е н и е м *h*.

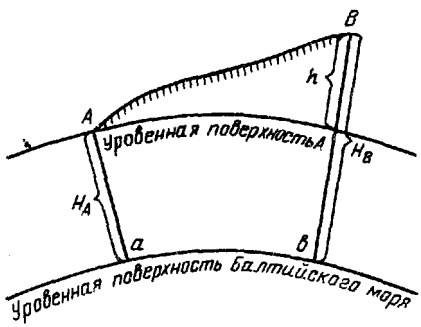


Рис. 8. Высота точки

Превышение h точки B над точкой A, равное разности высот точек A и B, определяется по формуле $h = H_B - H_A$.

Геодезические измерения, в результате которых определяются высоты точек местности, называют н и в е л и р о в а н и е м.

§ 7. ПЛАН И КАРТА

Подобное изображение земной поверхности может быть сделано только на географическом глобусе, т. е. на теле, подобном Земле. Однако на глобусе поверхность Земли может быть изображена лишь в общих чертах.

Сферическую поверхность Земли невозможно изобразить на плоскости без искажений. Чем больше участок, который изображается на листе карты, тем больше искажения.

К а р т о й называется построенное в картографической проекции, уменьшенное, обобщенное изображение поверхности Земли, поверхности другого небесного тела или внеземного пространства, показывающее расположенные на них объекты в определенной системе условных знаков.

Небольшие участки земной поверхности (диаметром до 20 км и площадью 300—320 км^2) можно считать плоскими и изображать на плоскости (бумаге) с соблюдением подобия всех очертаний местности.

Картографическое изображение на плоскости в горизонтальной проекции в крупном масштабе ограниченного участка местности, в пределах которого кривизна уровенной поверхности не учитывается, называется т о п о г р а ф и ч е с к и м п л а н о м.

Подробная карта местности, позволяющая определять как плановое, так и высотное положение точек, называется т о п о г р а ф и ч е с к о й к а р т о й.

Понятие о проекции Гаусса—Крюгера. Для изображения земной поверхности на плоскости переходят от физической поверхности Земли к поверхности эллипсоида. Затем эту математически определяемую поверхность Земли изображают на плоскости. При этом изображение поверхности эллипсоида на плоскости без искажений невозможно.

Отображение поверхности эллипсоида или шара на плоскости получило название к а р т о г р а ф и ч е с к а я п р о е к ц и я, которая устанавливает связь между координатами точек на карте и на поверхности эллипсоида или шара.

В зависимости от потребностей и других факторов разработаны многочисленные виды проекций.

Топографические карты России с 1928 г. создаются в проекции Гаусса—Крюгера.

Сущность проекции Гаусса—Крюгера состоит в следующем. Пусть земной шар вписан в цилиндр (рис. 9), который касается его по меридиану PP_1.

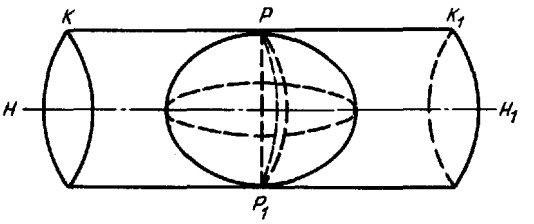


Рис. 9. Проекция Гаусса—Крюгера

Ось цилиндра HH_1 расположена в плоскости экватора и проходит через центр Земли. Земную поверхность проецируют на поверхность цилиндра, после этого поверхность цилиндра разрезается по образующей KK_1 и его боковая поверхность развертывается на плоскость.

В этой проекции получают на плоскости изображения участков земной поверхности, ограниченных меридианами, проходящими через 6°. Такие участки называются з о н а м и. Средний меридиан в каждой зоне называется о с е в ы м.

Осевой меридиан зоны PP_1 и часть экватора в пределах зоны изобразятся на карте взаимно перпендикулярными прямыми, а все остальные меридианы и параллели зоны — в виде кривых линий. Однако на листах топографических карт и планов меридианы и параллели и образуемые ими рамки листов проводят в виде прямых линий, так как в пределах одного листа карты эти искривления не заметны.

Проекция Гаусса—Крюгера называется равноугольной (конформной), так как в этой проекции углы между соответствующими направлениями на земном шаре и на плоскости равны между собой. Выполнение этого условия приводит к искажению длин линий — все линии на плоскости длиннее по сравнению с их горизонтальными проекциями. Искажения возрастают от середины к краям зоны. Для территории Российской Федерации относительные искажения колеблются от 1/1100 до 1/6000. Такие искажения находятся в пределах погрешностей графических построений при создании карт масштабов 1 : 10 000 и мельче. Поэтому на картах, составленных в проекции Гаусса—Крюгера, в любом месте практически сохраняется один и тот же масштаб. Для карт более крупных масштабов такие искажения превосходят погрешности графических построений. Поэтому для крупномасштабных карт и планов (1 : 5000 и крупнее) применяют проекцию Гаусса—Крюгера с трехградусными зонами. На краях этих зон искажения линий значительно меньшие (в 4 раза), чем в шестиградусных зонах.

Глава 2

ОРИЕНТИРОВАНИЕ

§ 8. АЗИМУТЫ И ДИРЕКЦИОННЫЕ УГЛЫ

Определение направления линии на местности или на карте относительно исходного (начального) направления называется ориентированием. Исходными направлениями в геодезии являются меридианы: астрономический, геодезический и магнитный.

В качестве ориентирующих углов, определяющих направление линий, служат истинные и магнитные азимуты, дирекционные углы.

Направление астрономического меридиана, проходящего через любую точку местности, определяется из астрономических наблюдений или при помощи гиротеодолита — гироскопического прибора, предназначенного для автономного определения астрономического азимута.

Астрономический азимут — двугранный угол между плоскостью меридиана, проходящей через данную точку, и вертикальной плоскостью, проходящей через линию местности, и отсчитываемый от северного направления меридиана по ходу часовой стрелки.

Азимуты A изменяются от 0 до 360° (рис. 10, *а*).

Азимут, отсчитанный от плоскости астрономического меридиана, называется астрономическим, а отсчитанный от плоскости геодезического меридиана — геодезическим.

Меридианы пересекаются в полюсах. Следовательно, меридианы, проходящие через разные точки (не лежащие на одном меридиане), не параллельны. Поэтому азимут A одного и того же направления CD в различных его точках C и K различен (рис. 10, *б*).

В геодезии различают прямое CD и обратное DC направления линии местности. Соответственно различают прямой A_{CD} и обратный A_{DC} азимуты (рис. 10, *в*)

$$A_{DC} = A_{CD} + 180° + \gamma,$$

где γ — угол сближения меридианов, проходящих через точки C и D, т. е. обратный азимут отличается от прямого на 180° и угол сближения меридианов.

Сближением меридианов γ называется угол между полуденными (касательными к меридианам) линиями различных точек местности (рис. 11).

Дирекционным углом α на плоскости называется горизонтальный угол, отсчитанный по ходу часовой стрелки от северного направления осевого меридиана, или линии ему параллельной до направления линии местности. Значения дирекционного угла могут быть от 0 до 360°.

Линии удобнее ориентировать с помощью дирекционных углов

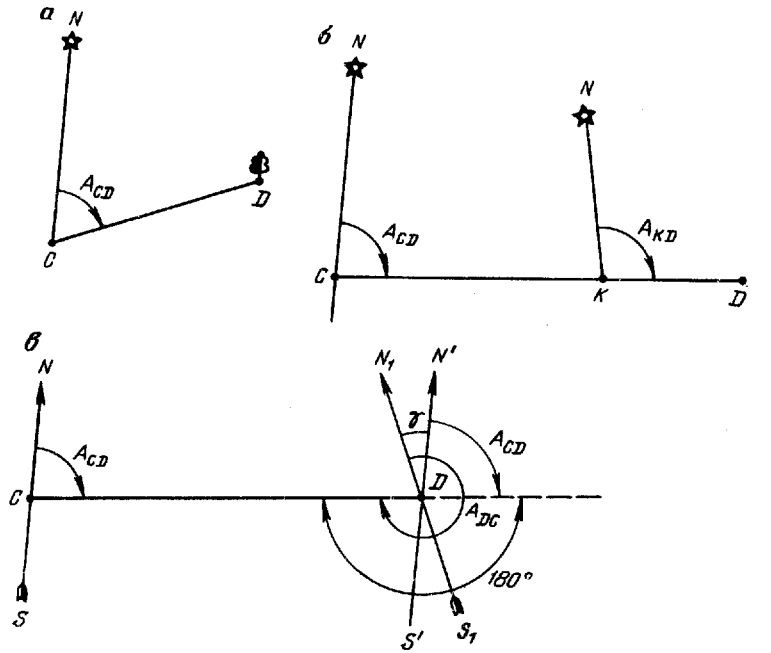


Рис. 10. Истинные азимуты линий:

а — A_{CD} азимут направления CD; *б* — азимуты A_{CD} и A_{KD} одного и того же направления; *в* — зависимость между прямым A_{CD} и обратным A_{DC} азимутами

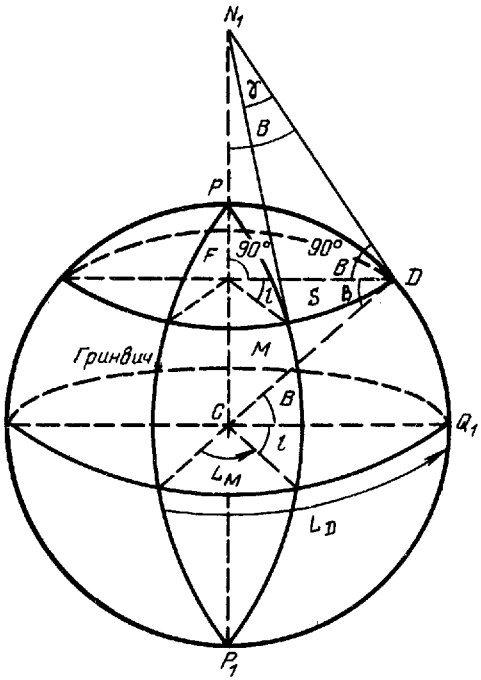


Рис. 11. Сближение меридианов

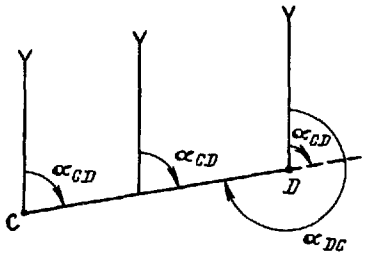


Рис. 12. Прямой α_{CD} и обратный α_{DC} дирекционные углы

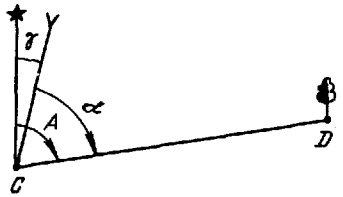


Рис. 13. Связь между истинным азимутом и дирекционным углом

α, так как дирекционный угол одного и того же направления одинаков в различных его точках, а прямой α_{CD} и обратный α_{DC} дирекционные углы (рис. 12) различаются лишь на 180°, т. е. $\alpha_{DC} = \alpha_{CD} + 180°$.

Между астрономическими (геодезическими) азимутами и дирекционными углами существует следующая зависимость (рис. 13): $A = \alpha + \gamma$.

§ 9. ВЫВОД ФОРМУЛЫ УГЛА СБЛИЖЕНИЯ МЕРИДИАНОВ

Примем поверхность Земли за шар (см. рис. 11). Для вывода формулы воспользуемся следующими обозначениями: P_1N_1 — полярная ось; QCQ_1 — плоскость экватора; DM — точки, лежащие на одной параллели с широтой B; PDQ_1P_1 — плоскость меридиана, проходящая через точку D; PMP_1 — плоскость меридиана, проходящая через точку M; DN_1 MN_1 — полуденные линии (касательные к меридианам в точках D и M), в пересечении образующие угол γ.

Так как угол сближения меридианов γ в пределах зоны невелик, то его можно считать центральным углом дуги DM с радиусом N_1D.

Следовательно,

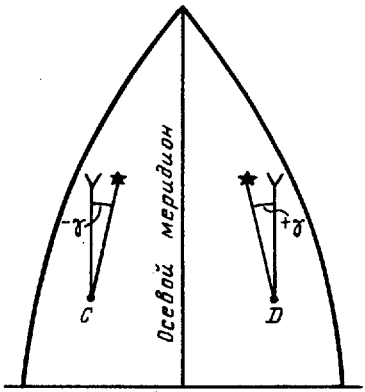
$$\frac{S}{N_1D} = \frac{\gamma}{\rho}, \tag{1.1}$$

$$\gamma = \rho\frac{S}{N_1D}, \tag{1.2}$$

$$\frac{S}{DF} = \frac{l}{\rho}, \tag{1.3}$$

где S — длина дуги параллели.

Рис. 14. Гауссово сближение меридианов



Разделив выражение (1.1) на выражение (1.3), получим

$$\frac{S \cdot DF}{N_1D \cdot S} = \frac{\gamma \cdot \rho}{\rho \cdot l} \text{ или } \frac{DF}{N_1D} = \frac{\gamma}{l}.$$

Откуда

$$\gamma = l \cdot \frac{DF}{N_1D}. \tag{1.4}$$

Из прямоугольного треугольника DFN_1 следует

$$\frac{DF}{N_1D} = \sin B. \tag{1.5}$$

Подставив из уравнения (1.5) вместо DF/N_1D значение $\sin B$ в уравнение (1.4), получим $\gamma = l \sin B$, где γ — угол сближения меридианов; l — разность долгот меридианов, проходящих через точки M и D; B — среднее значение широты точек M и D, если эти точки находятся на разных параллелях, т. е. $B = B_M + B_D/2$. Из анализа этой формулы следует, что на экваторе $B = 0$ и $\gamma = 0$, а на полюсе $B = 90°$ и $\gamma = l$.

Так как топографические карты в проекции Гаусса—Крюгера создаются по зонам, то сближение меридианов γ для любых точек зоны определяется относительно осевого меридиана этой зоны и называется Гауссовым сближением меридианов (рис. 14). Поэтому при работе с топографическими картами сближением меридианов является угол в данной точке земной поверхности между северным направлением ее меридиана и линией, параллельной оси абсцисс или направлением осевого меридиана.

Разность долгот осевого с западным или восточным меридианами, ограничивающими шестиградусную зону, составляет 3°. Следовательно, сближение меридианов γ в пределах шестиградусной зоны может иметь значения от 0 на экваторе до 3° на полюсе.

Сближение меридианов для точек, расположенных западнее осевого меридиана, считается отрицательным; для точек, расположенных восточнее осевого меридиана, — положительным.

§ 10. МАГНИТНЫЕ АЗИМУТЫ

Под влиянием земного магнетизма свободно вращающаяся магнитная стрелка в каждой точке земной поверхности занимает вполне определенное направление. Это направление является направлением магнитного меридиана.

Горизонтальный угол, отсчитанный от северного направления магнитного меридиана по ходу часовой стрелки до линии местности, называется магнитным азимутом и обозначается A_m.

Магнитные полюсы Земли не совпадают с географическими. Поэтому в данной точке магнитный и астрономический (или геодезический) меридианы, как правило, образуют между собой угол δ, называемый магнитным склонением.

Склонение называется восточным (или положительным), если северный конец магнитной стрелки отклонен от меридиана к востоку (рис. 15, *а*), и западным (или отрицательным), если северный конец стрелки отклонен к западу (рис. 15, *б*).

В различных точках Земли склонение различно и на территории страны колеблется от 0 до $\pm 15°$.

Величина магнитного склонения в одной и той же точке местности также постепенно меняется. Различают годовые и вековые изменения магнитных склонений. Кроме того, имеются суточные колебания склонения с амплитудой до 15′. Следовательно, магнитная стрелка указывает положение магнитного меридиана приближенно. Поэтому линии ориентируют с помощью магнитных азимутов в тех случаях, когда не требуется высокая точность.

Между A, α и A_m существует зависимость (рис. 16):

$A = A_m + \delta$; $\alpha = A - \gamma$ или

$\alpha = A_m + \delta - \gamma$.

Обозначив $\Pi = \delta - \gamma$ будем иметь:

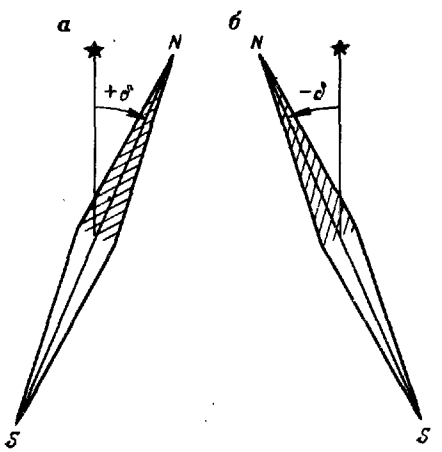
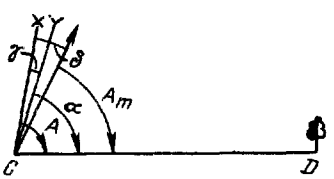


Рис. 15. Магнитное склонение: *а* — восточное, *б* — западное

Рис. 16. Связь между истинным и магнитным азимутами и дирекционным углом



$$\alpha = A_m + \Pi.$$

Величина П называется поправкой буссоли (компаса) и применяется при ориентировании листов топографической карты на местности.

§ 11. БУССОЛЬ

Б у с с о л ь — геодезический прибор, предназначенный для определения направления магнитного меридиана, а также для измерения магнитных азимутов линий местности.

Буссоли бывают различных видов:

Круговая буссоль, рабочей мерой которой является замкнутая круговая шкала (рис. 17), *ориентир-буссоль,* рабочая мера которой ограничена двумя диаметрально противоположными секторами (рис. 18).

Устройство круговой буссоли. Буссоль состоит из буссольного кольца (круговой шкалы) *3*, с нанесенными градусными делениями (см. рис. 17), в центре которого свободно вращается магнитная стрелка.

Буссольное кольцо *4* и магнитная стрелка *1* (имеющая южный светлый и северный зачерненный концы) заключены в квадратную металлическую коробку *5*, верхняя часть которой закрыта стеклянной крышкой.

В середину обратной стороны магнитной стрелки вмонтирован отшлифованный агатовый камень, устанавливаемый на отточенный металлический шпиль коробки. Агатовый камень позволяет умень-

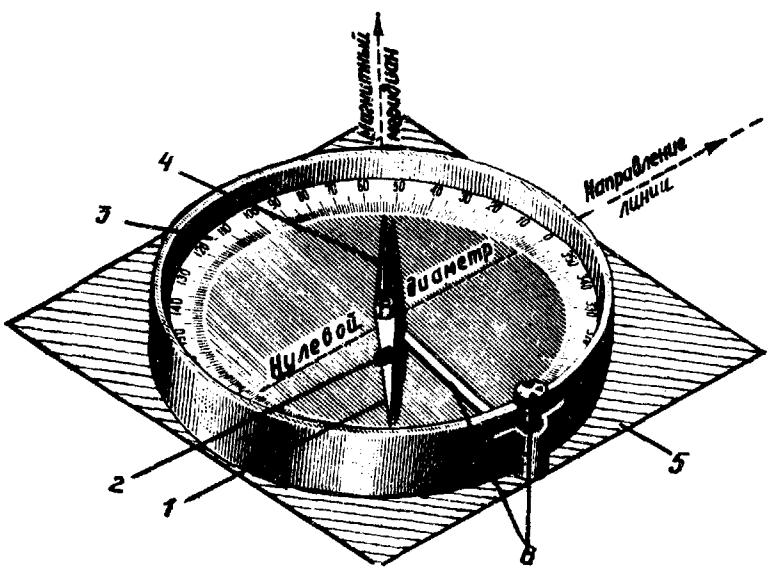


Рис. 17. Круговая буссоль

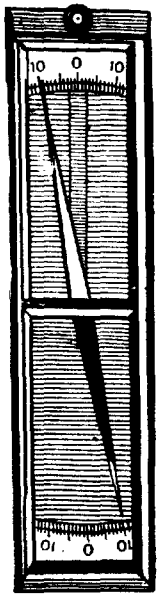


Рис. 18. Ориентир-буссоль

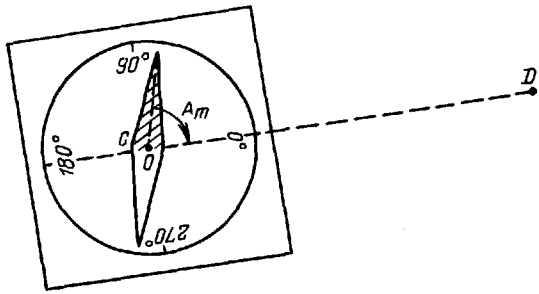


Рис. 19. Определение магнитного азимута с помощью буссоли

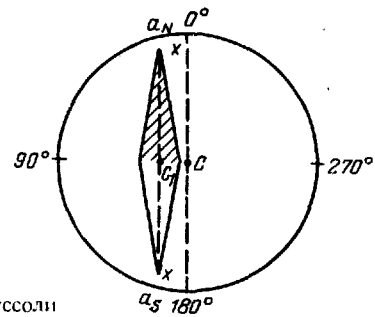


Рис. 20. Эксцентриситет буссоли

шить трение при вращении магнитной стрелки. В нерабочем положении стрелка прижимается к стеклу коробки буссоли с помощью устройства, называемого арретиром *6*.

Изменить наклон стрелки можно с помощью хомутика *2*.

Все части буссоли изготовляют из металлов, не влияющих на магнитную стрелку.

Если счет градусных делений идет от 0° против хода часовой стрелки до 360°, то такое буссольное кольцо называется азимутальным. Нулевым диаметром такого кольца является линия, проходящая через 0—180°.

Для измерения магнитных азимутов необходимо центр буссоли точку *O* установить на отвесную линию, проходящую через начальную точку *C* линии местности, повернуть буссоль так, чтобы нулевой диаметр буссольного кольца совпал с направлением линии местности *CD*. Открепив арретир и дав стрелке успокоиться, выполняют отсчет по северному (зачерненному) концу магнитной стрелки. Этот отсчет будет являться магнитным азимутом (рис. 19).

У ориентир-буссоли металлическая коробка имеет прямоугольную форму (см. рис. 18). Ориентир-буссоль применяют для ориентирования геодезических приборов и карт по магнитному меридиану.

Измерять азимуты с помощью ориентир-буссоли невозможно, так как у нее нет полного буссольного кольца.

Поверки буссоли. Буссоль должна удовлетворять следующим требованиям.

1. *Магнитная стрелка должна быть чувствительной, т. е. она должна быть хорошо намагничена, шпиль отточен, агатовый камень — отшлифован.*

Открепляют арретир и по северному концу установившейся стрелки берут отсчет. Затем железным предметом отводят стрелку, убирают предмет, дают стрелке установиться и выполняют второй отсчет. Если оба отсчета одинаковы, а стрелка устанавливается быстро, то условие выполнено.

Когда стрелка быстро устанавливается, но отсчеты не равны, значит плохо отточен шпиль или плохо отшлифован агатовый камень. Исправить эти дефекты может только специалист-механик.

Если стрелка устанавливается медленно, долго колеблется, но отсчеты одинаковы, значит она плохо намагничена. Стрелку намагничивают при помощи двух магнитов. Разными полюсами магниты перемещают по стрелке одновременно от середины к концам несколько раз с обеих сторон.

2. *Магнитная стрелка должна быть горизонтальна при установке буссоли на горизонтальную плоскость. Если при этом стрелка будет наклонена, то один ее конец окажется выше буссольного кольца, а другой ниже и брать отсчеты по концам стрелки будет затруднительно.*

Изменяют наклон стрелки перемещением на ней хомутика *7* (см. рис. 16).

3. *Буссоль не должна иметь эксцентриситета, т. е. ось вращения магнитной стрелки должна проходить через центр буссольного кольца* (рис. 20).

Если эксцентриситет отсутствует, т. е. ось вращения стрелки C_1 проходит через центр буссольного кольца C, то отсчеты по северному a_N и южному a_S концам стрелки, взятые на разных частях азимутального буссольного кольца, будут различаться на 180°.

Если эксцентриситет CC_1 имеется, то точка C_1 не совпадает с точкой C, то отсчет a_N будет увеличен на величину x, а отсчет a_S будет уменьшен на величину x.

Отсчет свободный от влияния эксцентриситета

$$a = a_N - x \qquad (2.1)$$

или

$$a = a_S + x - 180°. \qquad (2.2)$$

Суммируя выражения (2.1) и (2.2), получают $2a = a_N + a_S - 180°$. Откуда $a = a_N + (a_S - 180°)/2$.

Таким образом, если буссоль имеет эксцентриситет, пользоваться ей можно, но для получения отсчета a, свободного от влияния эксцентриситета, необходимо брать отсчеты по обоим концам стрелки и вычислять средний отсчет.

Глава 3

ТОПОГРАФИЧЕСКИЕ КАРТЫ И ПЛАНЫ

§ 12. МАСШТАБ

На топографических картах и планах местность изображают ортогональным проецированием на горизонтальную плоскость, т. е. на картах изображают горизонтальные проекции линий местности, которые называются горизонтальными проложениями, при этом изображение местности уменьшают.

Степень линейного уменьшения горизонтальных проложений линий местности при изображении их на плане или карте называется *масштабом* плана или карты.

Масштаб выражают простой дробью с числителем, равным единице. Такой масштаб называется численным. Например 1/25 000 (одна двадцатипятитысячная), 1/10 000 (одна десятитысячная), 1/5000 (одна пятитысячная). Знаменатель дроби есть число, показывающее во сколько раз уменьшены горизонтальные проложения линий местности при изображении их на плане или карте. Так, например, знаменатель масштаба 1 : 10 000 показывает, что при изображении на карте горизонтальные проложения линий местности уменьшены в 10 000 раз.

В этом масштабе отрезок на карте длиной 1 см изображает 10 000 см или 100 м горизонтального проложения линии местности.

Чем больше знаменатель численного масштаба, тем мельче изображение местности на карте. И наоборот, чем меньше знаменатель масштаба, тем крупнее изображение местности на карте. Численный масштаб можно выразить в следующем виде

$$1/M = d/D.$$

Поэтому для определения расстояний по карте пользуются выражением

$$D = dM,$$

где d — длина отрезка на карте; M — знаменатель численного масштаба, D — длина горизонтального проложения линии местности соответствующего отрезку d на карте.

Определять расстояния по карте удобнее и быстрее, пользуясь линейным или поперечным графиками масштаба.

Масштаб длин в виде графика, предназначенного для перевода длин отрезков, измеренных на карте, в соответствующие расстояния на местности, называется л и н е й н ы м м а с ш т а б о м.

Линейный масштаб представляет собой прямую линию (рис. 21), на которой несколько раз отложен один и тот же отрезок a, называемый о с н о в а н и е м м а с ш т а б а. Величину основания масштаба выбирают соответствующую целому числу сотен метров или километров на местности. Часто основание масштаба берут равным 2 см. Для повышения точности измерений

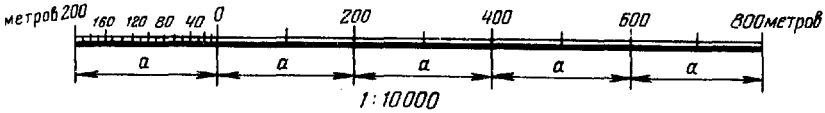


Рис. 21. Линейный масштаб

первое основание масштаба делят на n равных частей. Отрезок a/n называется наименьшим делением линейного масштаба.

В соответствии с численным масштабом карты отрезки на линейном масштабе подписывают значениями, соответствующими реальным длинам горизонтальных проложений линий на местности.

Однако точность определения расстояний с помощью линейного масштаба невысока, так как доли наименьшего деления a/n на нем отсчитывают «на глаз».

Для более точного измерения и откладывания расстояний на карте пользуются п о п е р е ч н ы м масштабом, который строится следующим образом (рис. 22).

На прямой KL несколько раз откладывают основание масштаба KC, обычно равное 2 см.

Через полученные точки проводят перпендикуляры к прямой KL. На первом и последнем перпендикулярах откладывают одинаковые отрезки KM и LN. Точки M и N соединяют прямой. Основание масштаба KC и равный ему отрезок MB делят на n равных частей. Точку A соединяют с точкой C. Через остальные точки на отрезках KC и MA проводят линии, параллельные AC.

Одинаковые отрезки KM и LN делят на m равных частей. Через полученные точки проводят прямые, параллельные линии KL.

Для определения наименьшего деления поперечного масштаба a_1b_1 рассматривают треугольник ABC (рис. 23).

Из подобия треугольников ABC и a_1b_1C следует $\frac{a_1b_1}{b_1C} = \frac{AB}{BC}$

или

$$a_1b_1 = \frac{b_1C \times AB}{BC}. \qquad (3.1)$$

Но

$$b_1C = \frac{BC}{m}, \qquad (3.2)$$

$$AB = \frac{KC}{n}. \qquad (3.3)$$

Подставив в выражение (3.1) значения b_1c и AB из выражений (3.2) и (3.3), получают $a_1b_1 = BC \cdot KC/mn \cdot BC$ или $a_1b_1 = KC/mn$. Обычно $m=n=10$, а основание масштаба $KC=2$ см. Тогда $a_1b_1 = \frac{20 \text{ мм}}{100} = 0{,}2$ мм. Такой поперечный масштаб называется нормальным сотенным.

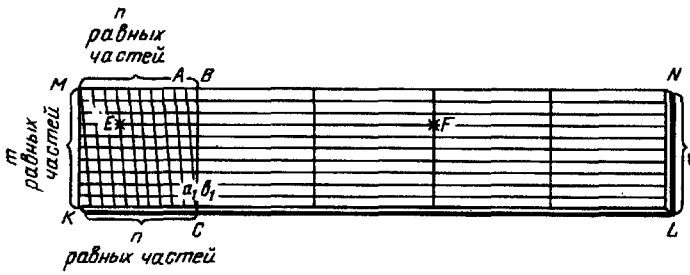


Рис. 22. Поперечный масштаб

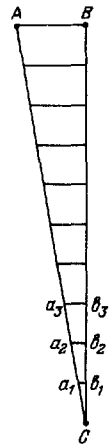


Рис. 23. К определению наименьшего деления поперечного масштаба

Для получения величины a_2b_2 из подобия треугольников a_2b_2C и ABC следует $\frac{a_2b_2}{b_2C} = \frac{AB}{BC}$. Или $a_2b_2 = b_2C \cdot AB/BC$.

Но $b_2C = 2b_1C = 2\frac{BC}{m}$; $AB = \frac{KC}{n}$. Тогда $a_2b_2 = 2\frac{BC \times KC}{m \times n \times BC}$ или $a_2b_2 = 2\frac{KC}{m \times n}$.

Аналогично $a_3b_3 = 3\frac{KC}{m \times n}$ и т. д.

Обычно поперечный масштаб гравируют на металлических линейках, называемых масштабными.

Для численного масштаба карты 1 : 25 000 с основанием 2 см и n=m=10 отрезок EF (см. рис. 22) соответствует 1335 м горизонтального проложения линии на местности.

Минимальной величиной, которую можно видеть невооруженным глазом, является 0,1 мм. Эту величину называют предельной графической погрешностью.

Горизонтальные проложения линий местности, соответствующие 0,1 мм на плане или карте, называются точностью масштаба. Так, например, для масштабов 1 : 500, 1 : 1000, 1 : 2000, 1 : 5000, 1 : 10 000, 1 : 25 000 точность масштабов равна соответственно 0,05; 0,10; 0,20; 0,5; 1,0; 2,5 м.

Точность масштаба позволяет решать две важные задачи:

определение минимальных размеров объектов и предметов местности, которые изображаются в данном масштабе, и размеров объектов, которые в данном масштабе не изобразятся;

установление масштаба, в котором следует создавать карту, чтобы на ней изобразились предметы и объекты местности с заранее определенными минимальными размерами.

§ 13. КЛАССИФИКАЦИЯ И НАЗНАЧЕНИЕ ТОПОГРАФИЧЕСКИХ КАРТ И ПЛАНОВ. ТРЕБОВАНИЯ, ПРЕДЪЯВЛЯЕМЫЕ К КАРТАМ И ПЛАНАМ

На картах изображается информация о местности, необходимая для самого разнообразного и широкого использования.

Общегеографическая карта — географическая карта, отображающая совокупность основных элементов местности. На общегеографической карте изображаются физико-географические (гидрография, рельеф, почвенно-растительный покров) и социально-экономические (населенные пункты, дорожная сеть, гидротехнические и мелиоративные сооружения, границы и др.) элементы местности.

Общегеографические карты масштаба 1 : 1 000 000 и крупнее считаются топографическими. Установлено, что в нашей стране топографические карты и планы создаются в следующих масштабах, составляющих масштабный ряд: *мелкомасштабные* — 1 : 1 000 000; 1 : 500 000; 1 : 200 000; *среднемасштабные* — 1 : 100 000; 1 : 50 000; 1 : 25 000; *крупномасштабные* — 1 : 10 000; 1 : 5000; *топографические планы* — 1 : 2000; 1 : 1000; 1 : 500.

Масштабный ряд установлен с таким расчетом, чтобы, во-первых, карты этого ряда удовлетворяли всем нуждам народного хозяйства и обороны страны; во-вторых, число масштабов в нем было минимальным; в-третьих, имелась возможность легко переходить от одного масштаба к другому.

К топографическим картам и планам предъявляются следующие требования:

геометрическая точность карты — степень соответствия местоположения точек на карте их местоположению в действительности;

достоверность карты — правильность сведений, даваемых картой на определенную дату;

наглядность карты — предоставляемая картой возможность зрительного восприятия пространственных форм, размеров и размещения изображаемых объектов;

читаемость карты — заполненность карты условными знаками и надписями;

современность карты — соответствие карты современному состоянию отображаемого объекта.

Назначение топографических карт и планов. Ведение народного хозяйства страны невозможно без детального изучения ее территории. Топографические карты и планы дают для этого обширную информацию о местности. Топографические карты каждого из принятых масштабов имеют свое назначение. Так, мелкомасштабные топографические карты предназначены для общего изучения местности при генеральном проектировании народного хозяйства, учета ресурсов поверхности Земли и водных пространств, предварительного проектирования крупных инженерных сооружений и нужд обороны.

Среднемасштабные топографические карты отличаются от мел-

комасштабных карт большей подробностью содержания и более высокой точностью изображенных на них объектов. Эти карты используются в сельском хозяйстве, в геологической разведке, при разработке нефтяных и газовых месторождений, в гидротехническом строительстве, при изысканиях и проектировании железных и автомобильных дорог, трасс трубопроводов, линий электропередач и связи, в лесном хозяйстве и др.

Крупномасштабные топографические карты и планы предназначены для разработки генеральных планов городов, инженерных сетей и коммуникаций, сложных транспортных развязок, для детальной разведки полезных ископаемых, для земельного кадастра и землеустройства, для составления генеральных планов и рабочих чертежей при проектировании на застроенных и незастроенных территориях и т. д.

Планы масштабов 1 : 1000 и 1 : 500 являются также основными планами учета подземных коммуникаций.

Любая отрасль народного хозяйства не может обойтись без топографической карты или плана.

В последнее время, в связи с развитием электронно-вычислительной техники (ЭВМ), топографические карты и планы могут быть представлены в виде цифровой модели местности.

Цифровая модель местности представляет собой отображение на магнитной ленте (диске) в виде пространственных координат множества точек земной поверхности, объединенных в единую систему по определенным математическим законам. Построение цифровых моделей местности осуществляется с использованием ЭВМ.

§ 14. РАЗГРАФКА И НОМЕНКЛАТУРА ЛИСТОВ ТОПОГРАФИЧЕСКИХ КАРТ И ПЛАНОВ

Лист топографической карты или плана любого масштаба по размерам должен быть удобным как при его создании, печатании тиража, так и при пользовании им. С учетом этого установлено, что размер одного листа не должен превышать 50×50 см. Однако на одном таком листе изображается незначительный участок местности. Так, на одном листе карты масштаба 1 : 25 000 изображается участок местности площадью 72 км^2 (при φ=50°). Поэтому карты на значительную территорию являются многолистными. Так, например, созданная на всю территорию бывшего СССР топографическая карта масштаба 1 : 25 000 имеет свыше 370 тысяч листов. Для того чтобы создавать и пользоваться картами, необходимо, чтобы каждый лист имел свое собственное обозначение.

Система разделения карты или плана на отдельные листы называется р а з г р а ф к о й карты.

Обозначение отдельных листов многолистных топографических карт или планов в единой системе называется н о м е н к л а т у р о й листов карт или планов.

Разграфка и номенклатура листов топографической карты масштаба 1 : 1 000 000. В основе разграфки и номенклатуры листов топографических карт и планов в нашей стране принята разграфка и номенклатура листов международной карты масштаба 1 : 1 000 000.

Листы карты масштаба 1 : 1 000 000 получают в результате деления поверхности Земли параллелями, проводимыми через 4° от экватора к полюсам, и меридианами, проводимыми через 6° (рис. 24).

Ряды листов карты, ограниченные параллелями, обозначаются заглавными буквами латинского алфавита от экватора к полюсам соответственно.

Колонны листов карты, ограниченные меридианами, нумеруются арабскими цифрами. Их счет идет от меридиана с долготой 180° (противоположного Гринвичскому) в направлении с запада на восток. Таким образом, номенклатура листа карты 1 : 1 000 000

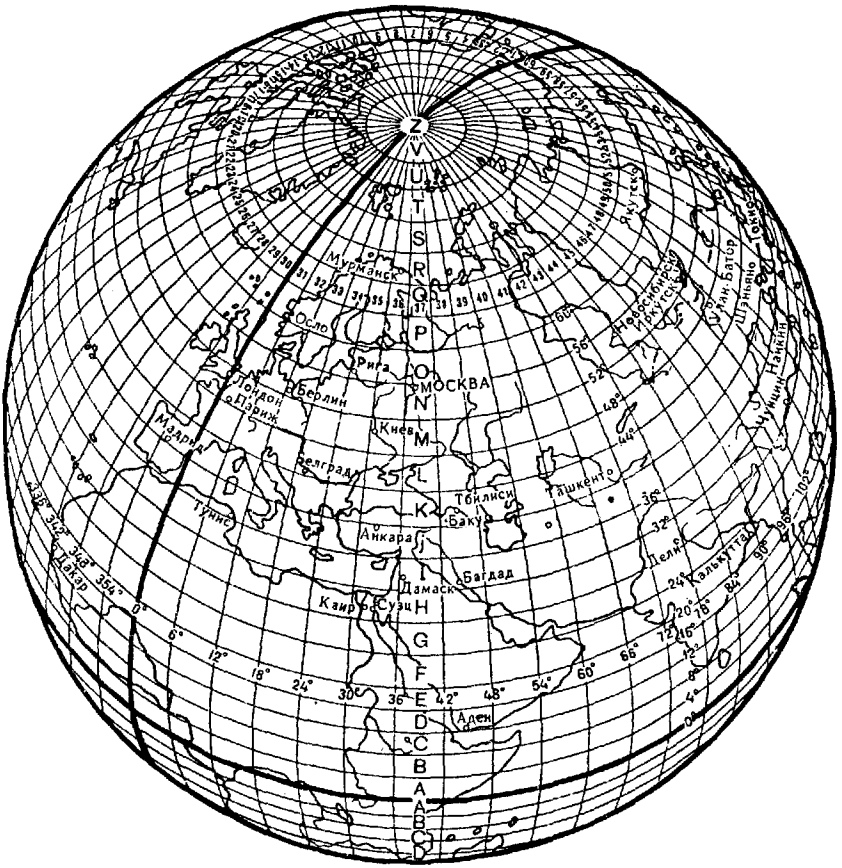


Рис. 24. Схема разграфки карты масштаба 1 : 1 000 000

состоит из буквы ряда и номера колонны. Перед номенклатурой может быть поставлена буква *N* или *S* в зависимости от того, в каком полушарии расположен данный лист — в Северном или в Южном. На картах нашей страны, расположенной полностью в Северном полушарии, буква *N* не ставится.

На листе карты масштаба 1 : 1 000 000 с номенклатурой *N*-37 расположен город Москва.

Такая система разграфки и номенклатуры листов карт дает возможность определить географические координаты углов рамки любого листа топографических карт всего масштабного ряда, а также по географическим координатам точки находить номенклатуру листа карты любого масштаба, на котором эта точка находится.

Географические координаты углов рамки листа карты масштаба 1 : 1 000 000 по его номенклатуре вычисляют следующим образом. Порядковый номер в латинском алфавите буквы, которой обозначен ряд, умножают на 4° и получают значение геодезической широты *B* северной параллели листа. Уменьшив это значение на 4°, получают широту южной параллели рамки листа.

Для определения долгот меридианов, ограничивающих лист, следует иметь в виду, что за начало счета долгот принят Гринвичский меридиан, а начало счета колонн идет от меридиана, имеющего долготу 180°. Поэтому для колонн с номерами 31—60 (к востоку от Гринвичского меридиана) номер колонны уменьшают на 30, умножают на 6° и определяют значение геодезической долготы *L* восточного меридиана листа. Уменьшив это значение на 6°, получают значение долготы западного меридиана листа. Так, например, лист карты масштаба 1 : 1 000 000 с номенклатурой *N*-37 в северном полушарии имеет следующие геодезические координаты (рис. 25):

широта северной параллели 56° (порядковый номер буквы *N* в латинском алфавите 14×4°=56°);

широта южной параллели 52° (56°—4°);

долгота восточного меридиана 42° (37—30)×6°=42°;

долгота западного меридиана 36° (42°—6°).

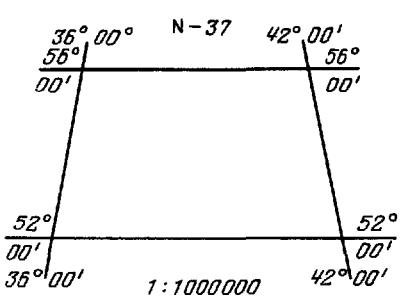


Рис. 25. Географические координаты углов рамки листа карты масштаба 1 : 1 000 000 с номенклатурой *N*-37

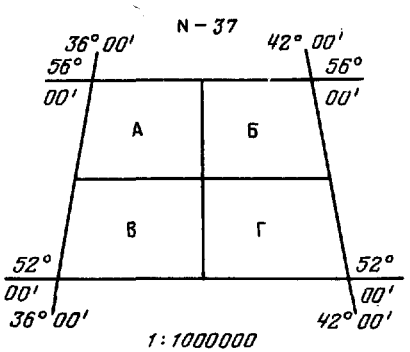


Рис. 26. Схема деления листа карты масштаба 1 : 1 000 000 на листы масштаба 1 : 500 000

Для вычисления долгот меридианов, ограничивающих колонны с номерами 1—30, номер колонны увеличивают на 30. Так, 1-я колонна будет иметь долготы восточного меридиана 186°(1+30)×6°, а западного — 180° (186°—6°).

Разграфка и номенклатура листов топографических карт и планов масштабов 1 : 500 000—1 : 500. Стороны рамки листа карты масштаба 1 : 1 000 000 делят пополам и проводят меридиан и параллель, получают четыре листа карты масштаба 1 : 500 000, которые внутри листа карты масштаба 1 : 1 000 000 обозначают заглавными буквами русского алфавита (рис. 26).

Геодезические координаты углов рамки листа масштаба 1 : 500 000 с номенклатурой N-37-Г показаны на рис. 27.

Для получения листов карты масштаба 1 : 200 000 стороны рамки листа карты масштаба 1 : 1 000 000 делят на 6 равных частей и проводят через полученные точки меридианы и параллели. Получившиеся 36 листов карты масштаба 1 : 200 000 нумеруют внутри миллионного листа римскими цифрами (рис. 28).

Геодезические координаты углов рамки листа масштаба 1 : 200 000 с номенклатурой N-37-XXXVI показаны на рис. 29.

Для получения листов карты масштаба 1 : 100 000 стороны рамки листа карты масштаба 1 : 1 000 000 делят на 12 равных частей и через полученные точки проводят меридианы и параллели. Получают 144 листа карты масштаба 1 : 100 000, которые внутри листа карты масштаба 1 : 1 000 000 обозначаются арабскими цифрами (рис. 30).

Геодезические координаты углов рамки листа масштаба 1 : 100 000 с номенклатурой N-37-144 показаны на рис. 31.

Основой разграфки и номенклатуры листов карт масштабов 1 : 50 000, 1 : 25 000, 1 : 10 000, 1 : 5000 и 1 : 2000 является

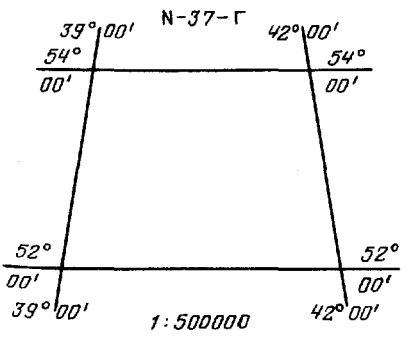


Рис. 27. Рамка листа карты масштаба 1 : 500 000

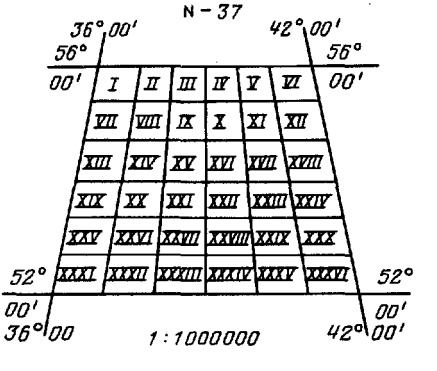


Рис. 28. Схема деления листа карты масштаба 1 : 1 000 000 на листы масштаба 1 : 200 000

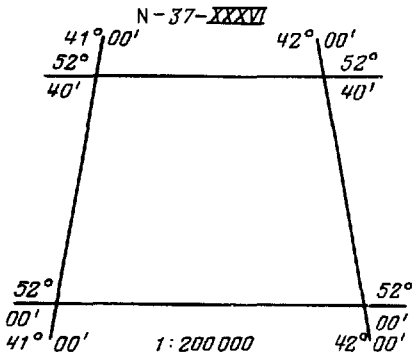


Рис. 29. Рамка листа карты масштаба 1 : 200 000

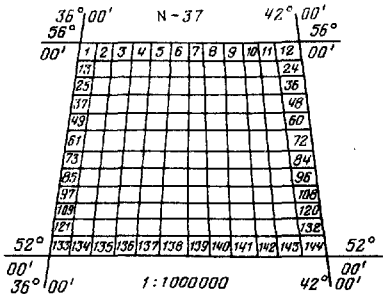


Рис. 30. Разграфка и номенклатура карты масштаба 1 : 100 000

номенклатура листа карты масштаба 1 : 100 000 и разграфка этого листа на соответствующее число листов указанных масштабов. Лист карты масштаба 1 : 100 000 делят меридианом и параллелью на 4 листа карты масштаба 1 : 50 000, которые внутри листа масштаба 1 : 100 000 обозначаются заглавными буквами русского алфавита.

Геодезические координаты углов рамки листа масштаба 1 : 50 000 с номенклатурой N-37-144-Г указаны на рис. 31.

Лист карты масштаба 1 : 50 000 делят меридианом и параллелью на 4 листа карты масштаба 1 : 25 000, которые внутри листа карты масштаба 1 : 50 000 обозначаются строчными буквами русского алфавита (см. рис. 31).

На рис. 31 указаны геодезические координаты углов рамки листа масштаба 1 : 25 000 с номенклатурой N-37-144-Г-г.

Лист карты масштаба 1 : 25 000 делят меридианом и параллелью на 4 листа карты масштаба 1 : 10 000, которые внутри листа карты масштаба 1 : 25 000 обозначают арабскими цифрами (см. рис. 31).

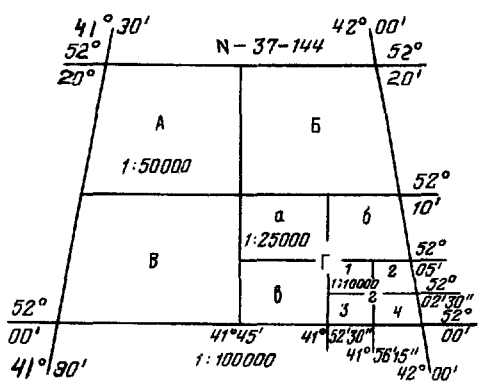


Рис. 31. Схема деления листа карты масштаба 1 : 100 000 на листы масштабов 1 : 50 000, 1 : 25 000 и 1 : 10 000

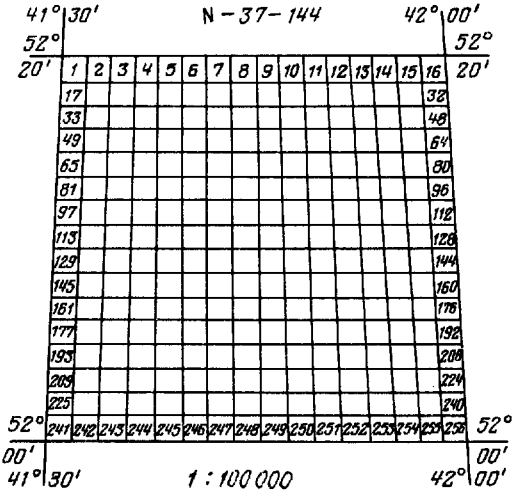


Рис. 32. Схема деления листа карты 1 : 100 000 на листы плана масштаба 1 : 5000

Стороны рамки листа карты масштаба 1 : 100 000 делят на 16 равных частей, получают 256 листов плана масштаба 1 : 5000, которые внутри листа карты масштаба 1 : 100 000 обозначают арабскими цифрами, а номенклатура листа пишется так: N-37-144-(256) (рис. 32).

Стороны рамки листа плана масштаба 1 : 5000 делят на 3 равных части, получают 9 листов плана масштаба 1 : 2000, которые внутри листа карты масштаба 1 : 5000 обозначают строчными буквами русского алфавита (рис. 33). Номенклатура листа масштаба 1 : 2000 имеет вид N-37-144-(256-и).

На рис. 33 указаны геодезические координаты углов рамок трапеций масштабов 1 : 5000 и 1 : 2000.

Ввиду того, что меридианы к полюсам сближаются и, следовательно, линейные размеры северных и южных сторон рамки листа с увеличением широты уменьшаются, листы карт северных районов окажутся узкими и неудобными для пользования. Поэтому севернее параллели — с широтой 60° листы топографических карт всех масштабов издаются сдвоенными по долготе, а севернее параллели с широтой 76° — счетверенными.

На каждом листе карты над северной стороной внешней рамки указывается номенклатура этого листа, а в разрывах внешних сторон рамки — номенклатура смежных листов.

Приведем номенклатуру, размеры рамок листов и геодезические координаты для топографических карт и планов (табл. 2).

Для топографических планов, создаваемых на участки площадью менее 20 км^2, как правило, применяется прямоугольная разграфка с размерами рамок для масштаба 1 : 5000 — 40×40 см, а для масштабов 1 : 2000, 1 : 1000 и 1 : 500 — 50×50 см. Обозначение листов установлено следующее. Лист плана масштаба 1 : 5000 обозначается арабскими цифрами. Он делится на 4 листа масштаба

Таблица 2

Масштаб	Номенклатура	Размер листа по широте	Размер листа по долготе	Площадь листа, км^2 ($\varphi = 56°$)
1 : 1 000 000	N-37	4°	6°	166 280
1 : 500 000	N-37-Г (от А до Г)	2°	3°	41 570
1 : 200 000	N-37-XXXVI (от 1 до XXXVI)	0°40′	1°	4 624
1 : 100 000	N-37-144 (от 1 до 144)	0°20′	0°30′	1 162
1 : 50 000	N-37-144-Г (от А до Г)	10′	15′	290
1 : 25 000	N-37-144-Г-г (от а до г)	5′	7′30″	72
1 : 10 000	N-37-144-Г-г-и (от 1 до 4)	2′30″	3′45″	18
1 : 5 000	N-37-144-(256) (от 1 до 256)	1′15″	1′52,5″	4,5
1 : 2 000	N-37-144-(256-и) (от а до и)	0′25″	0′37,5″	0,5

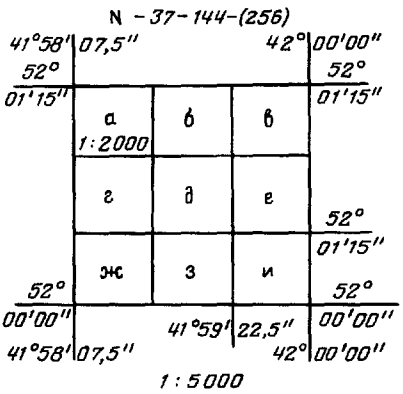


Рис. 33. Схема деления листа плана масштаба 1 : 5000 на листы масштаба 1 : 2000

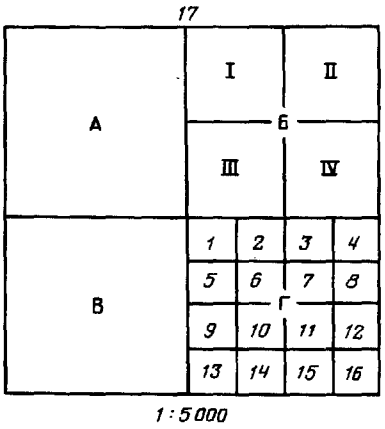


Рис. 34. Схема прямоугольной разграфки топографических планов

1 : 2000, каждый из которых обозначается присоединением к номеру листа масштаба 1 : 5000 одной из первых четырех заглавных букв русского алфавита (А, Б, В, Г).

Листу плана масштаба 1 : 2000 соответствует четыре листа масштаба 1 : 1000, обозначаемых римскими цифрами (I, II, III, IV) и 16 листов масштаба 1 : 500, обозначаемых арабскими цифрами (1, 2, 3, 4. . . 16) (рис. 34). Вид номенклатур для планов в масштабах 1 : 5000—17, 1 : 2000—17-Г, 1 : 1000—17-Б-IV, 1 : 500—17-Г-16.

§ 15. ЗОНАЛЬНАЯ СИСТЕМА КООРДИНАТ. КООРДИНАТНАЯ (КИЛОМЕТРОВАЯ) И КАРТОГРАФИЧЕСКАЯ СЕТКИ НА ТОПОГРАФИЧЕСКИХ КАРТАХ

З о н а л ь н а я с и с т е м а к о о р д и н а т. Для определения прямоугольных координат в проекции Гаусса—Крюгера (см. § 7) в каждой зоне вводится система плоских прямоугольных координат, называемая зональной системой координат.

Осевой меридиан и экватор в каждой зоне изображаются на плоскости взаимно перпендикулярными линиями и принимаются за оси прямоугольной системы координат в каждой зоне в отдельности. Причем осевой меридиан принимается за ось абсцисс, а экватор — за ось ординат. Так как абсциссы X отсчитываются от экватора к полюсам, то для территории России, расположенной в северном полушарии, они будут всегда положительными.

Ординаты же в каждой зоне будут как положительными, так и отрицательными, в зависимости от того где находится точка по отношению к осевому меридиану (к западу — отрицательные, к востоку — положительные).

Для удобства в работе избавляются от отрицательных значений ординат в пределах каждой зоны. Начало координат переносят на 500 км к западу от осевого меридиана, т. е. за начало координат в зоне принимают точку с координатами x=0, y=500 км. Тогда ординаты точек, лежащих западнее осевого меридиана зоны, будут иметь значения менее 500 км, а точек, лежащих восточнее осевого меридиана — более 500 км (рис. 35). Перед ординатой ставится также номер зоны. Такие ординаты называются преобразованными. Счет зон ведется от Гринвичского меридиана в направлении с запада на восток.

К о о р д и н а т н а я (к и л о м е т р о в а я) с е т к а. На листах топографических карт наносится система

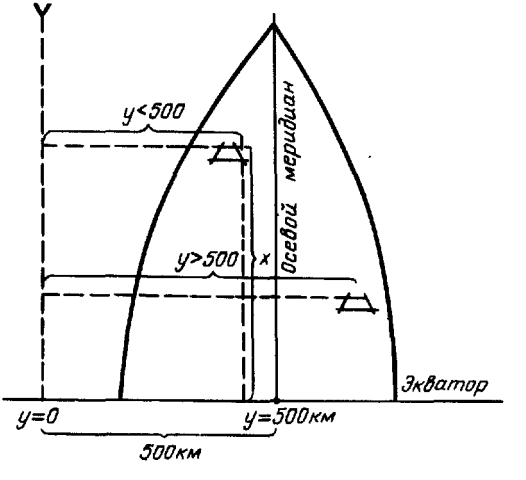


Рис. 35. Зональная система плоских прямоугольных координат

Таблица 3

Масштаб карты	Расстояние		Масштаб карты	Расстояние	
	на карте между линиями сетки, см	на местности (горизонтальное проложение), км		на карте между линиями сетки, см	на местности (горизонтальное проложение), км
1 : 200 000	5	10	1 : 5 000	10	0,5
1 : 100 000	2	2	1 : 2 000	10	0,2
1 : 50 000	2	1	1 : 1 000	10	0,1
1 : 25 000	4	1	1 : 500	10	0,05
1 : 10 000	10	1			

линий, параллельных осям координат каждой зоны, называемая координатной сеткой.

Расстояния между линиями сетки выбирают такие, чтобы им в масштабе карты на местности соответствовало целое число километров (или сотен метров). Поэтому координатная сетка называется еще километровой.

Приведем расстояния между линиями километровой сетки на листах топографических карт различных масштабов (табл. 3).

Выходы линий сетки подписывают на карте значениями абсцисс и ординат. Координаты линий, ближайших к углам рамки, подписываются полностью, а остальные — сокращенно (две последние цифры).

Координатная (километровая) сетка предназначается для определения по карте прямоугольных координат точек местности и нанесения на карту точек по заданным координатам.

На каждом листе карты подписываются географические координаты углов рамки листа — значения широт параллелей и долгот меридианов, ограничивающих данный лист. Между внутренней и внешней рамками листа карты вычерчивается минутная рамка, на которой показываются выходы меридианов и параллелей через определенное число минут. Минутные отрезки разделены точками на 6 частей, т. е. показаны выходы меридианов и параллелей через 10″.

Соединив линиями выходы параллелей и меридианов с разных сторон рамки листа карты, соответствующие одним и тем же значениям широты и долготы, можно получить на карте изображения параллелей и меридианов, которые образуют картографическую сетку. Картографическая сетка предназначается для определения по карте геодезических координат точек местности B и L.

Карты масштабов 1 : 1 000 000 и 1 : 500 000 имеют картографическую сетку. Картографическая и километровая сетки составляют элементы математической основы карты.

Дополнительная километровая сетка на границах двух зон. Направления осевых меридианов смежных зон не параллельны между собой, поэтому при соединении километровых сеток двух смежных зон

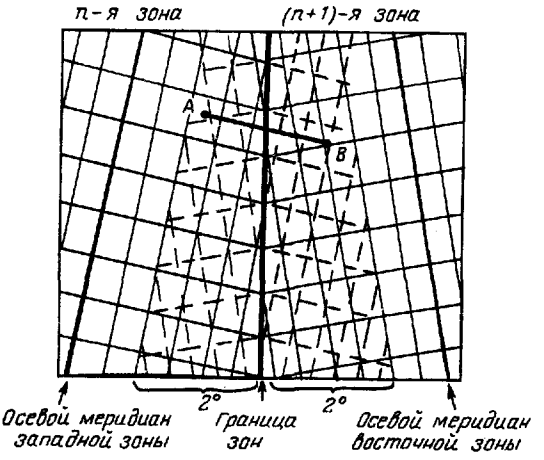


Рис. 36. Дополнительные километровые сетки на границе двух зон

линии сетки одной зоны будут располагаться под углом к линиям сетки другой зоны (рис. 36).

Для определения координат точек в системе смежной зоны на листах карты вводятся полосы перекрытий протяженностью 4°, т. е. от границы зон на протяжении 2° в восточной зоне проводится дополнительная километровая сетка — продолжаются линии километровой сетки западной зоны (на рис. 36 эти линии показаны пунктиром) и наоборот в западной зоне от границы зон на протяжении 2° продолжаются линии километровой сетки восточной зоны.

Дополнительная сетка на карте наносится лишь в виде выходов ее линий между минутной и внешней рамками. Оцифровка ее является продолжением оцифровки линий сетки смежной зоны. Линии дополнительной сетки подписываются за внешней рамкой листа. Следовательно, на листе карты, расположенном в восточной зоне, при соединении одноименных выходов дополнительной сетки получают километровую сетку западной зоны. Пользуясь этой сеткой, можно определить, например, прямоугольные координаты точки *B* в системе прямоугольных координат западной зоны, т. е. прямоугольные координаты точек *A* и *B* будут получены в одной системе координат западной зоны.

На карте масштаба 1 : 10 000 дополнительная сетка разбивается только на тех листах, у которых восточный или западный меридиан внутренней рамки (рамки трапеции) является границей зоны. На топографических планах дополнительная сетка не наносится.

§ 16. КАРТОГРАФИЧЕСКИЕ УСЛОВНЫЕ ЗНАКИ. КЛАССИФИКАЦИЯ УСЛОВНЫХ ЗНАКОВ

Картографические условные знаки представляют собой применяемые на картах обозначения различных объектов местности и их количественных и качественных характеристик.

Условные знаки, как и карты, прошли длительный путь развития. К условным знакам современных топографических карт предъявляются следующие требования.

Условные знаки должны быть:

хорошо различимыми между собой, наглядными и выразительными, т. е. по возможности напоминать рисунком или цветом объекты местности, которые они изображают;

содержательными, т. е. давать по возможности полную количественную и качественную характеристику изображаемых объектов;

стандартными, т. е. по возможности одинаковыми по начертанию для топографических карт и планов разных масштабов;

экономичными, т. е. занимать на карте минимальное место, простыми для вычерчивания, удобными для их полиграфического воспроизведения, легкими для запоминания.

Начертание и размеры условных знаков приводятся в специальных таблицах условных знаков, которые являются обязательными для всех организаций, создающих топографические карты и планы. Например, «Условные знаки для топографической карты масштаба 1 : 10 000» (М.: Недра, 1977).

К л а с с и ф и к а ц и я у с л о в н ы х з н а к о в. Условные знаки делятся на следующие виды: масштабные, внемасштабные, линейные и пояснительные.

Масштабные знаки — картографические условные знаки, применяемые для изображения объектов, выражающихся в масштабе карты. Границы таких предметов местности показывают, как правило, точечным пунктиром, а площадь внутри границ обозначается соответствующими условными знаками, называемыми площадными.

Внемасштабные знаки — картографические условные знаки, применяемые для изображения объектов, площади которых не выражаются в масштабе карты или плана, а сами объекты имеют важное значение или служат в качестве ориентиров и поэтому должны быть изображены на карте.

Чем мельче масштаб карты, тем больше объектов изображается на ней внемасштабными знаками. Местоположение объектов местности, изображенных на карте внемасштабными знаками, соответствует определенной точке на этих условных знаках, а именно:

знакам, имеющим правильную геометрическую форму (круг, квадрат, треугольник, прямоугольник, звезда и т. п.) — геометрический центр знака;

знакам, имеющим фигуру с широким основанием (знаки ветряной

мельницы, заводской трубы, памятника и т. д.) — середина основания знака;

знакам, имеющим прямой угол в основании (знаки ветряного двигателя, указателя дорог и т. п. — вершина прямого угла);

знакам, представляющим сочетание нескольких фигур (знаки завода с трубой, часовни, колодца с журавлем и т. п.) — геометрический центр нижней фигуры.

Линейные знаки — картографические условные знаки, применяемые для изображения объектов линейного характера, длина которых выражается в масштабе карты, а ширина — внемасштабно. Так, например, линейными знаками изображаются линии связи и электропередач, нефте- и газопроводов, железные и другие дороги на картах мелких масштабов и т. д. Местоположению этих объектов на местности соответствует геометрическая ось знака.

Для придания карте большей наглядности и читаемости при изображении ее элементов пользуются различными цветами: элементы гидрографии и заболоченные участки показывают синим цветом; лесные массивы и сады зеленым; огнеупорные здания, шоссейные дороги — красным; неогнеупорные здания и улучшенные грунтовые дороги — оранжевым цветом; рельеф изображают коричневым цветом.

В дополнение к условным знакам даются *пояснительные подписи,* которые поясняют вид или род изображенных на картах и планах объектов, а также дают их количественные и качественные характеристики.

Указывают также географические названия, т. е. собственные имена изображенных на карте географических объектов. К ним относятся названия населенных пунктов, рек, озер, урочищ, перевалов и т. д.

З а р а м о ч н о е о ф о р м л е н и е к а р т ы. Зарамочное оформление карты состоит из совокупности данных, облегчающих пользование картой и помещаемых за внешней рамкой карты.

Так, над северной частью внешней рамки посередине рамки пишется номенклатура листа карты, правее в скобках указывается название наиболее крупного населенного пункта, изображенного на этом листе карты. Около северо-восточного угла над внешней рамкой указывается гриф карты. Под южной частью внешней рамки, посередине, указывается численный масштаб, под ним — линейный масштаб, высота сечения рельефа горизонталями и система высот. Западнее масштаба дается схема взаимного расположения меридианов с указанием магнитного склонения и сближения меридианов. Восточнее масштаба строится график заложений.

§ 17. УСЛОВНЫЕ ЗНАКИ ЭЛЕМЕНТОВ МЕСТНОСТИ

Содержанием топографических карт и планов является изображение на них, после нанесения математической основы, следующих групп элементов и объектов на местности:

пункты геодезической основы;

населенные пункты;

гидрография и сооружения при ней;

дорожная сеть;

промышленные, сельскохозяйственные и социально-культурные объекты;

рельеф;

растительный покров и грунты;

границы и ограждения.

Ниже приводятся примеры изображения условными знаками указанных элементов местности на карте масштаба 1 : 10 000.

Пункты геодезической основы. На топографические карты и планы наносят по их координатам закрепленные на местности пункты и точки геодезической основы.

Населенные пункты. Населенные пункты изображаются с подразделением на города, поселки городского типа (рабочие, курортные), поселки дачного типа и поселки сельского типа (деревни, села, станицы, аулы, кишлаки и т. п.), а также отдельные дворы и группы дворов, постоянные стоянки юрт, чумов и др.

На топографических картах масштаба 1 : 50 000 и крупнее все населенные пункты показываются детально, с сохранением их внешних очертаний, планировки и характера застройки. Выделяются соответствующими условными знаками и окраской кварталы с преобладанием (более 50 %) огнестойких и неогнестойких строений.

Тип населенного пункта, а также его политико-административное значение и количество населения показывают на карте или плане размером и начертанием шрифта.

Особыми условными знаками показываются важнейшие ориентиры в населенных пунктах-церкви, мечети, башни и т. д.

Гидрография. На топографических картах и планах изображают берега морей, озер, водохранилищ, прудов, рек, речек, а также каналы, канавы, колодцы, источники и др. Береговые линии наносят очень тщательно и точно.

Береговой линией морей, озер, водохранилищ и прудов считается линия, соответствующая среднему уровню воды; береговой линией рек считается линия уровня воды в межень (средний устойчивый уровень воды в течение лета). Если на морском побережье имеются приливы и отливы, то береговой линией может быть линия уровня воды во время прилива.

Для рек, изображаемых на карте в две линии в местах удобных для съездов и переправ, указывают: в числителе — ширину в метрах, в знаменателе — глубину с точностью до 0,1 м и характер грунта дна (К — каменистый, Т — твердый, П — песчаный,

в — вязкий). Направления течения рек показывают стрелками, в разрыве которых указывается скорость течения в м/с с точностью до 0,1 м. Абсолютные высоты уровня воды в реках, озерах, водохранилищах и прудах указывают с точностью до 0,1 м.

Реки, озера, источники и колодцы, вода которых непригодна для питья, выделяются надписью: «*сол*» или «*г-сол*», что значит соленая или горько-соленая.

Колодцы, в том числе и артезианские, в населенных пунктах обжитых районов обычно не показывают.

На картах засушливых и безводных районов отображают все колодцы и источники, при этом у условного знака колодца подписывается его характеристика: отметка уровня земли, глубина колодца в метрах, качество воды. У условных знаков артезианских колодцев и источников подписывают отметку уровня земли, качество воды и дебит (число литров воды, поступающей в час).

На картах изображают сооружения при объектах гидрографии: плотины, шлюзы, мосты, пристани, гидроэлектростанции и т. д.

В последние годы создают карты дна водоемов и карты шельфа, т. е. прибрежной части морей и океанов глубиной до 200 м.

Дорожная сеть. Железные дороги изображают на картах с подразделением их по числу и ширине путей (трехпутные, двухпутные, однопутные и узкоколейные), по состоянию путей (действующие, строящиеся и разобранные), по виду тяги (электрифицированные и с паровой тягой). Выделяются также подвесные дороги и трамвайные линии.

Расположенные близ железнодорожных путей здания и сооружения (станции, разъезды, платформы, депо, водонапорные башни, будки, казармы и т. д.) изображаются на картах с сокращенными пояснительными надписями, например: Б — будка, СТ — станция и т. д. Показываются также мосты, насыпи, выемки, их высота или глубина в метрах.

Автогужевые дороги изображаются с подразделением на автострады, усовершенствованное шоссе, шоссе, улучшенные грунтовые дороги, грунтовые (проселочные), полевые и лесные дороги, зимние дороги, дороги с деревянным покрытием, караванные пути и вьючные тропы, пешеходные тропы.

На автогужевых дорогах показывают насыпи, выемки, мосты, гати, километровые столбы, указатели дорог и другие придорожные сооружения.

Для автострад и шоссейных дорог указывают их техническую характеристику: ширина покрытой части, ширина от кювета до кювета и материал покрытия: А — асфальт, Б — булыжник, Бр — брусчатка, Г — гравий, К — колотый камень, Кл — клинкер, Ц — цементобетон, Шл — шлак, Щ — щебень. При изображении улучшенных грунтовых дорог подписывают только ширину. У условных знаков мостов подписывают: в числителе длина и ширина моста (в м), в знаменателе — грузоподъемность (в т). Грузоподъемность мостов на автострадах и усовершенствованных шоссе не показывают.

На картах отображают трубопроводный транспорт (нефте- и газопроводы), а на планах, кроме того, — подземные коммуникации.

Промышленные, сельскохозяйственные и социально-культурные объекты. К этой группе объектов относятся заводы, фабрики, электростанции, шахты, аэродромы, газо- и нефтепроводы, линии связи и электропередач, радио и телевизионные станции, телеграфные и радиотелеграфные конторы и отделения, школы, больницы, санатории, конторы лесничеств, дома лесников, водяные и ветряные мельницы, постройки ремонтно-технических станций колхозов, совхозов, леспромхозов, памятники, кладбища и др.

Многие условные знаки данной группы сопровождаются пояснительными подписями. Например, карьеры обозначаются специальным условным знаком с сокращенной подписью *пес. — песок, кам. — камень*).

Растительный покров и грунты. На картах и планах показывают:

древесную растительность (леса, отдельные рощи, редкие леса, поросль леса, отдельно стоящие деревья и др.). Леса подразделяют на хвойные, лиственные и смешанные. Для каждого лесного массива дают количественную характеристику: в числителе — средняя высота деревьев в м, среднее расстояние между деревьями в м, в знаменателе — средняя толщина деревьев на высоте груди человека;

кустарниковую растительность (сплошные заросли кустов, группы кустов, отдельные кусты);

кустарниковую растительность (багульник, голубика, черника и т. п.);

полукустарники (полынь, терескен и т. п.);

мохово-лишайниковую растительность; луговая и степная травянистая растительность;

искусственные насаждения (древесные, кустарниковые и травянистые);

нескальные грунты (глинистые и щебеночные поверхности, галечники, пески);

скальные грунты и каменистые поверхности (выходы коренных пород);

болота, солончаки, такыры.

Условным знаком луговой растительности показывают травянистую растительность при высоте травостоя менее 1 м.

Особые условные знаки существуют для искусственных насаждений: фруктовые и цитрусовые сады, виноградники, ягодные сады, хмелевые плантации, рисовые поля и плантации прочих технических культур.

Площади пашни условным знаком на картах не заполняются. Небольшие участки пашен, расположенные в районах, бедных ориентирами, выделяются пояснительной подписью П.

Болота обозначают на картах синей горизонтальной штриховкой с подразделением по степени проходимости пешеходом: непроходимые, труднопроходимые и проходимые. Показывается расти-

тельный покров болот (травянистый, моховой, камышовый, тростниковый). Указывается глубина болот в м.

Границы и ограждения. На топографических картах показывают государственную границу, границу полярных владений, границы республик, автономных краев, областей, границы национальных округов и границы государственных заповедников.

На топографических планах наносят также границы районов и городских земель. На картах и планах наносят различные виды ограждений: каменные, кирпичные, глинобитные стены и металлические ограды, деревянные заборы, изгороди, плетни, древние исторические стены, проволочные колючие заграждения, дамбы и искусственные валы.

§ 18. ОСНОВНЫЕ ФОРМЫ РЕЛЬЕФА МЕСТНОСТИ

Совокупность неровностей земной поверхности называется р е л ь е ф о м м е с т н о с т и.

Рельеф местности имеет исключительно важное значение в жизни и деятельности человека. При строительстве населенных пунктов, дорог, заводов, фабрик, электростанций, гидротехнических сооружений, линий связи и электропередач, газо- и нефтепроводов, прочих объектов народного хозяйства необходимо знать и учитывать характер рельефа местности.

Многообразие неровностей земной поверхности состоит из нескольких основных форм.

Г о р а, х о л м — обособленная конусообразная или куполообразная возвышенность, имеющая ясно выраженное основание, называемое подошвой. Наивысшая точка горы называется вершиной. Боковые поверхности горы называются склонами или скатами (см. рис. 37).

Небольшая гора высотой от подошвы не более 200 м называется холмом.

Х р е б е т — возвышенность, вытянутая в одном направлении. У хребта два ската, в верхней части хребта они сливаются образуя водораздельную линию, соединяющую наивысшие точки хребта.

С е д л о или седловина — пониженная часть водораздела, расположенная между двумя смежными вершинами, принадлежащими к одному и тому же хребту (рис. 38).

В горной местности через седловины обычно проходят дороги или пешеходные тропы, поэтому седловины в горах называют п е р е в а л а м и.

К о т л о в и н а — форма рельефа, противоположная холму и представляющая собой замкнутое углубление. В котловине выделяют дно, скаты и бровку — линию слияния скатов с окружающей местностью (рис. 39).

Л о щ и н а — форма рельефа, противоположная хребту, представляющая собой вытянутое углубление, понижающееся в одном направлении. Скаты (склоны) лощины соединяются на дне,

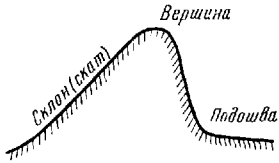
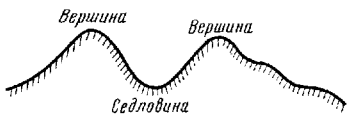


Рис. 37. Основные формы рельефа: холм

Рис. 38. Седловина



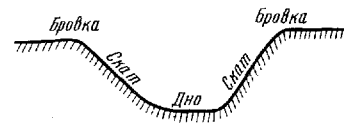


Рис. 39. Лощина

образуя линию, по которой стекает вода. Эта линия называется водосливом или тальвегом.

Большая широкая лощина с пологими склонами и слабонаклонным дном называется долиной. Глубокая и узкая лощина с крутыми склонами в горной местности называется ущельем.

Под воздействием текучих вод на склонах образуются промоины. Старые промоины больших размеров называются оврагами. Овраг с пологими и заросшими склонами называется балкой.

Гору, холм, хребет называют положительными формами рельефа, а котловину, лощину, долину, овраг, балку — отрицательными.

Вершины гор и холмов, дно котловины и самые низкие точки седловины являются характерными точками рельефа, а водораздельные и водосливные линии — характерными линиями рельефа.

Характерные точки и линии образуют скелет рельефа.

§ 19. ИЗОБРАЖЕНИЕ РЕЛЬЕФА МЕСТНОСТИ НА ТОПОГРАФИЧЕСКИХ КАРТАХ И ПЛАНАХ

Изображение рельефа местности на картах и планах — весьма сложный процесс. Для правильного изображения рельефа необходимо знать происхождение и развитие различных его форм, изучаемых особой наукой, называемой геоморфологией.

На современных топографических картах и планах рельеф местности изображают отметками и горизонталями в сочетании с условными знаками. Указанный способ позволяет определять по карте формы рельефа, крутизну скатов, высоты точек и превышения между ними.

Сущность изображения рельефа горизонталями. Для изображения горизонталями рельефа местности на карте необходимо представить сечение этого рельефа рядом уровенных поверхностей (или горизонтальных плоскостей), расположенных друг от друга по высоте на одинаковом расстоянии h, называемом высотой сечения рельефа (рис. 40).

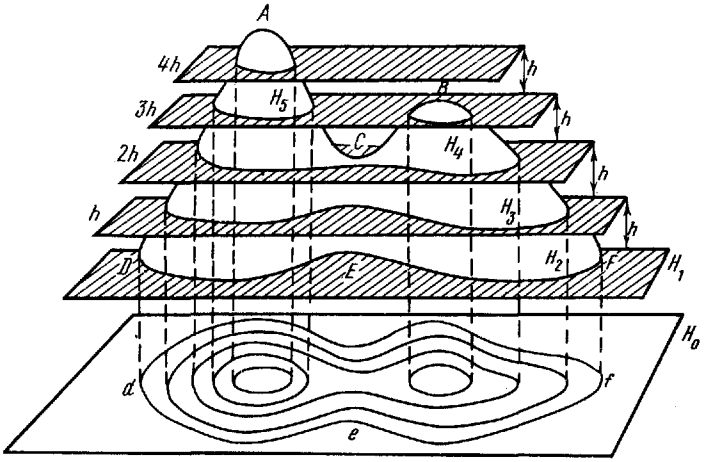


Рис. 40. Изображение рельефа горизонталями

Таким образом, г о р и з о н т а л ь — это линия равных высот, т. е. линия на карте или плане, изображающая линию местности, все точки которой имеют одну и ту же высоту. Чтобы представить горизонталь на местности, следует мысленно пересечь местность уровенной поверхностью или горизонтальной плоскостью. След от указанного пересечения и явится горизонталью.

На рис. 40 H_0 — горизонтальная плоскость, на которую ортогонально спроектированы горизонтали местности; H_1 — горизонтальная плоскость, в пересечении которой с местностью образуется горизонталь DEF; H_2 — горизонтальная плоскость, проходящая на высоте $H_2=H_1+h$; H_3 — горизонтальная плоскость, проходящая на высоте $H_3=H_2+h$ и т. д. Изображение горизонталями холма показано на рис. 41.

Направление склонов на карте показывают расположенными от горизонтали бергштрихами, которые вычерчивают перпендикулярно к горизонталям. Так, с помощью бергштрихов легко отличить изображение горизонталями холма от котловины. Расстояние между соседними горизонталями на карте называется заложением.

Между высотой сечения рельефа h, заложением a и крутизной ската ν существует определенная зависимость (рис. 42).

Пусть горизонтальные плоскости H_1 и H_2 с разностью высот, равной высоте сечения рельефа h, пересекают склон в точках B и C, т. е. через точки B и C проходят две соседние горизонтали.

Из прямоугольного треугольника BCC_1 следует

$$\operatorname{tg}\nu = \frac{h}{a}. \tag{3.4}$$

Таким образом, чем больше крутизна ската, тем меньше заложение, т. е. горизонтали расположены ближе друг к другу,

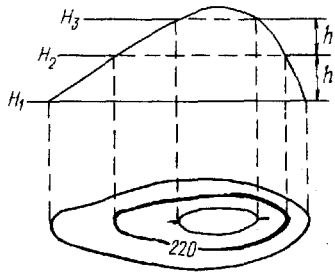


Рис. 41. Изображение горизонталями холма

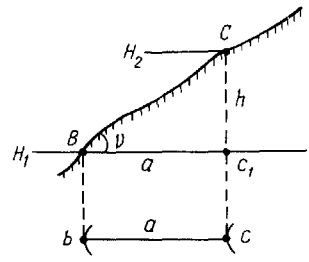


Рис. 42. Определение крутизны ската

Таблица 4

Масштаб	Высота сечения рельефа, м	Масштаб	Высота сечения рельефа, м
1 : 100 000	20, 40	1 : 5 000	0,5; 1,0; 2,0; 5
1 : 50 000	10, 20	1 : 2 000	0,5; 1,0; 2,0
1 : 25 000	2,5; 5; 10	1 : 1 000	0,5; 1,0
1 : 10 000	1; 2(2,5)	1 : 500	0,5; 1,0

и наоборот, там где склон более пологий, заложение между горизонталями увеличивается.

Для более удобного определения высот горизонталей, высоты некоторых из них на карте подписывают. Подпись высоты дается в разрыве горизонтали так, чтобы верх числа был направлен к подъему ската.

Высота сечения рельефа h зависит от назначения и масштаба карты, а также от характера рельефа местности (плоско-равнинный, равнинно-пересеченный, предгорный и горный рельеф).

Для топографических карт и планов установлены следующие высоты сечения рельефа (табл. 4).

Так например, для целей мелиорации земель создается топографическая карта масштаба 1 : 10 000 с сечением рельефа 1 м.

Для более наглядного изображения рельефа и для удобного определения высот горизонталей каждая пятая (при сечении рельефа 2,5 м — каждая десятая) горизонталь утолщается, начиная с горизонтали, имеющей высоту 0. Так, при сечении рельефа 5 м утолщаются горизонтали, имеющие следующие высоты: 0; 25; 50; 75; 100; 125 и т. д.

Горизонтали, проводимые через установленную высоту сечения рельефа h, называются основными.

Если некоторые мелкие, но важные подробности рельефа невозможно выразить горизонталями основного сечения, на карте проводят дополнительные горизонтали — пунктиром полугоризонтали на высоте, равной половине основного сечения. Так, если

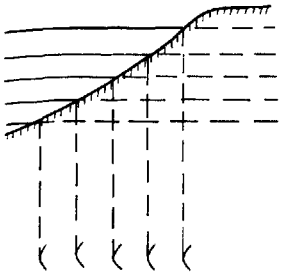


Рис. 43. Изображение горизонталями ровного ската

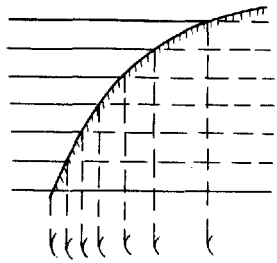


Рис. 44. Изображение горизонталями выпуклого ската

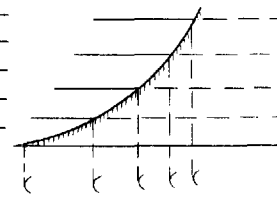


Рис. 45. Изображение горизонталями вогнутого ската

холм имеет две вершины, однако одна из вершин не изображается основной горизонталью, то ее показывают полугоризонталью.

Детали рельефа, которые имеют важное значение, но не изображаются основными горизонталями и полугоризонталями, показываются на картах вспомогательными горизонталями (коротким пунктиром), проводимыми на произвольной высоте.

Скаты, крутизна которых более 45°, горизонталями изобразить нельзя, так как они сливаются. Такие скаты изображают условными знаками. Так, условными знаками изображают обрывы, осыпи, оползни, промоины, овраги, скалы и другие элементы рельефа.

Все естественные формы рельефа местности на картах и планах изображают коричневым цветом, а искусственные (ямы, курганы, насыпи, выемки, карьеры) — черным.

Примеры изображения горизонталями некоторых форм рельефа показаны на рисунках 43, 44, 45, 46.

Заложение между горизонталями при изображении ровного ската одинаково (см. рис. 43). Выпуклый скат круче в нижней части и более пологий в верхней части. Заложение между горизонталями увеличивается от подошвы ската к вершине (см. рис. 44). Вогнутый скат круче в верхней части и положе в нижней. Заложение между горизонталями уменьшается от подошвы ската к вершине (см. рис. 45). Вид горизонталей при изображении

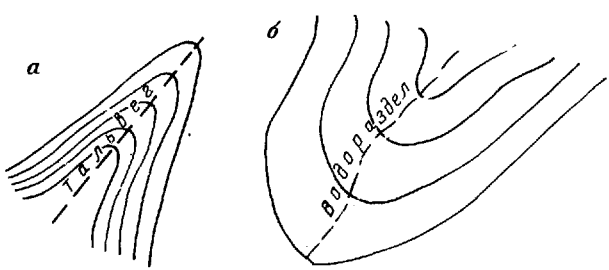


Рис. 46. Изображение горизонталями:
а — лощины, *б* — вытянутой возвышенности

лощины. Линия, по которой стекает вода (тальвег), проходит перпендикулярно к горизонталям. Вид горизонталей при изображении вытянутой возвышенности. Водораздельная линия проходит перпендикулярно к горизонталям (см. рис. 46).

Дополнительной характеристикой изображаемого горизонталями рельефа являются отметки высот. На каждом квадратном дециметре карты или плана должны быть подписаны отметки высот 5—15 характерных точек местности (вершины холмов, урезы воды, перекрестки дорог и т. д.).

§ 20. ГРАФИК ЗАЛОЖЕНИЙ

Для определения крутизны скатов в градусах на каждом листе карты строят график заложений (рис. 47).

Из формулы (3.4) заложение a может быть выражено как

$$a = h \operatorname{ctg} \nu.$$

По этой формуле вычисляют величины заложений для различных углов наклона:

$a_{0°30'} = h \operatorname{ctg} 0°30'$; $a_{1°} = h \operatorname{ctg} 1°$; $a_{2°} = h \operatorname{ctg} 2°$ и т. д.

На прямой BC (рис. 47) откладывают произвольные, но равные отрезки. Через полученные точки проводят перпендикуляры к прямой BC.

Основаниям перпендикуляров придают возрастающие значения углов наклона, начиная с 0°30′. На перпендикулярах в масштабе карты откладывают соответствующие углам наклона ν заложения a. Полученные точки соединяют плавной кривой.

Порядок пользования графиком заложений показан на рис. 48.

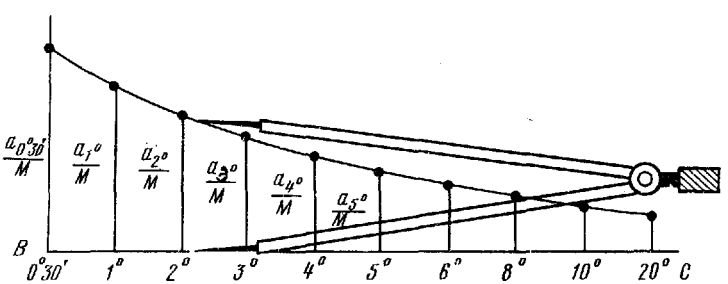


Рис. 47. График заложений

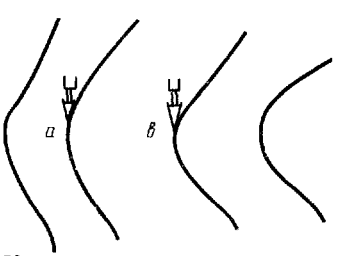


Рис. 48. Принцип пользования графиком заложений (крутизна ската между точками a и b равна 2,2°)

1. **Определение расстояний.** Расстояния на карте определяют с помощью циркуля измерителя и линейного масштаба, который имеется на каждом листе карты под южной рамкой. Для повышения точности измерения расстояний пользуются поперечным масштабом.

Если расстояние на карте между точками A и B окажется больше раствора измерителя, то его определяют по частям. Для этого точки A и B соединяют прямой линией и на ней от точки A (или от точки B) откладывают по прочерченной линии целое число километров или целое число сотен метров. Затем измеряют остаток, как указано выше.

Нужно иметь в виду, что по карте всегда измеряют горизонтальные проложения линий местности.

2. **Определение географических координат точек.** Пользуясь минутной (или градусной) рамкой, проводят ближайшую к заданной точке южную параллель, соединяя соответствующие одноименные концы минутных (или градусных) отрезков. Затем измерителем снимают величину перпендикуляра, опущенного из данной точки на проведенную параллель. Полученный раствор измерителя переносят на изображение минуты (или градуса) на ближайшей восточной или западной стороне минутной (или градусной) рамки. По раствору измерителя отсчитывают число секунд (или минут). Прибавив этот отсчет к широте прочерченной параллели, получают широту заданной точки.

Аналогично определяют долготу заданной точки, пользуясь северной и южной сторонами минутной (или градусной) рамки. При этом проводят ближайший к заданной точке западный меридиан.

3. **Определение прямоугольных координат точек.** *Определение абсциссы x.* Берут в раствор измерителя величину перпендикуляра, опущенного из заданной точки на ближайшую линию километровой сетки, идущую южнее заданной точки. К абсциссе этой линии сетки прибавляют расстояние, определенное с помощью измерителя, и получают величину абсциссы заданной точки. *Определение ординаты y.* Берут в раствор измерителя величину перпендикуляра, опущенного из заданной точки m на ближайшую линию километровой сетки, идущую западнее заданной точки. К ординате этой линии километровой сетки прибавляют расстояние, определенное с помощью измерителя и получают величину ординаты заданной точки (рис. 49).

4. **Определение высот точек.** Если заданная точка лежит на горизонтали, то высота этой точки равна высоте горизонтали.

Высоты горизонталей определяют по подписям их высот или по подписям высот характерных точек местности. Следует иметь в виду, что высоты сплошных горизонталей всегда кратны высоте сечения рельефа. Так, при высоте сечения рельефа 2,5 м, высоты горизонталей должны заканчиваться значениями, равными 0, 2,5 : 5,0 : 7,5 м. Например: 160,0 : 162,5 : 165,0 : 167,5 и т. д.

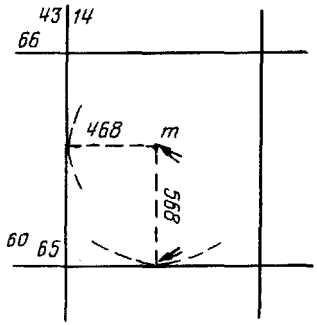


Рис. 49. Прямоугольные координаты точки m: x=6 065 568 м; y=4 314 468 м

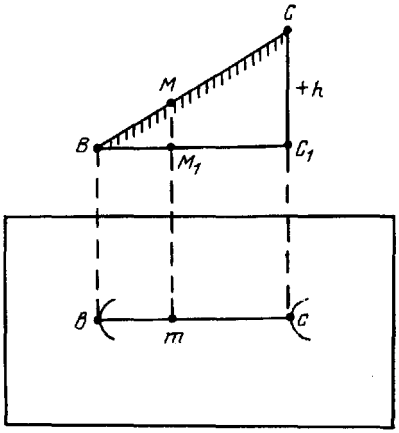


Рис. 50. Определение высот точек по карте

Если заданная точка находится между горизонталями, то высоту ее определяют следующим образом.

Пусть на карте точка m, высоту которой следует определить, находится между двумя горизонталями, высоты которых H_b и H_c. Проводят через точку m линию, перпендикулярную к обеим горизонталям. Пересечение этой линии с горизонталями — точки b и c. Точки b, c и m карты изображают точки B, C, M местности (рис. 50).

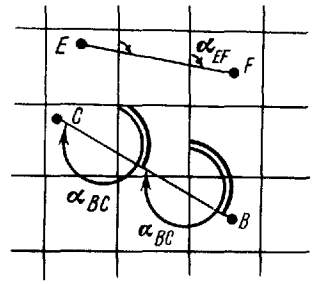
Из подобных треугольников BCC_1 и BMM_1 следует $\frac{MM_1}{BM_1} = \frac{h}{BC_1}$, откуда $MM_1 = h\frac{BM_1}{BC_1}$ или, переходя к обозначениям на карте, получают $MM_1 = h\frac{bm}{bc}$ (1), где h — высота сечения рельефа; bc — заложение; MM_1 — превышение точки M над точкой B (или точки m над точкой b).

Отрезки bc (заложение) и bm на карте измеряют миллиметровой линейкой и по формуле (3.4) вычисляют превышение точки M над точкой B. Если $H_c > H_b$ (см. рис. 50), то высота точки M, т. е. $H_M = H_B + MM_1$. Если $H_B > H_C$ (см рис. 50), то $H_M = H_B - MM_1$.

5. **Определение α, A и A_m.** Дирекционный угол α направления на карте измеряют с помощью транспортира. Так как дирекционный угол одного и того же направления в различных его точках одинаков, то измерять дирекционный угол направления можно от любой линии, параллельной осевому меридиану зоны. Этими линиями являются линии километровой сетки, идущие на карте с севера на юг.

Если α больше 180°, то транспортиром измеряют часть угла α, на которую он больше 180° (на рис. 51 этот угол показан двойной скобкой). Затем к измеренной величине прибавляют 180°.

Рис. 51. Измерение на карте дирекционных углов



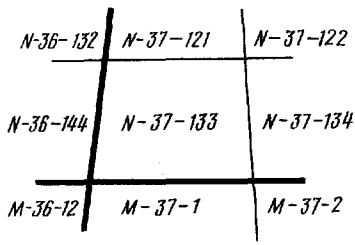


Рис. 52. Расположение листа *N*-37-133 в листе *N*-37

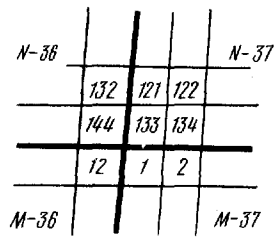


Рис. 53. Номенклатуры смежных листов с листом *N*-37-133

По измеренному углу α можно вычислить A и A_m, пользуясь схемой взаимного расположения геодезического и магнитного меридианов и линий, параллельных осевому меридиану зоны (линии сетки). Схема дается на каждом листе карты под южной внешней рамкой.

6. **Определение номенклатур смежных листов.** Пусть дана номенклатура листа карты масштаба 1 : 100 000—N-37-133. Для определения номенклатур смежных листов необходимо прежде всего определить положение листа карты N-37-133 в листе карты N-37 масштаба 1 : 1 000 000.

Параллель и меридиан, проходящие по юго-западной границе миллионного листа *N*-37 показаны утолщенными линиями (рис. 52). Пользуясь указанным рисунком, выписывают номенклатуры смежных листов (рис. 53).

Определять номенклатуру смежных листов удобно, пользуясь сборными таблицами.

По топографической карте решают и многие другие задачи: определение зон затопления при строительстве гидроэлектростанций; определение площадей сельскохозяйственных угодий; проектирование трасс при строительстве железных и шоссейных дорог; составление профилей по заданным направлениям и т. д.

Глава 4

ЛИНЕЙНЫЕ И УГЛОВЫЕ ИЗМЕРЕНИЯ

§ 22. ИЗМЕРЕНИЕ ЛИНИЙ МЕСТНОСТИ ЛЕНТОЙ

Закрепление точек на местности. Начальную и конечную точки линии на местности закрепляют центрами. Выбор центров зависит от того, на какой срок должны быть закреплены точки на местности. На полевой сезон точки обычно закрепляют деревянными кольями длиной 20—30 см диаметром 5—10 см. Вокруг кола выкапывается канава в виде окружности или треугольника.

На длительный срок точки на местности закрепляют центрами: бетонными монолитами определенной конструкции, деревянными столбами, обрезками рельс и т. д. Центры должны обеспечивать долговременную сохранность и неподвижность закрепляемых точек в плановом и высотном положении. Для установления видимости над закрепленными на длительный срок точками устанавливают деревянные или металлические геодезические пирамиды (рис. 54) или сигналы.

Ленты. Для непосредственного измерения длин линий используют стальные и тесмяные рулетки длиною 10, 20 и 50 м, стальные штриховые ленты 20 и 24-метровой длины со шпильками (рис. 55, *а*), а также шкаловые ленты (рис. 55,*б*).

Для непосредственного измерения длин линий чаще используется стальная штриховая 20-метровая лента ЛЗ (ЛЗ — лента землемерная). Штриховой называется лента, на концах которой нанесены штрихи. Лента изготавливается из ленточной стали, ее ширина от 10 до 20 мм и толщина 0,4—0,5 мм. Длина ленты равна расстоянию между штрихами. Против штрихов на концах ленты сделаны вырезы для установки шпилек, фиксирующих положение ленты в процессе измерения.

Лента разделена на дециметровые отрезки, отмеченные сквозными отверстиями диаметром 2 мм. Метровые отрезки отмечены пластинками с выбитыми на них числами от 1 до 19. Полуметровые отрезки отмечены круглыми заклепками. К концам ленты прикреплены ручки.

Для хранения и транспортировки ленту наматывают на металлическое кольцо. К каждой ленте прилагается комплект из 10 (или 11) шпилек, изготовленных из толстой проволоки. Диаметр шпилек должен соответствовать ширине вырезов на концах ленты. Помимо указанных лент, применяются также шкаловые ленты, имеющие на концах шкалы с миллиметровыми делениями.

Компарирование лент. Перед началом измерений рабочую ленту компарируют, т. е. определяют фактическую длину ленты.

Компарирование проводят на полевом компараторе, длина которого измерена с высокой точностью. Полевой компаратор закрепляется на местности бетонными монолитами, установленными

Рис. 54. Геодезический знак (пирамида)

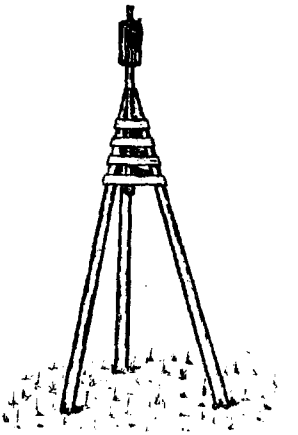
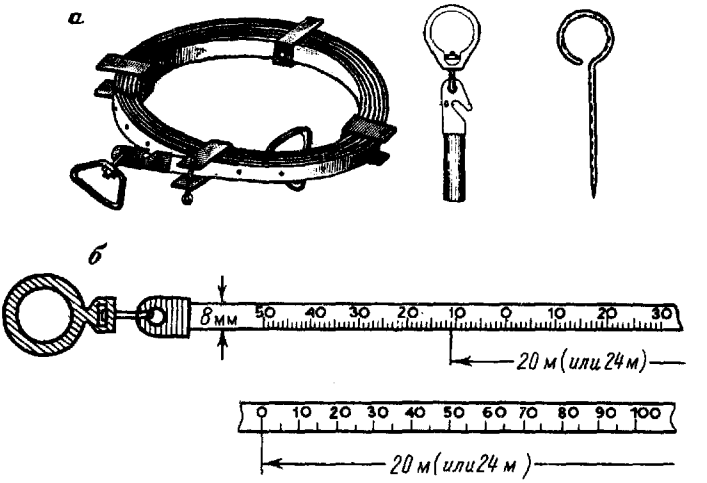


Рис. 55. Измерительные ленты:
а — штриховая лента в станке, шпилька;
б — шкаловая лента



почти вровень с поверхностью земли. В верхней части монолитов вмонтированы чугунные марки, центральные точки которых и обозначают начало и конец компаратора.

Рабочей лентой два раза в прямом и два раза в обратном направлениях измеряют длину компаратора. Вычислив среднее значение из 4-х измерений, определяют фактическую длину рабочей ленты.

При отсутствии полевого компаратора на ровной местности укладывают рядом рабочую ленту и ленту, длина которой определена ранее (нормальная лента), совмещают их начальные штрихи и натянув с одинаковой силой измеряют миллиметровой линейкой разность длин.

Если длина рабочей ленты не равна номинальной длине,

например 20 м, то эта разность называется поправкой за компарирование ленты:

$$\Delta l = l - l_0,$$

где l — длина рабочей ленты; l_0 — номинальная длина ленты; Δl — поправка за компарирование.

Если длина рабочей ленты отличается от номинальной длины, то в результаты измерений вводится поправка ΔS за компарирование ленты

$$\Delta S = \frac{\Delta l}{l} \times S', \quad \text{т. е.} \quad S = S' + \Delta S,$$

где S' — длина измерений линии; S — фактическая длина линии.

Если длина рабочей ленты будет больше ее номинальной длины (Δl со знаком +), то результаты измерения линий будут уменьшены. Следовательно, для получения окончательного значения к результату измерения поправку ΔS необходимо прибавить и, наоборот, если длина рабочей ленты оказалась короче ее номинальной длины (поправка Δl со знаком минус), то результат измерения линии будет увеличен, поэтому поправку ΔS необходимо вычесть.

Приведение длин линий к горизонту. На планах и картах изображают не длины измеренных линий S, а их проекции на горизонтальную плоскость D (рис. 56). BB' — отвесная линия.

Из прямоугольного треугольника ABB' следует, что

$$D = S \cos \nu, \tag{4.1}$$

где: S — измеренное наклонное расстояние; ν — угол наклона (угол, составленный линией местности с горизонтальной плоскостью) измеряют угломерным прибором.

D — горизонтальная проекция или горизонтальное проложение, которое необходимо вычислить.

Измерив S и ν, по формуле (4.1) горизонтальные проложения можно вычислять с помощью калькулятора с тригонометрическими функциями.

Часто для вычисления D пользуются поправкой за наклон, основанной на следующем выводе

$$\Delta S = S - D. \tag{4.2}$$

Подставив из выражений (4.1) значение D в выражение (4.2), получают

$$\Delta S = S - S \cos \nu \text{ или } \Delta S = S(1 - \cos \nu). \tag{4.3}$$

Рис. 56. Горизонтальное проложение измеренной линии

Но $(1 - \cos \nu) = 2 \sin^2 \frac{\nu}{2}$,

тогда выражение (4.3) примет вид

$$\Delta S = 2S \sin^2 \frac{\nu}{2}. \qquad (4.4)$$

По формуле (4.4) составляют таблицу поправок за наклон для различных расстояний S и углов наклона ν.

Из выражения (4.2) следует, что $D = S - \Delta S$, т. е. для получения горизонтальных проложений поправки ΔS, выбранные из таблицы, всегда вычитают из длин линий, измеренных лентой.

Измерение линий лентой. Процесс измерения линий заключается в последовательном укладывании ленты в створе линии между ее концами.

Створом называется отвесная плоскость, проходящая через начальную и конечную точки линии местности.

Если длина линии больше 200 м, то ее разбивают дополнительными вехами на участки путем вешения линии. Простейшие способы вешения «на себя» и «от себя». При «вешении на себя» один мерщик с дополнительными вехами движется от конечной точки линии к начальной точке и выставляет дополнительные вехи в створе линии по командам мерщика, находящегося в начальной точке линии местности. При «вешении от себя» дополнительные вехи в створе линии выставляются мерщиком при движении его от начальной точки к конечной точке линии по командам мерщика, находящегося в начальной точке линии.

Измерение линии выполняют два мерщика. Техника измерения с комплектом шпилек, равным 10, следующая.

В начальной точке остается задний мерщик с концом ленты, передний мерщик с другим концом ленты и с 10 шпильками движется вдоль линии. Задний мерщик устанавливает переднего мерщика в створе линии. Затем задний мерщик совмещает с начальной точкой штрих ленты, передний мерщик натягивает ленту и фиксирует ее конец на поверхности Земли шпилькой, вставляемой отвесно в вырез ленты. После этого оба мерщика идут вдоль линии. Задний мерщик, дойдя до установленной шпильки, располагает переднего мерщика в створе линии и производит второе уложение ленты. Так, процесс измерения продолжается до установки передним мерщиком десятой шпильки. Передний мерщик у этой шпильки ожидает заднего мерщика. Задний мерщик, дойдя до десятой шпильки, вытаскивает ее из земли, удерживая конец ленты у точки, где была десятая шпилька, и передает переднему мерщику 10 шпилек. Это действие называется передачей. Затем измерение продолжается.

В конце линии, между последней установленной шпилькой и конечной точкой линии измеряется остаток. Для этого конец ленты укрепляют у последней установленной шпильки, протягивают ленту через конечную точку линии, натягивают ее и отсчитывают

от заднего конца ленты до конечной точки линии число целых метров, дециметров и на глаз — число сантиметров.

По окончании измерения линии считают число шпилек у заднего мерщика.

Число установленных передним мерщиком шпилек равно числу отложенных лент. Поэтому длину линии подсчитывают по следующей формуле:

$$S = (10n+m)l+r,$$

где 10 — число шпилек в комплекте; n — число передач шпилек; m — число шпилек у заднего мерщика; l — длина ленты; r — остаток.

Если в комплекте 11 шпилек, то при передаче нет необходимости удерживать передний конец ленты и процесс измерения облегчается. При передаче 10 шпилек установленная передним мерщиком десятая шпилька из земли не вытаскивается.

Точность измерения длин линий лентой. На точность измерения линий лентой влияют: прогиб ленты, вызванный неровностями местности; отклонение концов ленты от створа линии; фиксация шпилек при закреплении концов ленты; погрешность компарирования ленты; изменение температуры ленты (если температура ленты при измерениях значительно отличается от температуры ленты при ее компарировании, то следует учитывать поправку за температуру ленты $\Delta l = k \times l \times (t - t_0)$, где k — коэффициент расширения стали; t_0 — температура ленты при ее компарировании; t — температура ленты при измерениях; l — длина ленты); неодинаковое натяжение ленты; погрешность отсчета по ленте (по штриховой ленте отсчет производят «на глаз» с точностью до 1 см).

Для контроля длины линий измеряют дважды: в прямом и обратном направлениях и вычисляют относительную погрешность измерения.

Например: $S_{\text{прям}}$ 246,40 м; $S_{\text{обр}}$ 246,60 м. Абсолютная погрешность $\Delta = 246{,}60\text{ м} - 246{,}40 = 0{,}20$ м. Относительная погрешность равна $\frac{\Delta}{S_{\text{ср}}} \frac{0{,}02\text{ м}}{246{,}50\text{ м}} \approx \frac{1}{1200}$.

Из опыта установлено, что точность измерения длин линий штриховой лентой не должна быть ниже 1/1000. В этом случае за окончательный результат принимают среднее значение из прямого и обратного результатов измерений.

Шкаловая лента позволяет измерять длины линий с более высокой точностью.

§ 23. УГЛОВЫЕ ИЗМЕРЕНИЯ. ПРИНЦИП ИЗМЕРЕНИЯ ГОРИЗОНТАЛЬНОГО УГЛА

Горизонтальный угол образуется в результате ортогонального проецирования на горизонтальную плоскость угла местности, составленного двумя направлениями, исходящими из вершины угла.

Пусть на местности имеются три точки A, B, C (рис. 57), расположенные на разных высотах. Необходимо измерить угол при вершине B между направлениями BA и BC.

Через направления BA и BC проводят отвесные плоскости P и Q, которые в пересечении с горизонтальной плоскостью H образуют горизонтальный угол $abc=\beta$.

Угол β является мерой двугранного угла между плоскостями P и Q.

Для измерения угла β необходим угломерный круг со шкалой, который должен быть установлен горизонтально, чтобы центр его b' находился на отвесной линии Bb', проходящей через вершину измеряемого угла.

Если на этом круге получить следы $b'a'$ и $b'c'$ от пересечения его плоскостями P и Q, и если в точках c' и a' с помощью отсчетного устройства взять отсчеты, то искомый угол β будет равен разности дуг $0°a'$ и $0°c'$.

Таким принципам измерения горизонтального угла удовлетворяет прибор, называемый теодолитом.

Основные части теодолита. Современный теодолит — геодезический прибор, предназначенный для измерения горизонтальных и вертикальных углов и расстояний.

Основными частями теодолита являются горизонтальный и вертикальный круги, зрительная труба, уровень, отсчетное устройство, подставка.

Горизонтальный круг. Горизонтальный круг состоит из лимба

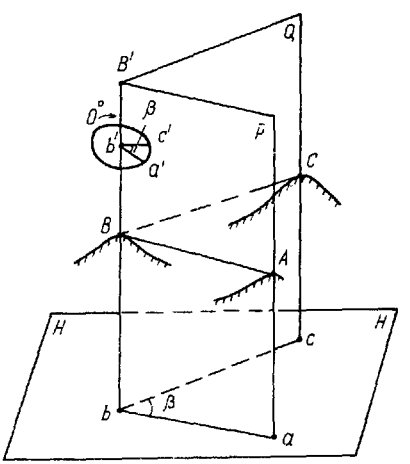


Рис. 57. Принцип измерения горизонтального угла

и алидадной части. Лимбом называется стеклянный круг, на котором нанесены деления от 0° до 360°. Счет делений всегда возрастает по ходу часовой стрелки.

Все современные теодолиты имеют стеклянные круги. Штрихи на лимбах наносят специальными делительными машинами. Толщина штрихов 0,002 мм и менее. Точность нанесения делений на лимбах зависит от типов теодолитов и составляет от 1 до 8″.

Ценой деления лимба называется центральный угол, стягивающий дугу, соответствующую делению между двумя соседними штрихами.

Лимбы различных типов теодолитов имеют различную цену деления: 1°, 30′, 20′, 10′, 5′, 4′. Лимбы устанавливаются в специальной оправе.

Алидадная часть имеет отсчетное устройство. Вместе с вращением алидадной части вращается и верхняя часть теодолита с установленной на ней зрительной трубой.

§ 24. ЗРИТЕЛЬНЫЕ ТРУБЫ

Основные сведения из оптики. Угол, образованный световыми лучами, идущими к оптическому центру глаза от крайних точек предмета, называется у г л о м з р е н и я.

Глаз человека различает в пространстве две точки до тех пор, пока угол зрения не достигнет некоторой величины, называемой разрешающей способностью глаза или критическим углом зрения глаза. Этот угол примерно равен 60″.

При геодезических измерениях приходится рассматривать удаленные предметы и мелкие деления.

Для получения четкого изображения таких предметов при очень малых углах зрения применяют зрительные трубы. Основной частью их являются линзы.

Линзы делятся на собирательные (двояковыпуклые, плосковыпуклые и вогнутовыпуклые) и рассеивающие (двояковогнутые, плосковогнутые и выпукловогнутые).

Прямая C_1C_2 (рис. 58), проходящая через центры сферических поверхностей линзы (C_1 — центр правой, а C_2 — центр левой поверхности), называется главной оптической осью линзы, точка O — оптическим центром линзы.

Для построения изображения какой-либо точки пользуются обычно тремя лучами:

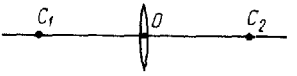
лучом, параллельным главной оптической оси (при выходе из линзы он пересекается с осью в заднем фокусе линзы);

лучом, идущим через передний фокус линзы (при выходе из линзы он идет параллельно главной оптической оси);

лучом, идущим через оптический центр линзы (при выходе из линзы он не меняет своего направления).

Каждая линза имеет уравнение $1/f=1/D+1/d$, где f — фокусное расстояние линзы; D — расстояние от оптического центра линзы до предмета; d — расстояние от оптического центра линзы до

Рис. 58. Главная оптическая ось



изображения (рис. 59). Если изображение получается как результат пересечения п р е л о м л е н н ы х лучей, вышедших из линзы, то оно называется действительным. Если изображение получается как результат пересечения п р о д о л ж е н н ы х лучей, вышедших после преломления из линзы, то оно называется мнимым.

Устройство зрительной трубы. К зрительным трубам геодезических приборов предъявляются особые требования, так как от качества изображения, создаваемого зрительной трубой, зависит не только точность визирования, но и степень утомляемости глаз наблюдателя, а также продолжительность работы с прибором в течение дня.

Зрительные трубы дают обратное или прямое изображения.

Зрительная труба прямого изображения снижает утомляемость наблюдателя, позволяет быстрее и увереннее находить визирную цель, особенно на застроенной территории, в лесистой местности.

Зрительная труба состоит из объектива и окуляра. Объектив, заключенный в объективное колено и состоящий из нескольких линз, направляется на наблюдаемый объект. У окуляра, заключенного в окулярное колено и также состоящего из нескольких линз, располагается глаз наблюдателя.

Объектив дает действительное, уменьшенное и обратное изображение *ab* наблюдаемого предмета *AB*. Чтобы увеличить это изображение, применяется окуляр. Окуляр устанавливается так, чтобы его передний фокус $F_{ок}$ был бы между объективом и изображением, даваемым объективом.

Ход лучей в простейшей зрительной трубе показан на рис. 59.

Зрительные трубы, у которых окулярное колено может перемещаться внутри объективного, называются трубами с внешним фокусированием.

Зрительные трубы, у которых объектив и окуляр установлены в одном корпусе, называются трубами с внутренним фокусированием.

В современных геодезических приборах применяются зрительные трубы только с внутренней фокусировкой, обладающей следующими

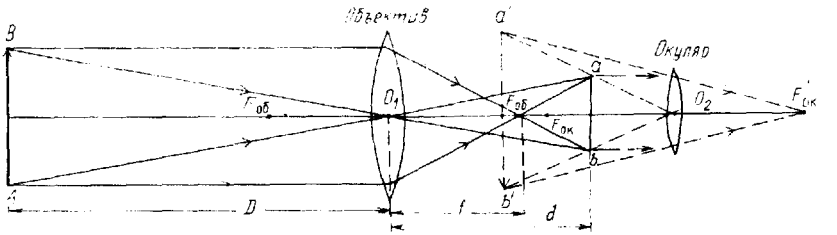


Рис. 59. Ход лучей в простейшей зрительной трубе

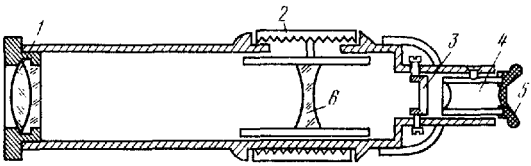


Рис. 60. Устройство зрительной трубы с внутренним фокусированием

преимуществами: постоянство длины трубы, малые размеры трубы, хорошая герметичность.

Между объективом *1* (рис. 60) и окуляром *4* трубы с внутренним фокусированием устанавливается фокусирующая линза *6*. Эта линза перемещается между объективом и окуляром с помощью кремальеры *2*.

В плоскости изображения, даваемого объективом трубы, в оправе помещается сетка нитей *3*.

Сетка нитей представляет собой стеклянную пластинку, на которой нанесены тонкие взаимно перпендикулярные штрихи, называемые нитями сетки. Толщина их колеблется от 4 до 10 мкм.

Вращением диоптрийного кольца *5* (рис. 60) добиваются отчетливого изображения сетки нитей. Виды сетки нитей показаны на рис. 61 *а*, *б*, *в*. Линия, проходящая через центр сетки нитей и оптический центр объектива, называется визирной осью зрительной трубы.

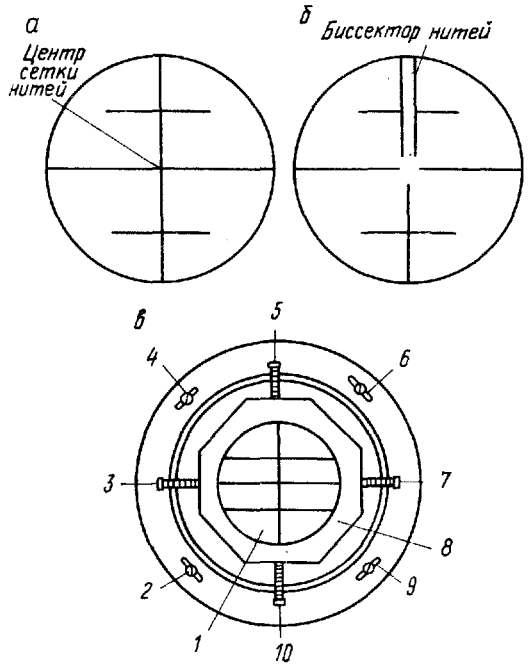


Рис. 61. Сетка нитей:

а — общий вид; *б* — сетка нитей с биссектором; *в* — крепление сетки нитей

При визировании зрительной трубы центр сетки нитей совмещают с наблюдаемой точкой. Визирная ось, продолженная до наблюдаемой точки, образует линию визирования.

Окулярная трубочка совместно с сеткой нитей *1*, укрепленной в металлической оправе *8*, крепится к корпусу трубы винтами *2*, *4*, *6*, *9*, называемыми торцовыми (см. рис. 61, *в*). Ослабив эти винты, окуляр и сетку нитей можно немного поворачивать вокруг оптической оси.

Сетка нитей имеет также четыре юстировочных винта *3*, *5*, *7*, *10*. Вращая боковые винты *3*, *7*, перемещают сетку влево и вправо. Вращая вертикальные винты *5*, *10*, сетку перемещают вверх или вниз.

Увеличение зрительной трубы. Зрительная труба увеличивает угол зрения (рис. 62). Увеличением зрительной трубы называется отношение угла β, под которым изображение предмета видно в трубу, к углу α, под которым предмет виден невооруженным глазом, т. е. $v = \beta/\alpha$. Из треугольников O_1ac и Oac следует, что $\operatorname{tg}(\beta/2) = ac/O_1c$ и $\operatorname{tg}(\alpha/2) = ac/Oc$.

Углы β и α невелики, выразив их в радианной мере, получают

$$\frac{\beta}{2\rho} = \frac{ac}{O_1c} \text{ и } \frac{\alpha}{2\rho} = \frac{ac}{Oc}$$

или $\beta = 2\rho\frac{ac}{O_1c}$ и $\alpha = 2\rho\frac{ac}{Oc}$,

но $v = \frac{\beta}{\alpha} = \frac{2\rho\frac{ac}{O_1c}}{2\rho\frac{ac}{Oc}} = \frac{Oc}{O_1c}$.

Так как точка c находится вблизи заднего фокуса объектива и переднего фокуса окуляра, то $Oc = f_{об}$, $O_1c = f_{ок}$, тогда $v = \frac{f_{об}}{f_{ок}}$, где $f_{об}$, $f_{ок}$ — фокусные расстояния объектива и окуляра.

Поле зрения. Телесный угол, охватывающий пространство видимое в трубу при неподвижном ее положении, называется полем зрения трубы.

Величина поля зрения определяется углом поля зрения ε и зависит от диаметра оправы сетки нитей d и $f_{об}$ (рис. 63).

Сетка нитей устанавливается вблизи задней фокальной плоскости объектива. Из рис. 63 следует, что $\operatorname{tg}\frac{\varepsilon}{2} = \frac{\frac{d}{2}}{f_{об}}$, т. е. в радианной мере $\frac{\varepsilon}{2\rho} = \frac{d}{2f_{об}}$ или $\varepsilon^\circ = \rho^\circ\frac{d}{f_{об}}$.

При конструировании зрительных труб обычно $d = \frac{2}{3}f_{ок}$. Тогда $\varepsilon^\circ = \rho^\circ \cdot \frac{2f_{ок}}{3f_{об}}$, но $\rho^\circ = 57^\circ,3$ и $\frac{f_{ок}}{f_{об}} = \frac{1}{v}$, тогда $\varepsilon^\circ = \frac{57^\circ,3 \cdot 3}{3 \cdot v} = \frac{114^\circ,6}{3v}$ или $\varepsilon^\circ = \frac{38^\circ,2}{v}$.

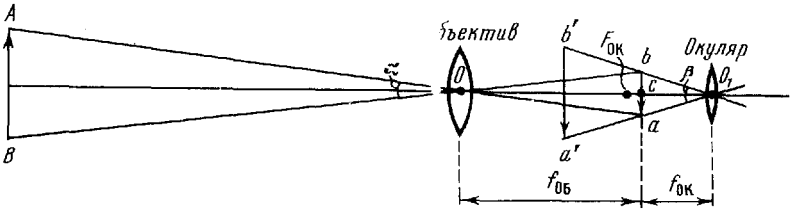


Рис. 62. Увеличение зрительной трубы

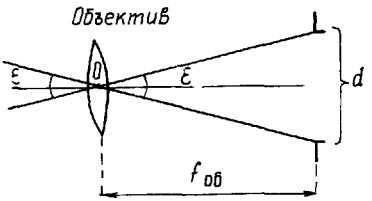


Рис. 63. Угол поля зрения зрительной трубы

Следовательно, чем больше увеличение, тем меньше угол поля зрения. Зрительные трубы геодезических приборов имеют угол поля зрения 1—2°.

Установка зрительной трубы для наблюдений. При наведении зрительной трубы на предмет наблюдатель должен одновременно видеть четкое изображение сетки нитей и предмета.

Установка зрительной трубы для наблюдений состоит из установки трубы по глазу и по предмету.

При установке трубы по глазу добиваются отчетливого изображения сетки нитей изменяя расстояние между окуляром и сеткой нитей путем вращения диоптрийной трубочки окуляра *5* (см. рис. 60).

При установке трубы по предмету добиваются отчетливого изображения наблюдаемого предмета перемещением фокусирующей линзы *6* путем вращения кольца кремальеры *2* (см. рис. 60). Это действие называют также фокусированием трубы. Если при этом плоскость изображения предмета и плоскость сетки нитей не совпадут, то образуется параллакс нитей.

Для выявления параллакса нитей наблюдатель перемещает у окуляра глаз вверх, вниз, влево, вправо. Если при этом центр сетки нитей совмещается с разными точками изображения, то параллакс имеется. Устраняют параллакс более тщательным фокусированием зрительной трубы.

Понятие об устройстве зеркально-линзовой зрительной трубы. В последние годы применяют в геодезических приборах зеркально-линзовые трубы системы Д. Д. Максутова (рис. 64).

Эти трубы дают более высокое качество изображения, имеют большое увеличение и малую длину (до 65^{x} при длине 21 см).

В зрительных трубах, как правило, применяется просветленная оптика. Суть просветления состоит в том, что на поверхности линз получают весьма тонкие пленки с небольшими показателями

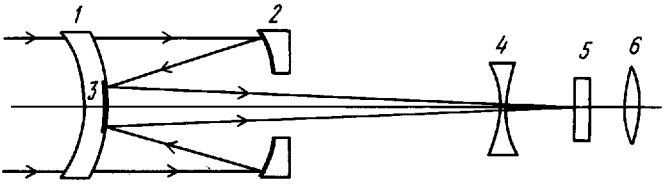


Рис. 64. Схема устройства зеркально-линзовой зрительной трубы:
1 — мениск, 2 — сферическое зеркало; 3 — зеркало на мениске; 4 — фокусирующая линза; 5 — сетка нитей; 6 — окуляр

преломления. Это приводит к уменьшению потерь света, т. е. к повышению яркости изображения.

Точность визирования зрительной трубы или критический угол зрения составляет $60''/v$, где v — увеличение трубы.

§ 25. УРОВНИ

Уровни служат для приведения осей или плоскостей приборов в горизонтальное или отвесное положение.

По форме уровни бывают цилиндрические и круглые.

Цилиндрический уровень. Цилиндрический уровень представляет собой стеклянную ампулу, в верхней части которой внутренняя поверхность имеет в продольном разрезе дугу окружности определенного радиуса. Радиус в зависимости от назначения уровня может быть от 3,5 до 200 м. Ампула наполняется легко движущейся жидкостью — серным эфиром или спиртом. Ампула наполняется жидкостью в нагретом состоянии и запаивается. После охлаждения внутри ампулы образуется пространство, наполненное парами жидкости, называемое пузырьком уровня.

Ампула уровня помещается в металлическую оправу, снабженную одним или двумя исправительными винтами. Посередине на поверхности ампулы наносится штрих. Точка O (рис. 65, *а*), называется нуль-пунктом уровня. По обе стороны от нуль-пункта наносят через 2 мм штрихи. Касательная KOZ к дуге BOD продольного сечения внутренней поверхности ампулы в нуль-пункте O называется осью цилиндрического уровня (см. рис. 65, *а*). Очевидно, что ось уровня KOZ перпендикулярна к радиусу OC дуги окружности BOD.

Центральный угол τ, стягивающий одно деление дуги ампулы, называется ценой деления уровня.

В момент, когда середина пузырька уровня совпадает с точкой O, ось уровня KOZ будет горизонтальна, а радиус OC займет вертикальное положение.

Наклоним уровень так, чтобы середина пузырька сместилась с нуль-пункта (точка O) на одно деление и совпала с точкой O_1. В этом случае радиус O_1C займет вертикальное положение, а радиус OC наклонится на угол τ. Ось уровня KOZ также

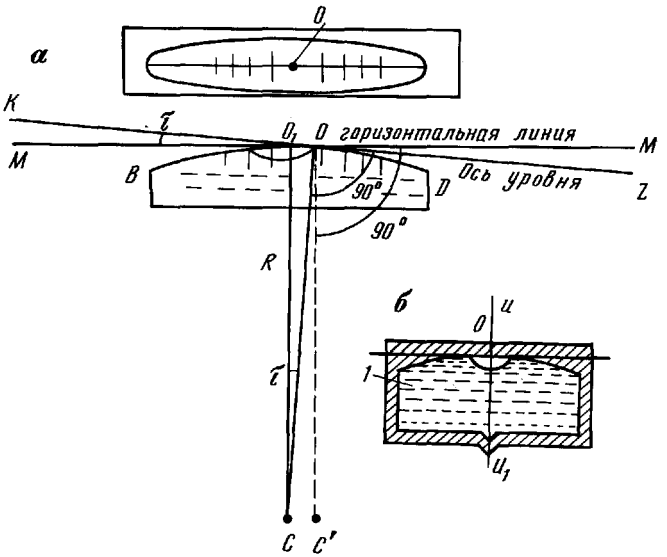


Рис. 65. Уровни:
а — цилиндрический; *б* — круглый

наклонится на угол τ, так как углы O_1CO и ZOM равны как углы с взаимно перпендикулярными сторонами (линия OC' параллельна O_1C).

Из рис. 65 видно, что цена деления уровня τ равна

$$\tau'' = \frac{l}{R}\rho'',$$

где l — расстояние между соседними штрихами шкалы уровня, R — радиус кривизны внутренней поверхности ампулы, ρ — величина радиана в секундах.

Из формулы следует, что цена деления уровня зависит от радиуса R кривизны внутренней поверхности ампулы. Чем больше радиус, тем меньше цена деления уровня и тем точнее уровень.

С ценой деления уровня связан и другой показатель его качества — чувствительность, т. е. минимальный угол наклона оси уровня, при котором перемещение пузырька можно заметить невооруженным глазом. В качестве такого наименьшего перемещения принимают величину, близкую к $0{,}1\tau$.

Чувствительность уровня зависит также от качества шлифовки верхней части внутренней поверхности ампулы, от вязкости наполнителя, длины пузырька и температуры. Рекомендуется иметь длину пузырька в пределах 0,3—0,5 длины открытой части ампулы.

Величина τ устанавливается в зависимости от назначения уровня и составляет от $1{,}5''$ до $2'$. Изменение температуры приводит к изменению длины пузырька. Для стабилизации длины

пузырька существуют компенсированные и камерные уровни. В ампулу компенсированного уровня вставляется пустотелая стеклянная трубочка, которая уменьшает объем жидкости в ампуле. Изменение температуры на уменьшенный объем жидкости незначительно изменяет длину пузырька.

В камерных уровнях ампула имеет камеру для регулирования длины пузырька. Для уменьшения длины пузырька уровень наклоняют так, чтобы часть пузырька переместилась в запасную камеру. Для увеличения длины пузырька уровень наклоняют в противоположном направлении, чтобы часть пузырька из запасной камеры переместилась в ампулу и соединилась с пузырьком уровня.

В некоторых геодезических приборах применяют накладной уровень — съемный уровень, оправа которого имеет рабочие поверхности для установки на горизонтальной оси прибора.

Уровни бывают также реверсивные — цилиндрические уровни со шкалами на двух диаметрально противоположных сторонах ампулы.

Круглый уровень имеет стеклянную ампулу 1, внутренняя поверхность которой является сферической поверхностью определенного радиуса. Посередине открытой части ампулы наносится нуль-пункт в виде кружка, диаметром 2 мм.

Осью круглого уровня является линия uu_1, перпендикулярная к плоскости, касательной к поверхности ампулы уровня в нуль-пункте. Если пузырек уровня находится в нуль-пункте, то ось круглого уровня занимает отвесное положение. На рис. 65, *б* — нуль-пункт круглого уровня, uu_1 — ось круглого уровня.

Круглые уровни имеют цену деления 5′ и более и предназначены для предварительной установки осей в отвесное положение. Поэтому круглые уровни иногда называют установочными.

§ 26. КЛАССИФИКАЦИЯ ТЕОДОЛИТОВ

Согласно ГОСТ 10529—86, теодолиты изготовляют типов Т1, Т2, Т5, Т15, Т30 и Т60.

Цифры в шифре обозначают среднюю квадратическую погрешность измерения горизонтальных углов одним приемом в секундах.

Теодолиты классифицируют по точности, материалам изготовления кругов, конструктивным особенностям, назначению.

По точности теодолиты делятся на три группы: высокоточные — Т1; точные — Т2, Т5; технические — Т15, Т30, Т60.

По материалам изготовления кругов теодолиты бывают с металлическими и стеклянными (из оптического стекла) угломерными кругами. Теодолиты со стеклянными кругами называются оптическими. Все современные теодолиты являются оптическими.

По конструкции теодолиты делятся на простые и повторительные.

У простого теодолита лимб горизонтального круга или не имеет своей оси вращения, или имеет приспособление для поворота и закрепления его в различных положениях.

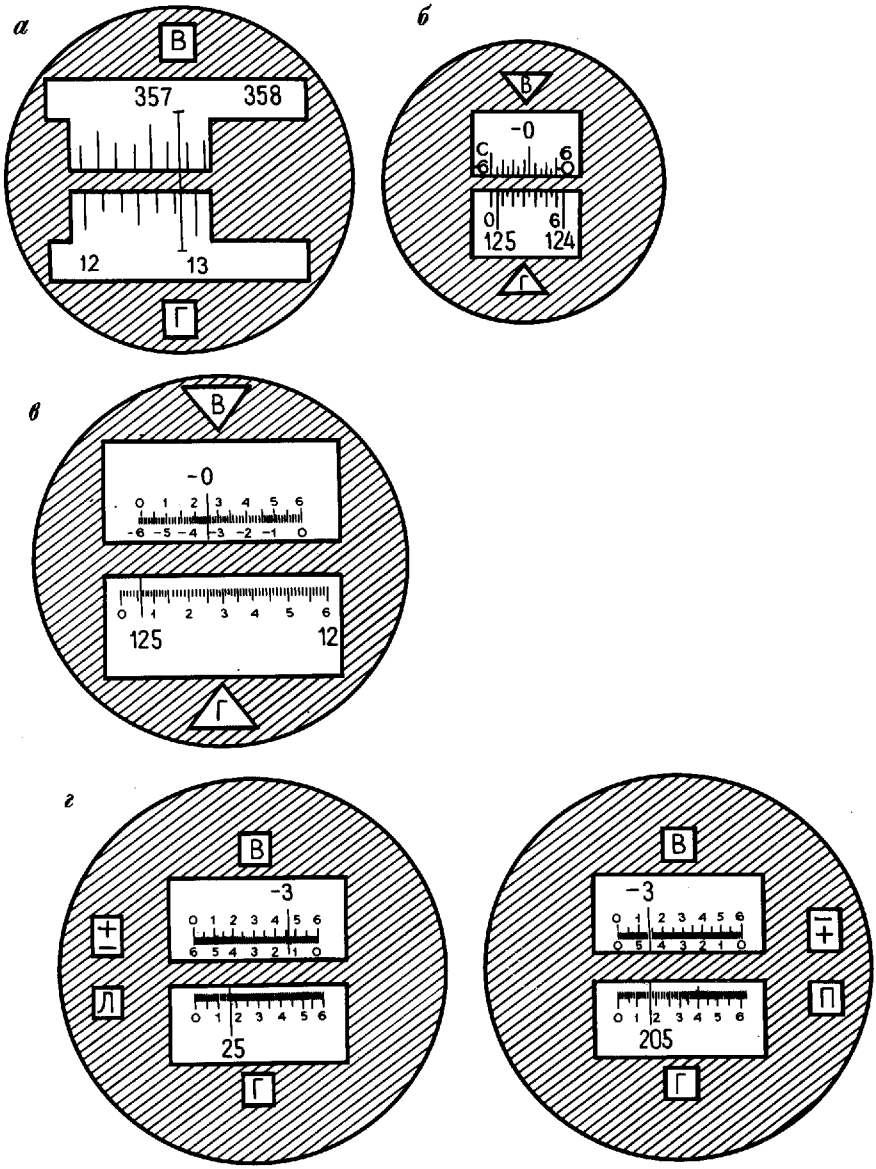


Рис. 66. Виды поля зрения отсчетных устройств теодолитов:

а — Т3О (отсчеты по кругам: горизонтальному 12°52′, вертикальному 357°16′; *б* — 2Т3О (отсчеты по кругам: горизонтальному 125°05,5′, вертикальному — 0°26′); *в* — 2Т5К (отсчеты по кругам: горизонтальному 125°05,2′, вертикальному — 0°25,3′); *г* — 3Т5КП (отсчеты по кругам: горизонтальному 25°16,5′ на левом рисунке, 205°16,5′ — на правом: вертикальному — 3°14′ — на обоих рисунках одинаков)

У повторительного теодолита лимб горизонтального круга имеет свою ось вращения, а также закрепительный и наводящий винты.

По назначению выделяют теодолиты маркшейдерские Т15М, Т30М.

В обозначении теодолита, имеющего прямое изображение, добавляется буква П, например, Т60П, а имеющего компенсатор, буква К, например Т5К.

Теодолиты всех типов, кроме Т60, должны иметь устройство электроосвещения для производства ночных наблюдений.

Для модификаций теодолитов перед обозначением теодолита следует указывать порядковый номер модели. Например, 2Т30, 2Т30П, 3Т5КП.

Теодолиты всех типов, за исключением Т1, должны иметь на кожухе зрительной трубы центрировочную метку для установки прибора под точкой.

Отсчетные устройства. В качестве отсчетных устройств используются в теодолитах шкаловые и штриховые микроскопы (рис. 66). Труба отсчетного микроскопа расположена рядом с окуляром зрительной трубы. Вращением диоптрийного кольца окуляра микроскоп устанавливают по глазу: в поле зрения должны быть четко видны отсчетный индекс или шкала и штрихи лимбов. Названия кругов обозначены буквами: г — горизонтальный, в — вертикальный. Для отсчитывания в теодолите Т30 используется штриховой микроскоп, в остальных приборах — шкаловой.

Цена деления лимбов теодолита Т30 — 10′. Отсчеты берутся по штриху—индексу с точностью до десятых долей «на глаз» наименьшего деления лимбов, т. е. с точностью 1′ (см. рис. 66, *а*).

Цена деления лимба теодолита 2Т30 и 2Т30П — 1°. Шкала разделена на 12 частей. Отсчеты берутся с точностью 0,5′ или 30″ (см. рис. 66, *б*).

В теодолитах Т15, Т5, 2Т5К и 3Т5КП в поле зрения отсчетных микроскопов видны одновременно изображения горизонтального и вертикального кругов. Цена деления лимбов этих теодолитов 1°. Счет градусных делений идет по ходу часовой стрелки. Для отсчитывания по кругам имеются две шкалы, разделенные на 60 делений. Длина каждой шкалы соответствует цене деления лимбов, т. е. 1°. Таким образом, одно деление шкалы соответствует 1′. Каждое десятое деление шкалы (десятки минут) удлинено и подписано: 1, 2, 3, 4, 5, 6. Индексом для отсчетов по шкале служат штрихи градусных делений лимбов. Точность отсчета по шкале 0,1′ (6″) (см. рис. 66, *в*, *г*).

Теодолит 2Т30П. Повторительный шкаловой теодолит 2Т30П (рис. 67) с односторонней отсчетной системой является модификацией предыдущих моделей Т30 и 2Т30. Его зрительная труба *8* дает прямое изображение и имеет оптический визир *17* для предварительного наведения на предмет. Фокусировка зрительной трубы осуществляется вращением винта кремальеры *19*: установленный на трубе цилиндрический уровень *6* с юстировочным винтом *7* позволяет выполнять прибором нивелирование горизонтальным лучом. Ось вращения теодолита приводится в отвесное положение подъемными винтами *13* с помощью цилиндрического уровня *18* при горизонтальном круге. Уровень расположен параллельно коллимационной плоскости трубы и заменяет отсутствующий в приборе уровень вертикального круга. Вместе с трубой скреплены вертикальный круг *5* и отсчетный микроскоп *2*, в поле зрения которого посредством оптической системы передается изображение отсчетных шкал обоих кругов. Для освещения шкал служит зеркало *3*. Закрепительным винтом *20* трубу фиксируют в заданном положении, а наводящим винтом *10* медленно вращают в вертикальной плоскости до точного совмещения центра сетки нитей с визирной целью. Горизонтальный круг и алидадная часть могут вращаться совместно и раздельно, что обеспечивается наводящими винтами лимба *1* и алидады *11*. Резьбовая часть винта *1* защищена втулкой *14*. Основание теодолита, с которым скреплена подставка *12*, служит одновременно дном футляра прибора. Вертикальная ось прибора полая, а основание в центре имеет винтовое отверстие. Это позволяет центрировать теодолит над вершиной измеряемого угла с помощью зрительной трубы, устанавливаемой

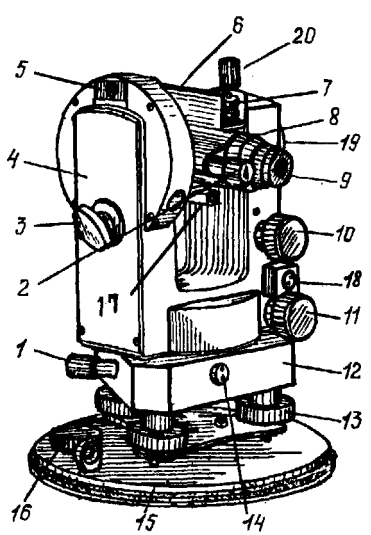


Рис. 67. Теодолит 2Т30П

вертикально объективом вниз. Закрепление прибора на головке штатива осуществляется становым винтом, ввинчиваемым в отверстие основания. При перевозке теодолита это отверстие закрывается крышкой *16*.

Теодолит 2Т30П укомплектовывается ориентир-буссолью, устанавливаемой в посадочный паз *5* на вертикальном круге.

Теодолит 2Т5К. Теодолит 2Т5К (рис. 68, *а*) имеет неповторительную систему вертикальной оси; роль уровня при алидаде вертикального круга прибора выполняет оптический маятниковый компенсатор с самоустанавливающимся индексом вертикального круга.

Ось вращения *24* зрительной трубы *4* закреплена в колонке *1*. В колонке установлены также узлы и детали отсчетной системы, маятниковый компенсатор, наводящее устройство зрительной трубы и оптический центрир. По обе стороны зрительной трубы расположены оптические визиры *6*, на ее корпусе имеется клиновое кольцо *3*. Вращая его, изменяют направление визирной оси трубы при устранении коллимационной погрешности. Фокусировка изображения предмета осуществляется с помощью кремальеры *8*, окуляр устанавливается «по глазу» поворотом диоптрийного кольца *10*.

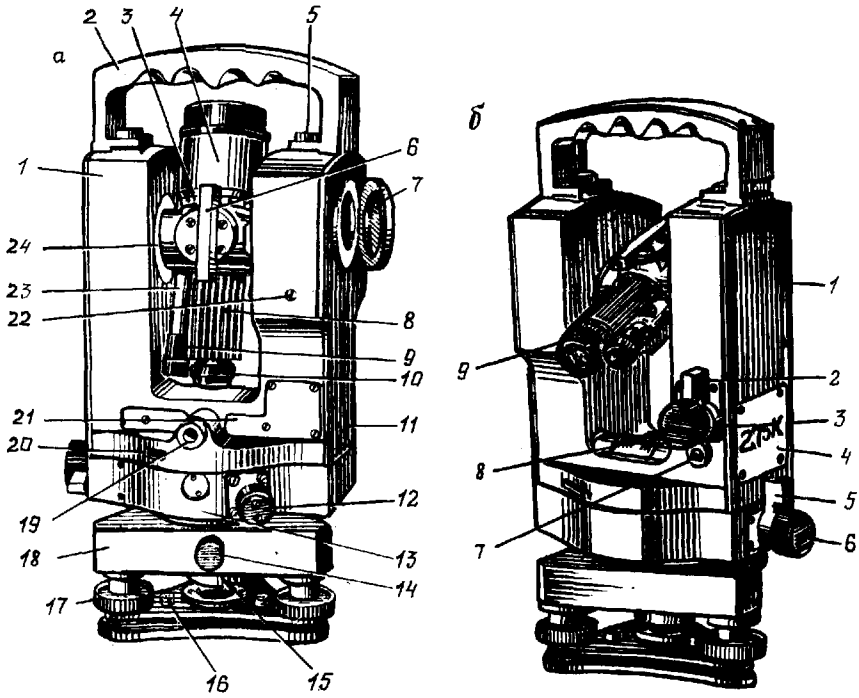


Рис. 68. Теодолит 2Т5К

Таблица 5

Характеристики	Теодолиты									
				Шкаловые						Штриховые
	3Т5КП	2Т5КП	2Т5К	2Т5	Т5	Т15	Т15К	2Т30П	2Т30	Т30
					Зрительные трубы					
Увеличение, крат	30	27,5	27,5	27,5	25	25	25	20	20	20
Поле зрения	1°30′	1°30′	1°30′	1°30′	1°30′	1°30′	1°30′	2°	2°	2°
Фокусное расстояние объектива, мм	239	219	219	219	250	200	157	157	157	157
Диаметр выходного зрачка, мм	1,34	1,4	1,4	1,4	1,4	1,4	1,4	1,35	1,35	1,35
s_{min}, м	1,5	2,0	2,0	2,0	1,5	1,2	1,2	1	1	1
s_{min} с насадкой, м	0,9									
					Отсчетная система					
Диаметр лимба, мм	90	95;70	95;70	90;70	90;70	76;72	76;72	70	70	72
Цена деления лимба	1°	1°	1°	1°	1°	1°	1°	1°	1°	10′
Увеличение микроскопа, крат	70	76;73	70	71;67	65	72	72	18	18	18
Цена деления шкалы, мин	1	1	1	1	1	1	1	5	5	—
Погрешность отсчитывания, мин	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,5	0,5	1
Цена деления уровня на алидаде горизонтального (вертикального) круга:						Уровни				
цилиндрического, с	30	30	30	30(15)	45(15)	45(30)	45	45	45	45
круглого, мин	5	10	10							
						Компенсатор				
Диапазон действия, мин	±4	±3,5	±3,5	—	—	—	±3,5	—	—	—
Погрешность компенсации, с	1—2	±2	±2	—	—	—	±2,0	—	—	—
						Оптический центрир				
Увеличение, крат	2,5	2,5	2,5	2,5	2,5	2,5	2,5	—	—	—
Масса теодолита, кг	4	4,2	4,2	4,4	3,5	3	3	2,3	2,3	2,2

Для предварительной установки отсчета по горизонтальному кругу служит круг-искатель с иллюминатором *20*. Круг вращается рукояткой *12*, расположенной на корпусе низка *13*.

Перед поворотом рукоятки необходимо нажать на нее вдоль оси вращения. Корпус низка скреплен с колонкой четырьмя винтами. В нем расположен механизм наводящего устройства алидады.

На боковой крышке *11* находится зеркало *7*, освещающее поле зрения отсчетного микроскопа 9. На противоположной стойке *4* колонки (см. рис. 68, *б*) размещены наводящие винты *6*, *3* и закрепительные винты *2*, *5* (курки) алидады горизонтального круга и зрительной трубы. Между стойками колонки располагается цилиндрический уровень алидады *8* с юстировочным винтом *7* (см. рис. 68, *б*). В теодолите имеется оптический центрир; его окуляр *19* устанавливают «по глазу» вращением диоптрийного кольца до получения четкого изображения концентрических окружностей, нанесенных на сетке. Винтами *5* на колонке укреплена ручка *2* для переноски теодолита, придающая колонке дополнительную жесткость.

Теодолит укомплектован съемной подставкой *18* с закрепительным винтом *14*. Приведение оси вращения прибора в отвесное положение осуществляется подъемными винтами *17* с помощью цилиндрического уровня *8*.

На пружине трегера *16* расположена соединительная втулка *15* для закрепления теодолита становым винтом на штативе.

В комплект теодолита входит ориентир-буссоль, устанавливаемая в пазе ручки прибора *2*.

Основные характеристики современных теодолитов приведены в табл. *5*.

§ 28. ПОВЕРКИ И ЮСТИРОВКИ ТЕОДОЛИТОВ

В исправном теодолите взаимное расположение его частей и осей должно отвечать определенным геометрическим условиям, вытекающим из принципа измерения горизонтальных углов. Контроль за выполнением этих условий, осуществляемый перед началом работ, называется поверками теодолита.

1. *Ось цилиндрического уровня, расположенного на алидаде горизонтального круга, должна быть перпендикулярна к основной оси вращения теодолита.*

Основной осью вращения теодолита считается ось вращения алидадной части горизонтального круга. Поверку производят следующим образом.

При неподвижном лимбе открепляют зажимной винт алидадной части и, поворачивая ее вместе с уровнем, устанавливают уровень параллельно двум любым подъемным винтам. Вращая подъемные винты в противоположные стороны, устанавливают пузырек уровня в нуль-пункт. Ось уровня uu' займет горизонтальное положение (рис. 69). Берут отсчет по горизонтальному кругу и поворачивают

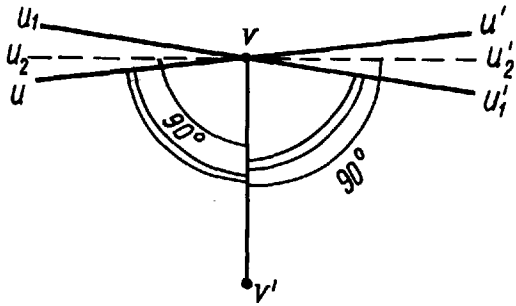


Рис. 69. Поверка уровня в теодолите

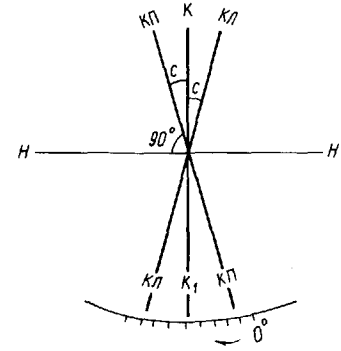


Рис. 70. Коллимационная погрешность зрительной трубы

алидаду с уровнем на 180°. Если ось uu' не перпендикулярна к основной оси вращения теодолита vv', то после поворота на 180° она займет положение u_1u_1'. Величину угла uvu_1 выразит дуга ампулы, на которую переместится пузырек уровня от нуль-пункта.

Проведем через точку v линию $u_2u'_2$, перпендикулярную к оси вращения vv_1 (см. рис. 69) $\angle uvu_2+\angle uvv'=90°$ по построению. $\angle v'vu'_1=\angle v'vu$, так как $\angle v'vu$ после его поворота на 180° вокруг оси vv' окажется в положении $\angle v'vu'_1$. Но $\angle v'vu'_1+\angle u'_1vu'_2=90°$ и $\angle v'vu+\angle uvu_2=90°$. Таким образом, $\angle uvu_2=\angle u'_1vu'_2$. Однако $\angle uvu_2=\angle u'_2vu'$, а $\angle u'_1vu'_2=\angle u_2vu_1$ как углы вертикальные, т. е. $\angle uvu_2=\angle u_2vu_1=\angle u'vu'_2=\angle u'_2vu'_1$, следовательно, линия $u_2u'_2$ является биссектрисой угла uvu_1. Для того чтобы ось уровня поставить в положение биссектрисы угла $u_2u'_2$, перпендикулярной к оси вращения теодолита vv', действуя исправительными винтами уровня, перемещают пузырек в сторону нуль-пункта на половину дуги отклонения.

Эти действия исправительными винтами называются юстировкой. Поверку следует повторить.

После выполнения поверки уровня ось вращения теодолита приводят в отвесное положение (или плоскость лимба горизонтального круга — в горизонтальное положение) следующим образом. Вращая алидаду, устанавливают уровень параллельно двум подъемным винтам и, вращая эти винты в противоположные стороны, приводят пузырек уровня в нуль-пункт. Затем поворачивают алидаду на 90°, устанавливая уровень по направлению третьего подъемного винта и вращая его, приводят пузырек уровня в нуль-пункт.

2. *Визирная ось зрительной трубы должна быть перпендикулярна к оси вращения трубы.*

Если визирная ось KK_1 перпендикулярна к оси вращения трубы HH (рис. 70), то при вращении трубы вокруг своей оси она опишет плоскость, называемую коллимационной. Угол отклонения визирной оси от перпендикуляра к оси вращения трубы называется коллимационной погрешностью, которая обозначается буквой c.

При визировании зрительной трубой вертикальный круг может находиться или слева или справа по отношению к наблюдателю. Поэтому различают наблюдения, выполненные при «круге лево» — КЛ и наблюдения, выполненные при «круге право» — КП.

Указанную поверку выполняют следующим образом.

Приведя лимб в горизонтальное положение, наводят зрительную трубу при круге лево на какую-либо четко видимую точку, расположенную вблизи горизонта. Взяв отсчет КЛ по лимбу, переводят трубу через зенит, визируют на ту же точку и вновь берут отсчет КП. При наличии коллимационной погрешности с отсчеты, свободные от ее влияния, будут равны соответственно КЛ—c и КП+c±180°. Следовательно,

$$2c = КЛ - (КП \pm 180°),$$

$$c = \frac{КЛ - (КП \pm 180°)}{2}.$$

Если $c \leq 1'$ для технических теодолитов и $c \leq 0{,}2'$ для теодолита 3Т5КП, условие считается выполненным. Для устранения недопустимой коллимационной погрешности устанавливают алидаду на один из исправленных отсчетов (КЛ—с или КЛ+c±180°); при этом центр сетки сместится с наблюдаемой точки. Далее снимают колпачок, закрывающий исправительные винты сетки нитей, ослабляют вертикальные винты *5, 10* (см. рис. 61, *в*) и, действуя боковыми винтами *3, 7*, совмещают центр сетки нитей с наблюдаемой точкой. У теодолитов 2Т5К и 3Т5КП это совмещение выполняют вращением клинового кольца *3*, расположенного в объективной части трубы (см. рис. 68, *а*).

Поверку следует повторить при других отсчетах по лимбу.

П р и м е р. При определении коллимационной погрешности были получены следующие результаты:

КЛ = 46°18′; КП = 226°24′; $2c$ = 46°18′—(226°24′—180°) = —0°06′
c = —0°03′.

Исправленные отсчеты будут равны: при круге право 226°24′+ +(—0°03′) = 226°21′; при круге лево 46°18′—(—0°03′) = 46°21′.

3. *Ось вращения зрительной трубы должна быть перпендикулярна к основной оси вращения теодолита.*

Установив теодолит в 10—20 м от стены здания и приведя лимб в горизонтальное положение, визируют на высоко расположенную точку M (рис. 71). Наклонив трубу до примерно горизонтального положения, отмечают на стене точку m_1, в которую проектируется центр сетки нитей. Переведя трубу через зенит, вновь наводят ее на точку M и аналогичным способом получают вторую проекцию m_3 центра сетки. Условие считается выполненным m_2, если расстояние между проекциями m_1 и m_3 в поле зрения трубы не превышает 1/3 ширины биссектора. В современных теодолитах выполнение этого условия гарантируется заводом-изготовителем. При необходимости юстировка производится в мастерской.

Рис. 71. Поверка положения оси вращения трубы

4. *Вертикальный штрих сетки нитей должен находиться в коллимационной плоскости зрительной трубы.*

Установив основную ось вращения прибора в отвесное положение, наводят вертикальный штрих сетки на четко видимую удаленную точку и наводящим устройством медленно вращают трубу вокруг ее оси. Если при этом изображение наблюдаемой точки остается на вертикальном штрихе или отклоняется от него не более, чем на 2—3 его толщины — условие выполнено. В противном случае, ослабив торцовые винты, поворачивают окулярную часть вместе с сеткой на требуемый угол. Поверку повторяют, и если условие окажется выполненным, закрепляют торцовые винты. После окончания юстировки необходимо вторично произвести поверку перпендикулярности визирной оси трубы к оси ее вращения.

5. *Визирная ось оптического центрира должна совпадать с основной осью вращения теодолита.*

Основную ось вращения теодолита тщательно приводят в отвесное положение. Под штативом укрепляют лист чистой бумаги и на нем отмечают изображение центра сетки оптического центрира. Затем дважды поворачивают алидаду горизонтального круга на 120° и после каждого поворота отмечают на бумаге изображение центра сетки центрира. Если эти три изображения окажутся в одной точке, то условие выполнено. В противном случае в центре образованного треугольника намечают точку и на эту точку перемещают изображение центра сетки центрира, действуя юстировочными винтами центрира.

Поверки, относящиеся к вертикальному кругу, изложены в § 32.

§ 29. УСТАНОВКА ТЕОДОЛИТА НАД ВЕРШИНОЙ ИЗМЕРЯЕМОГО УГЛА

Установка поверенного теодолита над вершиной измеряемого угла заключается в центрировании, горизонтировании (нивелировании) и ориентировании лимба горизонтального круга.

Целью центрирования является установка центра лимба на отвесной линии, проходящей через вершину измеряемого угла. Центрирование производится с помощью оптического центрира или нитяного отвеса передвижением теодолита в головке штатива.

При центрировании теодолитов Т30 и 2Т30 может использоваться зрительная труба. В этом случае на окуляры зрительной трубы и отсчетного микроскопа надевают окулярные насадки, а зрительную трубу направляют объективом вниз и устанавливают отсчет по вертикальному кругу 270°—МО (МО — место нуля).

Горизонтирование, т. е. приведение основной оси вращения теодолита в отвесное положение (или плоскости лимба в горизонтальное положение) производят с помощью поверенного цилиндрического уровня, расположенного на алидаде горизонтального круга вращением трех подъемных винтов.

Ориентирование лимба осуществляют по заданному направлению или магнитному меридиану. Открепив алидаду, ее наводящим устройством устанавливают отсчет 0°00′. Скрепляют алидаду с лимбом и наводят на заданное направление.

Для ориентирования по магнитному меридиану укрепляют на теодолите буссоль, открепляют арретир магнитной стрелки, объектив зрительной трубы направляют на север, открепляют зажимной винт лимба и, вращая лимб вместе со скрепленной с ним алидадой (отсчет 0°00′ остается неизменным), устанавливают по северному концу магнитной стрелки отсчет 0°00′. В этом положении лимб закрепляют.

В результате указанных действий визирная ось зрительной трубы будет находиться в плоскости заданного направления или магнитного меридиана (или будет им параллельна), а отсчет по горизонтальному кругу равен 0°00′.

При работе с ориентированным по магнитному меридиану лимбом отсчеты по магнитной стрелке, сделанные при визировании по сторонам угла, будут являться магнитными азимутами. Разность магнитных азимутов будет равна приближенному значению измеряемого угла. В дальнейшем по измеренным магнитным азимутам определяют магнитное склонение.

В результате установки поверенного теодолита над вершиной измеряемого угла будут выполнены все требования, вытекающие из принципа измерения горизонтального угла.

§ 30. СПОСОБЫ ИЗМЕРЕНИЯ ГОРИЗОНТАЛЬНЫХ УГЛОВ

Горизонтальные углы измеряют способом приемов, способом круговых приемов, способом повторений.

Способ приемов и способ повторений применяют в тех случаях, когда нужно измерить один угол (рис. 72, *а*). Способ круговых приемов применяют тогда, когда при общей вершине необходимо измерить углы между несколькими направлениями (рис. 72, *б*).

Место установки геодезического прибора над заданной точкой называется станцией.

Способ приемов. Устанавливают теодолит над вершиной *В* измеряемого угла.

При ориентированном и закрепленном лимбе, открепив алидаду, наводят центр сетки нитей на нижнюю часть вехи, установленной

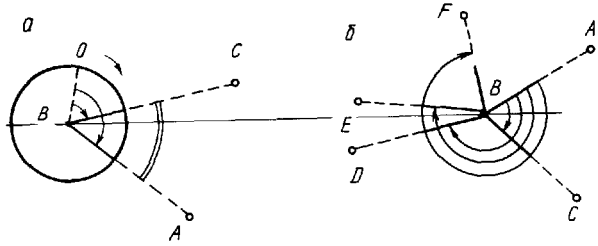


Рис. 72. Схемы измерения горизонтальных углов:
а — один угол (способ приемов); *б* — несколько направлений (способ круговых приемов)

в точке *А*. Если сетка нитей имеет биссектор, то визируют так, чтобы изображение вехи располагалось в середине биссектора и ближе к центру сетки нитей. Наличие биссектора повышает точность визирования, так как устраняется влияние на него толщины нитей. Закрепляют алидаду и зрительную трубу. Окончательное наведение центра сетки нитей производят, действуя наводящими винтами алидады и зрительной трубы. Берут первый отсчет.

Затем, ослабив закрепительные винты алидады и зрительной трубы, визируют на нижнюю часть вехи, установленной в точке *С*. Берут второй отсчет. Разность первого и второго отсчетов даст величину измеряемого горизонтального угла. Если отсчет при визировании на точку *А* окажется меньше отсчета на точку *С*, то к отсчету на точку *А* прибавляют 360°.

Указанные наблюдения, выполненные при одном положении вертикального круга, составляют один полуприем.

Для контроля и повышения точности угол измеряют второй раз. Для этого переводят зрительную трубу через зенит и при другом положении вертикального угла выполняют аналогичные наблюдения, которые составят второй полуприем. Два полуприема составляют один прием.

В теодолитах с односторонней системой отсчитывания по кругам лимб между полуприемами сдвигают на 1—2°. При измерении углов теодолитами с двусторонней системой отсчитывания лимб между полуприемами переставляют примерно на 90°.

Расхождение между значениями углов, полученных в полуприемах, не должно превышать:

Теодолит	Т30	2Т30	Т15	Т5	Т5К	2Т5К
Расхождение между значениями углов, мин	2	2	1	0,5	0,5	0,5

При допустимом расхождении вычисляют среднее значение, которое будет являться окончательным результатом измеренного угла.

Все записи и вычисления производят в журнале установленной формы.

Способ круговых приемов. Устанавливают теодолит над точкой или пунктом наблюдений. Выбирают начальное направление. За начальное принимают направление на наиболее удаленный пункт с хорошей видимостью во время наблюдений.

Наблюдения начинают при КЛ. После ориентирования по магнитной стрелке лимб надежно закрепляют. Открепляют алидаду и, вращая ее по ходу часовой стрелки, визируют по начальному направлению, совмещая центр сетки нитей с наблюдаемым пунктом и берут отсчет. Затем, вращая алидаду по ходу часовой стрелки, визируют и берут отсчеты последовательно на остальные пункты. В завершение первого полуприема вновь наводят трубу и берут отсчеты на начальный пункт. Повторные отсчеты на начальный пункт (замыкание горизонта) позволяют убедиться в неподвижности лимба во время наблюдений. Расхождение между отсчетами на начальный пункт в начале и в конце первого полуприема не должно превышать полуторной точности отсчетного устройства.

Во втором полуприеме трубу переводят через зенит и наблюдения на пункты производят в противоположной последовательности, т. е. против хода часовой стрелки, заканчивая второй полуприем повторным наведением трубы и отсчетами на начальный пункт. После этого для каждого пункта вычисляют значения двойной коллимационной погрешности $2c$, колебания которой в приеме не должны превышать двойной точности отсчетного устройства.

При совмещении центра сетки нитей с визирными целями рекомендуется действовать наводящими винтами алидады и трубы на ввинчивание и на средних витках винтов. Результаты наблюдений записывают в журнал (табл. 6).

Из двух средних значений направлений на начальный пункт в начале и конце приема (1) и (2) в табл. 6 выводят среднее значение (3), которое выписывают над средним отсчетом (1). Затем, вычитая это среднее значение (3) из всех полученных средних отсчетов, получают окончательные, приведенные к нулю значения горизонтальных направлений в первом приеме.

Горизонтальные направления измеряют обычно несколькими круговыми приемами с перестановкой лимба между приемами на $180°/n$, где n — число круговых приемов.

Таблица 6

Горизонтальный круг					
Наблюдаемый пункт	Отсчеты		$2c$ КЛ−КП± ±180°	Средние отсчеты	Направления
	КЛ	КП			
Рязаново	77°33,5′	257°33,9′	—0,4′	$\frac{77°33,8′(3)}{77°33,7′(1)}$	0°00,0′
Нечаево	107 44,8	287 45,0	—0,2	107 44,9	30 11,1
Полигон	183 08,7	3 09,4	—0,7	183 09,0	105 35,2
Рязаново	77 33,8	257 34,2	—0,4	77 34,0 (2)	

Таблица 7

Теодолит	Замыкание горизонта	Колебание 2с	Колебание направлений из разных приемов
Т30	1,5′	2,0′	1,5′
Т15	0,8	1,0	0,8
Т5, Т5К, 2Т5К, 3Т5КП	0,3	0,8	0,3

Делается это для того, чтобы разные приемы производились на разных частях лимба, что позволит:

а) увереннее контролировать отсчеты, так как эти отсчеты в разных приемах будут совершенно различны;

б) ослабить в измеренных направлениях погрешности делений лимба.

Вторые и последующие приемы после соответствующих перестановок лимба выполняются так же, как и первый.

Сходимость приведенных к общему нулю одноименных направлений в разных приемах является третьим полевым контролем качества наблюдений (табл. 6).

Приведем допуски при измерении направлений (табл. 7).

Если в любом из указанных выше видов контролей расхождение превышает допустимую величину, то все наблюдения в этом приеме выполняются заново при той же ориентировке лимба.

Часто при измерениях углов способом круговых приемов лимб теодолита ориентируют по начальному направлению. Для этого на горизонтальном круге устанавливают отсчет, близкий к 0 (например 0°02′). Скрепляют алидаду с лимбом, открепляют лимб и визируют по начальному направлению. Закрепляют лимб. Дальнейшие наблюдения выполняют аналогично указанным выше.

Способ повторений. Способом повторений углы измеряют повторительными теодолитами, у которых точность отсчетов по горизонтальному кругу ниже точности визирования, что имеет место у теодолитов, у которых в качестве отсчетного устройства используется штриховой микроскоп. Так, у теодолита Т30 точность отсчета по штриховому микроскопу 1′(60″), а точность визирования $\frac{60'}{v} = \frac{60'}{20} = 3''$.

Сущность способа повторений заключается в откладывании на лимбе измеряемого угла несколько (n) раз, (n повторений). При этом берутся два отсчета по лимбу — в начале и в конце наблюдений. Для вычисления угла необходимо из конечного отсчета вычесть начальный и полученный результат разделить на n повторений. У полученного таким образом результата измерения угла погрешность отсчетов по лимбу будет уменьшена.

Техника измерения угла. Устанавливают теодолит над вершиной измеряемого угла, центрируют и горизонтируют лимб. Вращением алидады при КЛ устанавливают отсчет по лимбу, равный 0°00′. Окончательную установку нулевого

отсчета производят, скрепив алидаду с лимбом и действуя наводящим винтом алидады на ввинчивание. Открепив лимб и вращая его вместе с алидадой, визируют на точку *С* (см. рис. 72, *а*). Берут отсчет. Затем открепляют алидаду горизонтального круга и, вращая ее по ходу часовой стрелки, визируют на правую точку *А*. Берут отсчет, который называется контрольным. На этом заканчивается первое повторение.

Сохраняя алидаду закрепленной на лимбе, открепляют лимб и, вращая его вместе с алидадой, визируют на точку *С*. Отсчет не производят. Открепив алидаду и, вращая ее по ходу часовой стрелки, вторично визируют на точку *А*. Отсчет не производят. Указанные наблюдения составят второе повторение. Так выполняют n повторений. В последнем повторении при визировании на правую точку *А* берут отсчет. Начальный и последний, а также контрольный отсчеты записывают в журнал. Так как начальный отсчет был 0°00′, то последний отсчет составит n-кратное значение измеряемого угла. Контрольный отсчет, равный однократному значению угла, используется для определения числа произведенных повторений.

На этом заканчивается первый полуприем. После этого переводят зрительную трубу через зенит. Открепив алидаду при КП, визируют на правую точку *А* и производят отсчет по лимбу. Затем, открепив алидаду и вращая ее против хода часовой стрелки, визируют на левую точку *С*. Отсчет не производят. После этого открепляют лимб и, вращая его вместе с алидадой против хода часовой стрелки, визируют на правую точку *А*. И так повторяют наблюдения столько раз, сколько при КЛ. Второй полуприем заканчивают визированием на точку *С* и берут отсчет, который должен быть близок к 180°.

§ 31. ТОЧНОСТЬ ИЗМЕРЕНИЯ ГОРИЗОНТАЛЬНЫХ УГЛОВ

Точность измерения углов зависит от точности теодолита, а также от качества его юстирования и методики наблюдений.

Основными источниками погрешностей при измерении углов являются следующие:

1. *Погрешности прибора.* Строгого соблюдения всех условий, заложенных в конструкции прибора, добиться невозможно. Однако погрешности, вызванные эксцентриситетом алидады, наклоном оси вращения зрительной трубы и коллимационной ошибкой, исключаются из окончательного результата правильной методикой работ. Для этого наблюдения в каждом приеме необходимо проводить при двух кругах КЛ и КП. Среднее из отсчетов при двух кругах будет свободно от этих погрешностей.

Погрешность, вызванная наклоном основной оси вращения теодолита, методикой не исключается и не ослабляется. Поэтому при наблюдениях основную ось вращения теодолита нужно приводить в отвесное положение.

Погрешности делений лимба малы и ими можно пренебречь.

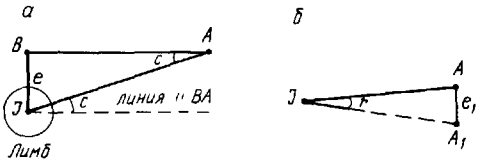


Рис. 73. Схемы погрешностей: *а* — за центрирование; *б* — за редукцию

Кроме того, влияние этих погрешностей можно ослабить, производя измерения углов на различных частях лимба.

2. *Погрешность центрирования.* При коротких сторонах угла следует повысить точность центрирования, что можно сделать с помощью оптического центрира.

В тех случаях, когда центр лимба J и вершина измеряемого угла B (рис. 73, *а*) не находятся на одной отвесной линии, то вместо направления BA будет измерено направление JA. Для получения значения направления BA в фактически измеренное направление JA необходимо ввести поправку за центрировку c.

3. *Погрешность установки знаков в точках наблюдения. Погрешность редукции.* В ряде случаев приходится визировать на точку, находящуюся в стороне от точки, на которую необходимо производить наблюдения. Так, например, при наблюдении на сигналы визируют на ось визирного барабана. Но ось визирного барабана, как правило, оказывается в стороне от отвесной линии, проходящей через центр знака A, на который следовало бы визировать. Поэтому вместо направления JA будет измерено направление JA' (см. рис. 73, *б*).

Для получения значения направления JA в фактически измеренное направление JA' необходимо ввести поправку за редукцию r.

Порядок определения поправок за центрировку c и редукцию r изложен в § 116.

Если в наблюдаемых точках установлены вехи, то следует визировать на нижнюю часть вех.

4. *Погрешности собственного измерения угла.* К ним относятся погрешности визирования и отсчета.

Погрешность визирования мала $\left(\frac{60''}{v}\right)$ и ею можно пренебречь. При достаточной длине сторон угла и тщательной установке теодолита и вех погрешности за центрировку и редукцию также будут малы. Поэтому основной погрешностью в измерении углов для технических теодолитов будут являться погрешности в отсчетах по лимбу.

§ 32. НАЗНАЧЕНИЕ И УСТРОЙСТВО ВЕРТИКАЛЬНОГО КРУГА. ВЫЧИСЛЕНИЕ МЕСТА НУЛЯ И ВЕРТИКАЛЬНЫХ УГЛОВ

Вертикальный круг предназначен для измерения вертикальных углов или зенитных расстояний.

Угол, образованный наблюдаемым направлением OM с гори-

Рис. 74. Схема взаимного расположения угла наклона ν и зенитного расстояния z

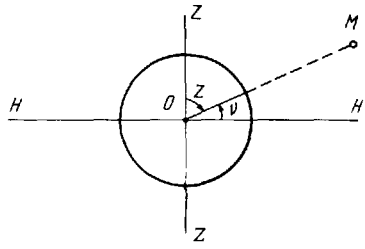
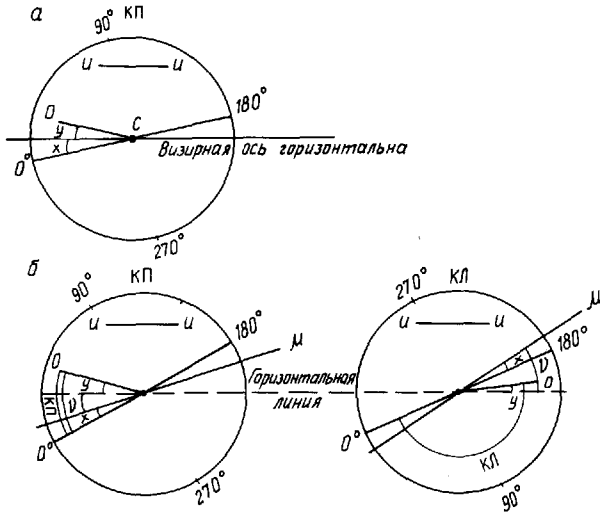


Рис. 75. К выводу формул для вычисления места нуля и углов наклона:

а — при КП визирная ось и ось цилиндрического уровня горизонтальны; *б* — при КП и КЛ визирная ось направлена на наблюдаемую точку.



зонтальной линией *OH*, называется вертикальным углом или углом наклона ν (рис. 74).

Угол, образованный наблюдаемым направлением *OM* с отвесной линией *OC*, называется зенитным расстоянием *z*.

Вертикальный угол и зенитное расстояние находятся в вертикальной плоскости, проходящей через наблюдаемое направление.

Углы наклона ν, отсчитанные от горизонтальной линии вверх, являются положительными, а вниз — отрицательными. Они могут принимать значения от 0 до 90°. Алгебраическая сумма $\nu+z=90°$. Зенитные расстояния всегда положительны и могут быть от 0 до 180°.

Устройство вертикального круга. Вертикальный круг состоит из лимба, наглухо скрепленного с осью вращения зрительной трубы, и алидады.

На лимбе нанесены градусные деления, счет которых может идти по ходу или против хода часовой стрелки.

На алидаде установлено отсчетное устройство и цилиндрический уровень или заменяющий его компенсатор. Уровень или компенсатор предназначены для установки нулевого штриха отсчетного устройства в горизонтальное положение.

Вычисление места нуля и вертикальных углов. На рис. 75, *а* показано: при круге право счет градусных делений на лимбе вертикального круга идет по ходу часовой стрелки от 0 до 360°; *ии* — ось цилиндрического уровня горизонтальна или включен компенсатор; *О* — нулевой штрих отсчетного устройства; *х* — угол, составленный направлением визирной оси с нулевым диаметром лимба вертикального круга; *у* — угол, составленный горизонтальной линией с радиусом алидады *ОС*, проходящим через нулевой штрих отсчетного устройства.

Если визирную ось зрительной трубы и ось цилиндрического уровня, расположенного на алидаде вертикального круга, привести в горизонтальное положение, то в этот момент отсчет по вертикальному кругу должен быть равен нулю.

Однако вместо нуля, как правило, получается другой отсчет. Из рис. 75, *а* видно, что вместо нуля, по вертикальному кругу будет взят отсчет, называемый местом нуля (*МО*), равный сумме углов $x+y$, т. е. $МО = x+y$.

Таким образом местом нуля (*МО*) называется отсчет по вертикальному кругу, соответствующий горизонтальному положению визирной оси зрительной трубы и оси цилиндрического уровня, расположенного на алидаде вертикального круга (когда пузырек уровня приведен в нуль-пункт).

Если на алидаде вертикального круга вместо уровня установлен компенсатор, то перед отсчетами он должен быть включен. Для этого основную ось вращения теодолита приводят в отвесное положение с помощью уровня, расположенного на алидаде горизонтального круга.

На рис. 75, *б* при КП счет градусных делений идет по ходу часовой стрелки. После перевода зрительной трубы через зенит при КЛ счет градусных делений показан на рис. 75,. *б*.

В этом случае при визировании на наблюдаемую точку отсчет по вертикальному кругу не будет равен углу наклона.

Зависимость между отсчетом *МО* и ν при КП и КЛ показана на рис. 75, *б*:

$$\nu = КП - МО, \tag{4.1}$$

$$\nu = 180° - КЛ + МО. \tag{4.2}$$

Суммируя выражения (4.1) и (4.2) получают

$$2\nu = КП - МО + 180° - КЛ + МО \quad \text{или}$$

$$\nu = (КП - КЛ + 180°)/2.$$

Вычитая из выражения (4.1) выражение (4.2) получают

$$КП - МО - 180° + КЛ - МО,$$

$$2МО = КП + КЛ - 180°,$$

$$МО = (КП + КЛ - 180°)/2.$$

У теодолита Т30 счет градусных делений на лимбе вертикального круга идет против хода часовой стрелки, поэтому формулы для вычисления MO и ν примут вид:

$$MO = \frac{КЛ+КП+180^\circ}{2};$$

$$\nu = КЛ - MO = MO - КП - 180^\circ = \frac{КЛ-КП-180^\circ}{2}.$$

При вычислениях по этим формулам к значениям КЛ, КП, MO, меньшим 90°, следует прибавлять 360°.

Пример: при визировании на одну и ту же точку местности по вертикальному кругу получены отсчеты: КЛ = 358°24′, КП = =181°40′

$$MO = \frac{358^\circ 24' + 181^\circ 40' + 180'}{2} = 0^\circ 02',$$

$$\nu = 358^\circ 24' - (0^\circ 02' + 360^\circ 00') = -1^\circ 38',$$

$$\nu = 0^\circ 02' - 181^\circ 40' - 180^\circ 00' = -1^\circ 38',$$

$$\nu = \frac{358^\circ 24' - 181^\circ 40' - 180^\circ 00'}{2} = 1^\circ 38'.$$

У теодолитов 2Т30 и 2Т30П вертикальный круг имеет секторную оцифровку от 0 до 90°, причем при основном положении теодолита — круге слева — знаки отсчитываемых по вертикальному кругу углов соответствуют знакам вертикальных углов на местности. После перевода зрительной трубы через зенит в положение — круг справа — знаки изменяются на противоположные. Знак угла определяет подписанный штрих лимба. Если в пределах шкалы находится штрих, оцифрованный со знаком минус, используется оцифровка шкалы также со знаком минус и наоборот.

Углы наклона вычисляют по формулам:

$$\nu = \frac{КЛ-КП}{2}, \quad \nu = КЛ - MO, \quad MO = \frac{КЛ+КП}{2}.$$

Перед измерением вертикальных углов теодолитами Т30, 2Т30 и 2Т30П нужно тщательно устанавливать пузырек цилиндрического уровня на середину с помощью подъемных винтов подставки.

Для теодолитов Т15 и Т5 формулы для вычисления MO и ν те же, что и для теодолита Т30.

У теодолитов 2Т5К и 3Т5КП имеется возможность непосредственного отсчета углов наклона. Шкала для вертикального круга имеет два ряда цифр десятков минут. По нижнему ряду, в котором все цифры имеют знак минус, берут отсчет в том случае, когда в пределах шкалы находится штрих вертикального круга со знаком минус.

Для теодолита 2Т5К формулы следующие:

$$MO = 0{,}5(КЛ+КП);$$

$$\nu = 0{,}5(КЛ - КП) = КЛ - MO = MO - КП.$$

Для теодолита 3Т5КП

$$\nu = \frac{КЛ+КП}{2},\ \nu = КЛ - MO,\ \nu = MO + КП,\ MO = \frac{КЛ-КП}{2}.$$

У данных теодолитов место нуля приводится к нулю специальным юстировочным винтом, расположенным на колонке вертикального круга. У 3Т5КП поле зрения вертикального круга оттенено голубым цветом, горизонтального — желтым. Оцифровка вертикального круга секторная, т. е. вертикальные углы измеряют относительно горизонта, при этом показания, снятые с лимба вертикального круга, соответствуют по величине (при $MO = 0$) и знаку измеренному углу наклона независимо от того, при КЛ или КП произведено измерение. На рис. 66, *г* отсчет по вертикальному кругу при КЛ и КП одинаков и равен —3°14′.

§ 33. ПОВЕРКИ И ЮСТИРОВКИ ВЕРТИКАЛЬНОГО КРУГА

Место нуля во время измерения вертикальных углов должно быть постоянным и близким к нулю. Колебания его на станции не должны превышать двойной точности отсчетного устройства.

Основные причины колебаний *МО*:

1. Изменения в положении уровня, расположенного на алидаде вертикального круга.

2. Изменения в положении визирной оси зрительной трубы.

3. Недостаточно прочное скрепление лимба вертикального круга с осью вращения зрительной трубы.

Работать можно с любой величиной места нуля, однако для удобства вычислений оно должно быть близким к нулю. Исправление *МО* можно выполнить одним из следующих способов.

П е р в ы й с п о с о б. Определяют *МО* и вращением трубы при КП устанавливают на вертикальном круге отсчет, равный МО, приведя перед этим пузырек уровня в нуль-пункт. В этом случае визирная ось и ось цилиндрического уровня будут горизонтальны. Затем, действуя винтом уровня алидады вертикального круга, устанавливают на вертикальном круге отсчет, равный 0°00′. Пузырек уровня сместится с нуль-пункта. Действуя исправительными винтами уровня, приводят его пузырек в нуль-пункт.

В т о р о й с п о с о б. Измеряют угол наклона на какую-либо точку при КЛ и КП. Вычисляют *МО* и ν, используя отсчет при КП. Оставив зрительную трубу при КП наведенной на точку и действуя винтом уровня алидады вертикального круга устанавливают на вертикальном круге отсчет, равный вычисленному углу наклона. Пузырек уровня сместится с нуль-пункта. Действуя исправительными винтами уровня, приводят его пузырек в нуль-пункт.

Указанный способ юстировки применим к теодолиту Т5 с уровнем вертикального круга.

В теодолитах с компенсатором 2Т5К и 3Т5КП юстировка

производится специальным винтом 22, расположенным на колонке прибора (рис. 68,*а*).

У теодолитов Т30 и 2Т30П на алидаде вертикального круга уровня нет. В этом теодолите перед отсчетом по вертикальному кругу приводят подъемными винтами в нуль-пункт пузырек цилиндрического уровня, расположенного на алидаде горизонтального круга.

Место нуля исправляют следующим образом. Действуя наводящим винтом зрительной трубы при КЛ, устанавливают отсчет, равный вычисленному ν. Центр сетки нитей сместится с наблюдаемой точки. Затем, ослабив боковые и действуя вертикальными исправительными винтами сетки, совмещают ее центр с наблюдаемой точкой.

Но смещение сетки нитей может нарушить выполнение других поверок теодолита. Поэтому для этих теодолитов МО лучше не исправлять.

Поверка оптического компенсатора теодолитов. В теодолитах Т5К, 2Т5К, 3Т5КП вместо цилиндрического уровня при алидаде вертикального круга установлен компенсатор, позволяющий автоматически устанавливать нулевой штрих отсчетного устройства в одном и том же положении. Компенсатор работает при наклоне основной оси вращения теодолита не более $\pm 3'$.

Поверка оптического компенсатора у теодолитов Т5К и 2Т5К, 3Т5КП заключается в следующем.

Устанавливают теодолит так, чтобы один подъемный винт оказался в отвесной плоскости, проходящей через визирную ось и наблюдаемую точку. Приводят основную ось вращения теодолита в отвесное положение. Визируют на хорошо видимую точку и берут отсчет по вертикальному кругу. Подъемным винтом наклоняют основную ось вращения теодолита так, чтобы пузырек уровня, расположенного на алидаде горизонтального круга, сместился на 2—3 деления ампулы и вновь отсчитывают по вертикальному кругу. Повторяют те же действия, наклоняя теодолит тем же винтом и на тот же угол в противоположную сторону. Разность отсчетов, полученных при двух положениях прибора, не должна превышать $6''$. При невыполнении этого условия юстировка осуществляется в мастерской поднятием или опусканием груза на штанге компенсатора.

§ 34. ИЗМЕРЕНИЕ ВЕРТИКАЛЬНЫХ УГЛОВ

Вертикальные углы измеряют следующим образом. При КЛ, открепив алидаду горизонтального круга и зрительную трубу, визируют на наблюдаемую точку. Действуя микрометренным винтом алидады вертикального круга, приводят пузырек уровня в нуль-пункт. Берут отсчет КЛ. Затем переводят зрительную трубу через зенит и аналогичные действия выполняют при КП. Указанные наблюдения составляют один прием. Угол наклона и МО вычисляют по соответствующим формулам.

При измерении ν теодолитами Т30, 2Т30 и 2Т30П перед визированием подъемными винтами приводят в нуль-пункт пузырек цилиндрического уровня, расположенного на алидаде горизонтального круга. Поскольку ось этого уровня расположена параллельно вертикальному кругу, то при измерении ν теодолит следует устанавливать так, чтобы один из подъемных винтов располагался на линии визирования. Тогда, действуя этим подъемным винтом, приводят пузырек уровня перед визированием в нуль-пункт.

На станции количество вычисляемых значений МО равно числу измеренных вертикальных углов.

Контролем измерений двух и более вертикальных углов на станции является сходимость места нуля.

Колебания МО на станции не должны превышать двойной точности отсчетного приспособления.

Перед измерением вертикальных углов теодолитами с компенсатором, заменяющим уровень при алидаде вертикального круга, основную ось вращения теодолита приводят в отвесное положение с помощью уровня с тем, чтобы включился компенсатор.

§ 35. НИТЯНЫЙ ДАЛЬНОМЕР

Дальномерами называются приборы или приспособления, позволяющие определять расстояния между точками местности.

Геодезические дальномеры делятся на оптические и свето- и радиодальномеры.

В основу определения расстояний оптическими дальномерами (рис. 76, *а*) положено решение равнобедренного треугольника ABC, где искомое расстояние D_1 является высотой треугольника и вычисляется по формуле

$$D_1 = \frac{1}{2} l_0 \operatorname{ctg} \frac{\varphi}{2}.$$

В конструкциях дальномеров предусматривается, что одна из величин правой части (φ или l) является постоянной, вторая — переменной, ее измеряют тем или иным путем. В зависимости от этого оптические дальномеры делятся на два типа:

1) дальномеры с постоянным базисом и переменным углом (b — базис, β — параллактический угол, подлежащий измерению (см. рис. 76, *б*);

2) дальномеры с постоянным углом и переменным базисом. Постоянный угол φ называется диастимометрическим (измеряющим расстояние).

Из рис. 76, *а* следует, что

$D_1 = \frac{1}{2} l_0 \operatorname{ctg} \frac{\varphi}{2}$. Обозначив $\frac{1}{2} \operatorname{ctg} \frac{\varphi}{2} = K$, то $D_1 = Kl_0$,

где K — коэффициент дальномера.

Нитяный дальномер является оптическим дальномером с постоянным углом φ и переменным базисом. На рис. 77 в точке

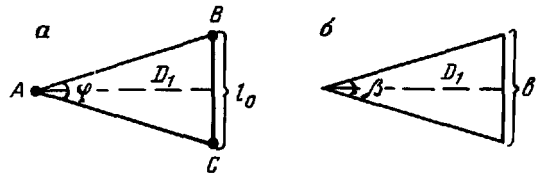


Рис. 76. Схема определения расстояний оптическими дальномерами:
а — общий принцип; *б* — дальномер с постоянным базисом

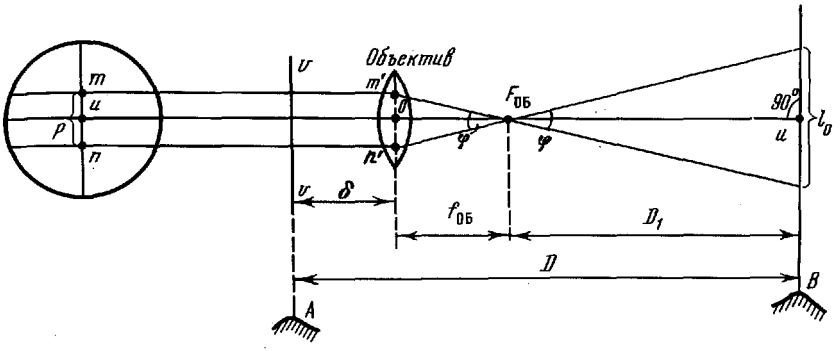


Рис. 77. К выводу формулы определения расстояний нитяным дальномером

А местности установлен теодолит, основная ось вращения которого *vv* приведена в отвесное положение. В точке *В* местности отвесно установлена рейка. *D* — определяемое расстояние между точками *А* и *В*, *p* — расстояние между крайними дальномерными нитями, *δ* — расстояние от объектива до основной оси вращения теодолита. Линия визирования *ОИ* перпендикулярна к рейке.

Из рис. 77 следует, что

$$D = D_1 + f_{об} + \delta. \qquad (4.3)$$

Но $D_1 = Kl_0$. Величины $f_{об}$ и δ для данного прибора являются постоянными, т. е. $f_{об} + \delta = c$. Тогда формула (4.3) примет вид

$$D = Kl_0 + c,$$

где K — коэффициент дальномера, l_0 — отсчет по рейке, c — постоянное слагаемое дальномера.

Но $K = \frac{1}{2}\operatorname{ctg}\frac{\varphi}{2} = \frac{1}{2}\cdot\frac{f_{об}}{\frac{p}{2}} = \frac{f_{об}}{p}$.

Нитяный дальномер конструируют так, чтобы отношение $\frac{f_{об}}{p} = 100$.

Из треугольника $m'n'F$ величина угла φ будет равна

$$\frac{\varphi}{\rho} = \frac{p}{f_{об}} \text{ или } \varphi' = \rho'\frac{p}{f_{об}} = \frac{\rho'}{K}.$$

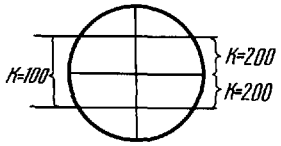


Рис. 78. Определение коэффициента нитяного дальномера

При $K = 100$, $\varphi' = \frac{3438'}{100} = 34{,}38'$ $(\rho' = 3438')$.

Коэффициент дальномера K (рис. 78) для расстояния между средней и дальномерными нитями будет равен 200, так как здесь

$$K = \frac{f_{об}}{\frac{p}{2}} = 2\frac{f_{об}}{p} = 200.$$

Постоянное слагаемое дальномера $c = F_{об}+\delta$ в трубах с внешним фокусированием (см. рис. 77) определяют, измеряя отрезки $F_{об}$ и δ рулеткой. Перед измерением $F_{об}$ (расстояние между объективом и сеткой нитей) трубу фокусируют по удаленному предмету.

В трубах с внутренним фокусированием современных теодолитов K и c переменные, т. к. при фокусировании трубы изменяется расстояние между объективом и фокусирующей линзой, а это, в свою очередь, вызывает изменение фокусного расстояния оптической системы «объектив+фокусирующая линза».

Величина c изменяется в этом случае в пределах нескольких сантиметров, однако коэффициент K для разных расстояний может колебаться в больших пределах. Поэтому для труб с внутренним фокусированием для вычисления расстояний по нитяному дальномеру используют формулу

$$D = 100l+p,$$

где p — поправка в расстояние.

Величина поправки p определяется на базисе длиной до 200 м по интервалам s_i с известными длинами

$$p_i = s_i - 100l_i.$$

Поправка p берет на себя переменность величин K и c и отклонение K от 100. На другие расстояния в пределах от 0 до 200 м поправка определяется интерполированием по известным значениям p.

Для определения поправки p на ровной местности выбирают линию AB длиной 200 м, в створе которой забивают колья через 10, 30, 50, 100 и 200 м. Расстояния D_{10}, D_{30}, ..., D_{200} дважды измеряют мерной лентой. Затем последовательно устанавливают рейку на концах отмеченных отрезков и берут отсчеты по дальномерным нитям l_{10}, l_{30}, ..., l_{200}.

Поправки вычисляют по формулам

$$p_{10} = D_{10} - 10l_{10},$$

$$p_{30} = D_{30} - 30l_{30},$$

$p_{50} = D_{50} - 50l_{50}$,

$p_{100} = D_{100} - 100l_{100}$,

$p_{200} = D_{200} - 200l_{200}$.

Для работы в поле составляют таблицу величин p в зависимости от расстояний и строят график.

При определении расстояний нитяным дальномером обычно пользуются рейками, на которых нанесены сантиметровые деления. В этом случае каждому сантиметровому делению, отсчитанному по рейке между крайними дальномерными нитями, будет соответствовать расстояние, равное 1 м ($K = 100$).

Если отсчет берется между средней и крайней нитями, то сантиметровому делению будет соответствовать расстояние, равное 2 м ($K = 200$).

Для данного нитяного дальномера можно изготовить дальномерную рейку с $K = 100$.

Изготовляют деревянный брусок длиной 3 или 4 м, шириной 1 дц и толщиной 2—3 см и покрывают его белой краской.

На ровной местности от точки A откладывают мерной лентой расстояния 100 и 200 м, забивая колышки. Затем центрируют прибор над точкой A, устанавливают брусок на расстоянии 100 м и при горизонтальном положении зрительной трубы визируют на брусок и отмечают на нем карандашом проекции крайних дальномерных нитей. Аналогичные действия выполняют при установке бруска на расстояние 200 м. При этом первый отрезок на бруске должен быть в два раза меньше второго.

Полученный на бруске отрезок, соответствующий расстоянию 100 м, откладывают от верха рейки 3—4 раза и каждую такую часть делят на 100 или 50 равных частей.

Точность определения расстояний нитяным дальномером. При помощи нитяного дальномера расстояния определяются быстро, однако точность определения расстояний характеризуется относительной погрешностью около 1/300 при отсчитывании по рейке по крайним дальномерным нитям, т. е. при $K = 100$.

Такая невысокая точность обусловлена главным образом невысокой точностью отсчета по рейке отрезка l_0.

Приведение наклонных расстояний, определенных нитяным дальномером, к горизонту. При определении дальномером наклонных расстояний дальномерная рейка, устанавливаемая отвесно, не будет перпендикулярна к линии визирования. На рис. 79: l — отсчет по рейке, установленной отвесно; ν — угол наклона линии визирования; RR' — положение рейки, перпендикулярное к линии визирования MN. $MN = Kl_0 + C$ (4.4).

В треугольнике RNN' угол $N'RN \approx 90°$ (отличается от прямого на $\frac{34{,}38'}{2} = 17{,}2'$), а $\angle RNN' = \nu$. Тогда $\frac{l_0}{2} = \frac{l}{2}\cos\nu$ или $l_0 = l\cos\nu$ (4.5).

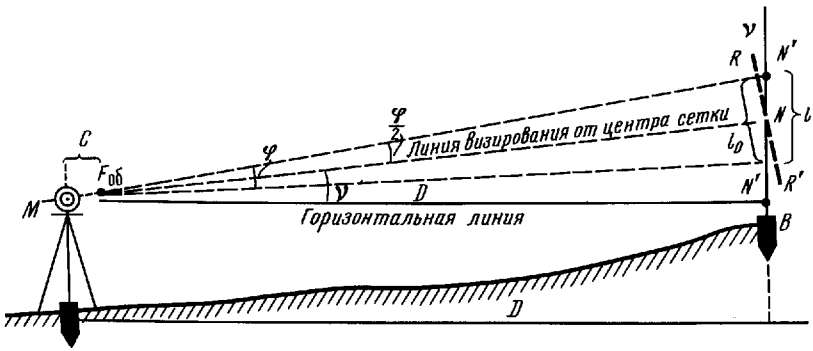


Рис. 79. Определение горизонтальных проложений линий, измеренных нитяным дальномером

Подставив из формулы (4.5) значение l_0 в формулу (4.4), получают

$$MN = Kl \cos \nu + C. \tag{4.6}$$

Из прямоугольного треугольника $MN'N$ следует, что

$$D = MN \cos \nu, \tag{4.7}$$

где D — горизонтальное проложение линии MN.

Подставив из уравнения (4.6) значение MN в уравнение (4.7), получают $D = Kl \cos^2 \nu + C \cos \nu$.

Прибавляя и вычитая в правой части величину $C \cos^2 \nu$, получают

$D = Kl \cos^2 \nu + C \cos^2 \nu - C \cos^2 \nu + C \cos \nu$ или

$D = (Kl + C) \cos^2 \nu + C \cos \nu (1 - \cos \nu)$.

Но $(1 - \cos \nu) = 2 \sin^2 \frac{\nu}{2}$, тогда

$$D = (Kl + C) \cos^2 \nu + 2C \cos \nu \sin^2 \frac{\nu}{2}.$$

Но величина $2C \cos \nu \sin^2 \frac{\nu}{2}$ для $\nu \leq 15°$ менее 1 см, а для труб с внутренней фокусировкой ≈ 0, так как $c \approx 0$.

Поэтому $D = (Kl + c) \cos^2 \nu$. Обозначив $(Kl + c) = S$, получают $D = S \cos^2 \nu$. Но $\cos^2 \nu = 1 - \sin^2 \nu$, то $D = S\ (1 - \sin^2 \nu) = S - S \sin^2 \nu$. Обозначив $S \sin^2 \nu = \Delta S$, получим $D = S - \Delta S$, где ΔS — поправка за наклон линии. При положительных и отрицательных углах наклона поправка за наклон ΔS вычитается из определенного по рейке расстояния S.

Для вычисления поправки за наклон ΔS составляется таблица по аргументам S и ν.

Глава 5

НИВЕЛИРОВАНИЕ

§ 36. НАЗНАЧЕНИЕ И ВИДЫ НИВЕЛИРОВАНИЯ. ГЕОМЕТРИЧЕСКОЕ НИВЕЛИРОВАНИЕ

Нивелированием называется вид геодезических работ, имеющий целью определение превышений между точками местности, а также их высот относительно принятой отсчетной поверхности.

Результаты нивелирования используются для составления топографических планов, при инженерных изысканиях, строительстве и эксплуатации различных сооружений.

В зависимости от метода определения превышения и применяемых при этом приборов различают следующие виды нивелирования:

1. Геометрическое, выполняемое горизонтальным визирным лучом с помощью нивелира.

2. Тригонометрическое, выполняемое наклонным визирным лучом с помощью теодолита.

3. Гидростатическое, основанное на свойстве свободной поверхности жидкости в сообщающихся сосудах всегда находиться на одном уровне.

4. Барометрическое, при котором превышения определяются по разностям атмосферного давления в наблюдаемых точках.

Наибольшее распространение в геодезии получил метод геометрического нивелирования.

Существуют два способа геометрического нивелирования: из середины и вперед.

При нивелировании из середины (рис. 80, *а*) в точках A и B устанавливают отвесно рейки, а в середине между ними — нивелир-прибор, визирная ось трубы которого приведена в горизонтальное положение с помощью цилиндрического уровня или компенсатора. Из рис. 80, *а* следует

$$h = a - b,$$

где a — отсчет по задней рейке, мм; b — отсчет по передней рейке, мм; h — превышение точки B над точкой A.

$$H_B = H_A + h.$$

При нивелировании вперед нивелир устанавливают в точку A, рейку — в точку B (см. рис. 80, *б*), тогда

$$h = i - b,$$

где i — высота нивелира; b — отсчет по передней рейке.

Превышения могут быть положительными и отрицательными.

Если для определения превышения между точками A и B нивелир приходится устанавливать не один, а много раз, то

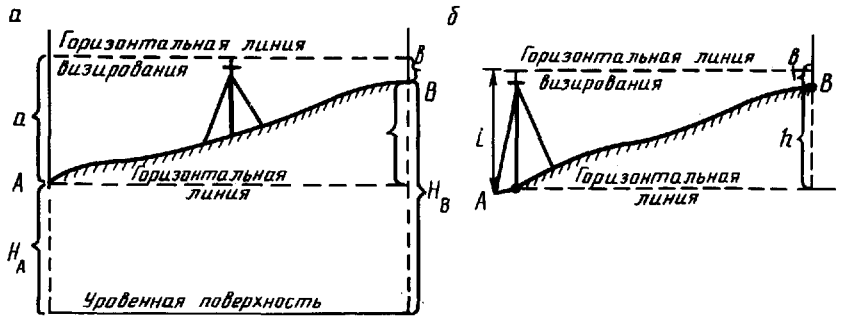


Рис. 80. Принцип геометрического нивелирования:
а — нивелирование из середины; *б* — нивелирование вперед

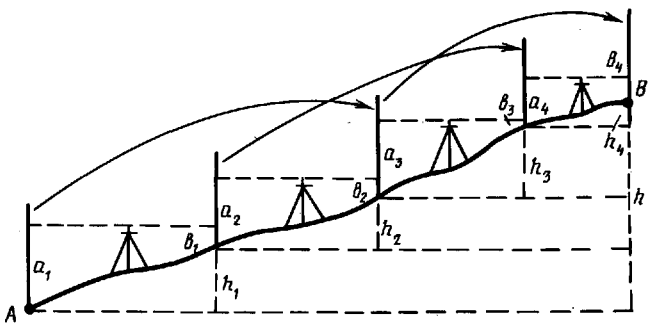


Рис. 81. Схема проложения нивелирного хода

выполняют последовательно нивелирование, которое называется нивелирным ходом (рис. 81).

$h_1 = a_1 - b_1$, $h_2 = a_2 - b_2$, $h_3 = a_3 - b_3$, $h_4 = a_4 - b_4$,

где $h = h_1+h_2+h_3+h_4 = a_1+a_2+a_3+a_4 - b_1 - b_2 - b_3 - b_4$ или $h = \Sigma a - \Sigma b$.

Следовательно, суммарное превышение точки *В* над точкой *А* будет равно сумме отсчетов по задним рейкам минус сумма отсчетов по передним рейкам (при четном числе станций в ходе).

На рис. 81 стрелками показан порядок переноса реек при переносе нивелира с одной станции на следующую. Часть нивелирного хода, проложенного между соседними реперами, называется секцией.

§ 37. КЛАССИФИКАЦИЯ И УСТРОЙСТВО НИВЕЛИРОВ

Нивелиры классифицируют по точности на: высокоточные, точные и технические.

В настоящее время выпускаются: Н-05 — нивелир высокоточный для определения превышений с погрешностью не более 0,5 мм на 1 км двойного хода. Предназначен для нивелирования I и II классов; Н-3 — нивелир точный для определения превышений с погрешностью не более 3 мм на 1 км двойного хода, предназначен для нивелирования III и IV классов. Н-10 — нивелир технический для определения превышений с погрешностью не более 10 мм на 1 км двойного хода. Применяется при нивелировании для создания высотного обоснования топографических съемок, при инженерно-геодезических изысканиях, в строительстве.

В зависимости от устройства, применяемого для приведения визирной оси в горизонтальное положение, нивелиры всех типов выпускаются с уровнем при зрительной трубе или с компенсатором углов наклона. При наличии компенсатора в шифре нивелира добавляется буква К, например Н-3К.

Нивелиры Н-3 и Н-10 могут изготавливаться также с лимбом для измерения горизонтальных углов. При наличии лимба в шифре нивелира добавляется буква Л, например Н-10КЛ. Впереди шифра ставится номер модели, например, 2Н-3КЛ.

Устройство нивелира Н-3. Основными частями нивелира Н-3 являются зрительная труба и скрепленный с ней цилиндрический уровень (рис. 82, *а*), с помощью которого визирная ось трубы приводится в горизонтальное положение.

Зрительная труба имеет закрепительный и наводящий винты.

Приближенное приведение оси вращения нивелира в отвесное положение производят с помощью круглого уровня, называемого также установочным.

Элевационный винт позволяет незначительно наклонять зрительную трубу вместе с цилиндрическим уровнем относительно оси вращения нивелира.

Положение цилиндрического уровня относительно визирной оси трубы изменяют с помощью четырех исправительных винтов, расположенных слева от окуляра в торцовой части коробки уровня.

Над цилиндрическим уровнем расположено призменное устройство, позволяющее получать изображения концов пузырька. Такой уровень называется контактным. Вращением элевационного винта добиваются, чтобы изображения концов пузырька были совмещены (или произошел контакт). В этот момент пузырек будет находиться в нуль-пункте (см. рис. 82, *б*).

У нивелира Н-3 изображения концов пузырька передаются в поле зрения зрительной трубы.

Поле зрения трубы и отсчет по рейке показаны на рис. 82, *б*.

Устройство нивелира Н-3К. Установка нивелира в рабочее положение производится подъемными винтами *7* (рис. 83, *а*) по круглому уровню *6*; за положением его пузырька следят с помощью

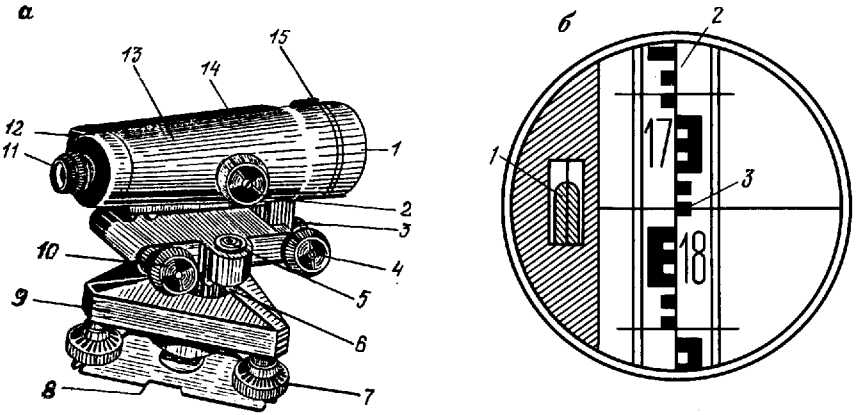


Рис. 82. Нивелир Н3:

а — части нивелира Н3: 1 — объектив зрительной трубы, 2 — винт кремальеры, 3 — закрепительный винт зрительной трубы, 4 — наводящий винт зрительной трубы, 5 — круглый уровень, 6 — исправительные винты круглого уровня, 7 — подъемные винты, 8 — пружинящая пластина с втулкой для станового винта, 9 — подставка, 10 — элевационный винт, 11 — окуляр зрительной трубы, 12 — торцовая часть коробки цилиндрического уровня, где расположены его исправительные винты, 13 — корпус зрительной трубы, 14 — коробка цилиндрического уровня, 15 — мушка для приближенного наведения трубы на рейку;

б — поле зрения зрительной трубы нивелира Н3: 1 — изображения концов пузырька цилиндрического уровня совмещены — пузырек в нульпункте, 2 — изображение нивелирной рейки, 3 — отсчеты по рейке: по средней нити 1785 мм, по дальномерным штрихам 1680 и 1890

откидного зеркальца *5*. Зрительная труба фокусируется на резкость кремальерой *2*, сеточная диафрагма закрыта предохранительным колпачком *4*, закрепленным плоской гайкой *3*.

Нивелир не имеет закрепительного винта. Точное наведение зрительной трубы на рейку достигается вращением «бесконечного» наводящего винта *1*.

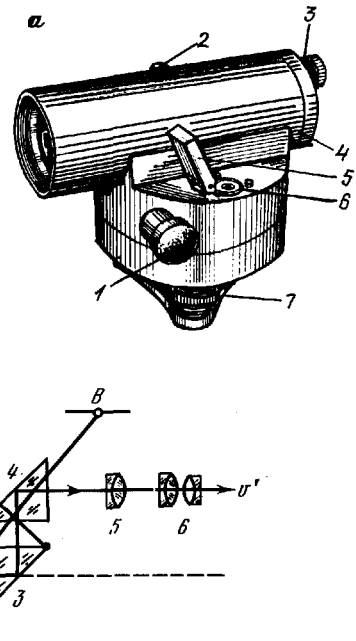
Нивелир снабжен призменным компенсатором оптико-механического типа (см. рис. 83, *б*).

Компенсатором называется устройство, с помощью которого визирная ось трубы vv' автоматически приводится в горизонтальное положение. Компенсатор расположен между фокусирующей линзой *2* и сеткой нитей *5*. Он состоит из двух прямоугольных призм *3* и *4*. Чувствительным элементом компенсатора является нижняя призма *3*, подвешенная на двух парах скрещивающихся стальных нитей *A* и *B*. Точность установки визирной оси в горизонтальное положение $\pm 0{,}4''$.

Компенсатор работает при углах наклона оси вращения нивелира в пределах не более $\pm 15''$, у нивелира 2Н-3КЛ = $\pm 25'$. Для того чтобы компенсатор включился в работу, необходимо с помощью круглого уровня привести ось вращения нивелира приближенно в отвесное положение. Нивелир не имеет закрепительного винта трубы. Наведение трубы на рейку достигается вращением «бесконечного» наводящего винта.

Автоматическая установка визирной оси в горизонтальное по-

Рис. 83. Нивелир Н-3К:
а — части нивелира, *б* — оптическая схема зрительной трубы и схема устройства компенсатора



ложение с помощью компенсатора производится с точностью ±0,5″, у нивелира 2Н-3КЛ — погрешность компенсации ±0,2″.

§ 38. ПОВЕРКИ НИВЕЛИРОВ

Поверки нивелира Н-3. 1. *Ось круглого уровня должна быть параллельна оси вращения нивелира.* Вращая три подъемных винта, приводят пузырек круглого уровня в нуль-пункт. Верхнюю часть нивелира вместе с круглым уровнем проворачивают на 180°. Если пузырек отклонится от нуль-пункта, то, действуя исправительными винтами уровня, перемещают пузырек в сторону нуль-пункта на половину дуги отклонения. Поверку следует повторить.

2. *Одна из нитей сетки должна быть перпендикулярна к оси вращения нивелира, другая — ей параллельна.* Для поверки этого условия на расстоянии 15—20 м устанавливают рейку. Приводят с помощью уровня ось вращения нивелира в отвесное положение и берут отсчеты по концам горизонтальной нити, поворачивая при этом трубу по азимуту. Если отсчеты будут различаться более чем на 1 мм, то сетку необходимо повернуть до получения одинаковых отсчетов. Для этого ослабляют винты *1* (рис. 84) и снимают окуляр. Ослабляют винты *2* и осторожно поворачивают секторную пластинку *3* с сеткой нитей. Не завинчивая винты, проверяют правильность исправления сетки нитей, и после этого завинчивают все винты.

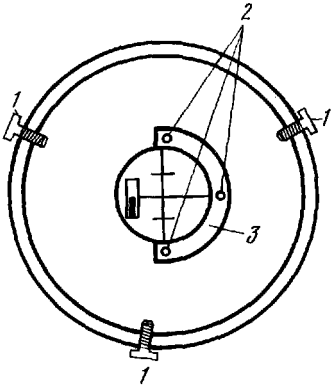
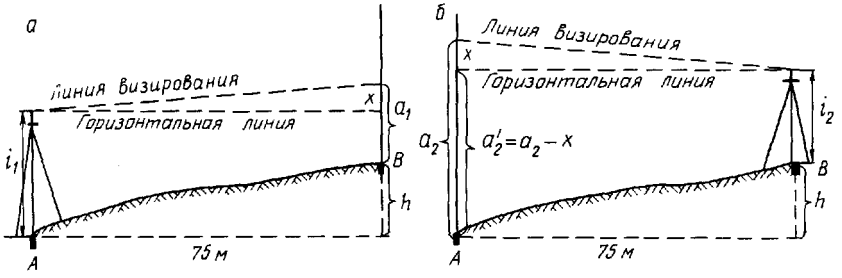


Рис. 84. Схема установки сетки нитей нивелира Н3

Рис. 85. Поверка главного условия нивелира Н3 двойным нивелированием:

а — нивелир установлен в точке *А*; *б* — нивелир установлен в точке *В*



3. *Проекции оси цилиндрического уровня и визирной оси зрительной трубы на горизонтальную плоскость должны быть параллельны.*

Устанавливают нивелир в 75 м от рейки так, чтобы один подъемный винт находился в створе линии. Приводят ось вращения нивелира в отвесное положение с помощью круглого уровня и делают три отсчета по рейке: B, $B_л$ и $B_п$.

Перед каждым отсчетом приводят пузырек цилиндрического уровня в нуль-пункт, действуя элевационным винтом. B — отсчет по рейке при обычном визировании. $B_л$ — отсчет по рейке при наклоне нивелира влево, вращая правый подъемный винт на два-три оборота. $B_п$ — отсчет по рейке при наклоне нивелира вправо, вращая левый подъемный винт на два-три оборота.

Отсчет B должен отличаться от $\frac{B_л+B_п}{2}$ не более, чем на 3 мм. Разность отсчетов $B_п$ — $B_л$ не должна превышать 8 мм. Если эта разность окажется более 8 мм, то необходимо произвести юстировку цилиндрического уровня. Если разность $B_п$ — $B_л$ положительна, то действуя боковыми исправительными винтами уровня, перемещают конец уроня ближе к визирной оси, если эта разность отрицательна, то конец уровня перемещают дальше от визирной оси. Поверку необходимо повторить.

4. *Проекции оси цилиндрического уровня и визирной оси зри-*

тельной трубы на отвесную плоскость должны быть параллельны (главное условие нивелира).

Поверка выполняется двойным нивелированием с концов линии длиной 75 м. На концах линии забивают костыли (рис. 85, *а*, *б*). На одном конце линии устанавливают нивелир так, чтобы при визировании на рейку окуляр оказался на отвесной линии, проходящей через костыль. На другом конце линии устанавливают отвесно рейку (см. рис. 85, *а*). Приводят ось вращения нивелира в отвесное положение с помощью круглого уровня. Визируют на рейку, действуя элевационным винтом, приводят пузырек цилиндрического уровня в нуль-пункт и берут отсчет по рейке a_1. Затем с помощью рейки измеряют по отвесной линии высоту нивелира i_1, от вершины костыля до центра окуляра с точностью 1 мм.

Из рис. 85, *а* следует, что

$$h = i_1 - (a_1 - x). \qquad (5.1)$$

После этого переносят нивелир на место рейки, а рейку — на место нивелира и выполняют аналогичные наблюдения, в результате которых получают отсчеты a_2 и i_2. Из рис. 85, *б* следует, что

$$h = a_2 - x - i_2. \qquad (5.2)$$

Необходимо отметить, что в уравнениях (5.1) и (5.2) величина h одна и та же, x — погрешность в отсчетах по рейке, вызванная непараллельностью визирной оси и оси цилиндрического уровня, будет одинакова, так как расстояние между точками A и B осталось неизменным, неизменным остался и угол между визирной осью и осью цилиндрического уровня.

Тогда из уравнения (5.1) и (5.2) следует, что

$$i_1 - (a_1 - x) = a_2 - x - i_2 \quad \text{или} \quad 2x = a_1 + a_2 - (i_1 + i_2),$$

$$x = \frac{a_1 + a_2}{2} - \frac{i_1 + i_2}{2}.$$

Если x оказалось больше 4 мм, то действуя элевационным винтом, наводят среднюю нить на отсчет $a'_2 = a_2 - x$, соответствующий горизонтальной линии визирования (см. рис. 85, *б*). В это время пузырек цилиндрического уровня сместится с нуль-пункта.

Ослабив боковые и действуя вертикальными исправительными винтами уровня, приводят пузырек в нуль-пункт.

Поверку нужно повторить.

Поверки нивелира Н-3К. 1. *Ось круглого уровня должна быть параллельна оси вращения нивелира.* Поверка производится так же, как у нивелира Н-3.

2. *Сетка нитей должна быть установлена правильно.* Поверка производится так же, как у нивелира Н-3.

3. *При включенном компенсаторе линия визирования должна быть горизонтальна.* Поверка производится так же, как четвертая поверка у нивелира Н-3. Если x окажется более 4 мм

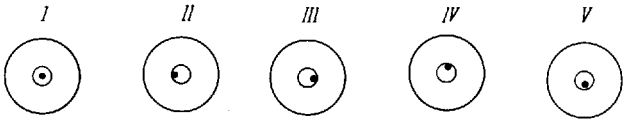


Рис. 86. Положения пузырька круглого уровня при определении погрешности недокомпенсации

при расстоянии 75 м, то юстирование проводят перемещением сетки нитей вертикальными исправительными винтами.

4. *Определение погрешности недокомпенсации углов наклона.* Погрешность недокомпенсации определяют при расстояниях между рейками 100 и 200 м для нивелирования III и 200 м — для IV класса. Нивелир устанавливают посередине между рейками и в их створе.

При положениях круглого уровня, показанных на рис. 86, т. е. при продольных и поперечных наклонах нивелира определяют превышения, как разность отсчетов по задней и передней рейкам.

Наблюдения при каждом расстоянии от нивелира до реек выполняют пятью приемами. Перед каждым приемом изменяют высоту нивелира.

При каждом положении пузырька уровня из пяти приемов вычисляют среднее превышение. Эти средние превышения не должны отличаться от превышения, полученного при положении пузырька уровня в нуль-пункте более чем на 3 мм при нивелировании III класса, и 5 мм при нивелировании IV класса.

Если расхождения окажутся больше допустимых, то юстировка нивелира проводится только на заводе-изготовителе прибора.

§ 39. НИВЕЛИРНЫЕ РЕЙКИ

Для нивелирования III и IV классов применяют двухсторонние, цельные (нераздвижные и нескладные), деревянные трехметровые рейки. На обеих сторонах рейки наносят сантиметровые деления — шашки, которые на одной стороне окрашивают черной краской, а на другой — красной. Сантиметровые деления группируют по пять. Дециметровые деления оцифровывают. В зависимости от того, какое изображение дает зрительная труба нивелира (обратное или прямое) применяют перевернутую или прямую оцифровку дециметровых делений.

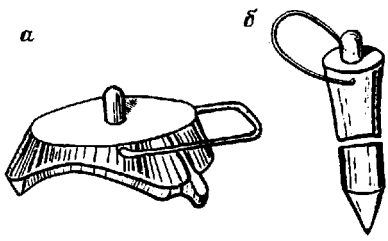
Для нивелирования из середины используют две рейки (рис. 87).

На черных сторонах началу шкал реек соответствуют нули. На красных сторонах началу шкалы одной рейки соответствует отсчет, например, 4687 мм, другой рейки — 4787. Такие рейки называются комплектными. Такая оцифровка комплекта реек обеспечивает контроль в определении превышений на станциях.

Каждая рейка имеет круглый уровень и приспособление для нитяного отвеса.

Рис. 87. Рейка для нивелирования III и IV классов

Рис. 88. Приспособления для установки нивелирных реек: *а* — башмак; *б* — костыль



Рейки устанавливают на костыли или башмаки (рис. 88, *а*, *б*).

Исследования и поверки реек. Перед началом полевых работ необходимо определить с какой точностью нанесены на обеих рейках метровые и дециметровые отрезки. Такое исследование называется компарированием реек.

Определение длин метровых интервалов производят для черной и красной сторон каждой рейки, в результате чего выводят среднюю длину одного метра для пары реек. Таким образом получают величину поправки на один метр превышения. Эту поправку вводят в средние превышения по секциям при окончательном вычислении отметок пунктов нивелирного хода.

Целью определения погрешностей дециметровых делений реек является выявление пригодности реек к работе; для нивелирования III класса их величина не должна превышать 0,4 мм, для нивелирования IV класса — 0,6 мм.

Компарирование реек выполняют металлической контрольной линейкой длиной 1,05 м. Оба края линейки скошены; на одном из них нанесены миллиметровые деления, на другом — деления, равные 0,2 мм; сантиметровые интервалы линейки подписаны. Отсчеты производятся с помощью передвижных луп с точностью до 0,02 мм. Для учета температуры линейка имеет термометр.

Измерение метровых и дециметровых интервалов реек выполняют в прямом и обратном направлениях. Фактическая длина контрольной линейки определяется на специальном компараторе и фиксируется уравнением линейки, например

$L = 1000+0{,}02+\alpha(t-t_0)$ мм.

Это означает, что метровый интервал линейки при температуре ее компарирования t_0 равен в действительности 1000,02 мм, α — коэффициент линейного расширения металла, из которого изготовлена линейка.

Поверки реек. 1. *Ось круглого уровня должна быть параллельна оси рейки.* Устанавливают рейку в отвесное положение с помощью нитяного отвеса. Если пузырек круглого уровня окажется не в нуль-пункте, то действуя исправительными винтами уровня, пузырек приводят в нуль-пункт.

2. *Определение разности высот нулей комплекта реек.* На расстоянии 15—20 м от нивелира забивают четыре кола на различную глубину, в торцы их вбивают гвозди с полусферической шляпкой (вместо кольев можно использовать костыли). На каждый кол последовательно ставят первую рейку и делают отсчеты по черной и красной сторонам. Затем такие же отсчеты делают и по второй рейке. После изменения высоты нивелира на несколько см выполняют второй такой же прием. Получается восемь пар отсчетов для каждой рейки. В каждой паре вычисляют разность отсчетов по красной и черной сторонам рейки. Среднее из восьми результатов является разностью высот нулей рейки. Так, например, для рейки № 1 эта разность высот нулей оказалась равной 4788, а для рейки № 2 — 4688.

Разность высот нулей красных сторон комплекта реек составляет 4788—4688 = +100 (мм). Эта разность учитывается при вычислении превышений на каждой станции.

Кроме того, вычисляют разность высот нулей черных сторон реек. Для этого среднее значение из восьми отсчетов по черной стороне рейки № 2 вычитают из среднего отсчета по черной стороне рейки № 1. Эта разность не должна превышать 1 мм.

§ 40. ВЛИЯНИЕ КРИВИЗНЫ ЗЕМЛИ И РЕФРАКЦИИ НА РЕЗУЛЬТАТЫ НИВЕЛИРОВАНИЯ

Рейки, устанавливаемые в точках A и B отвесно к уровенным поверхностям, не будут параллельны между собой. Из рис. 89, *а* следует, что

$$h = Am - Bn. \qquad (5.3)$$

Однако положение точек m и n на рейках неизвестно. Если сделать отсчеты по рейкам по горизонтальной линии, то вследствие влияния кривизны Земли отсчет по задней рейке нужно изменить на m_1m, а по передней — на n_1n. Тогда формула (5.3) примет вид

$$h = (Am_1 - m_1m) - (Bn_1 - n_1n). \qquad (5.4)$$

Но плотность воздуха по мере удаления от поверхности Земли уменьшается. Поэтому луч зрения из точки O_1 попадет не в

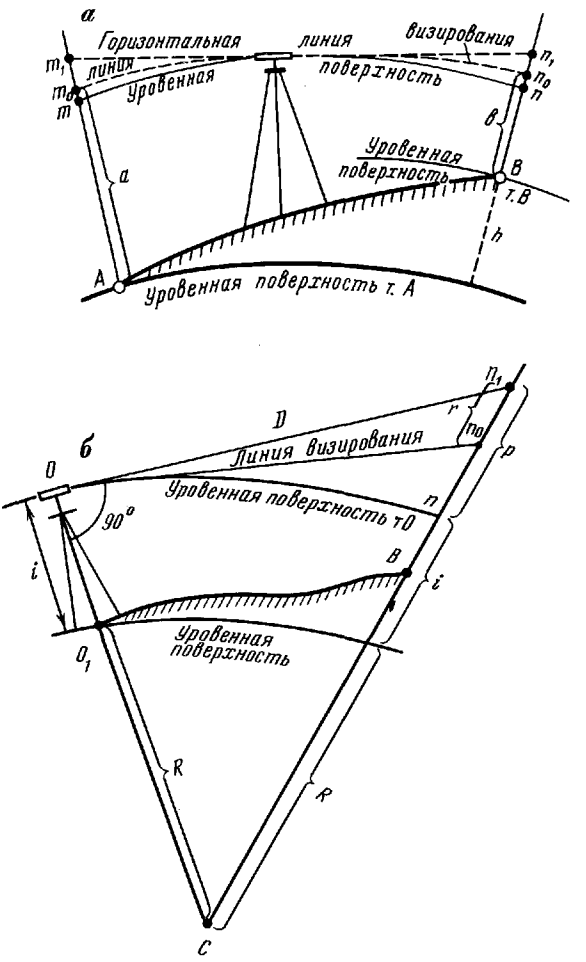


Рис. 89. Влияние кривизны Земли и рефракции на результаты геометрического нивелирования:

а — суммарное влияние кривизны Земли и рефракции; *б* — влияние кривизны Земли

точки m_1 и n_1, а в точки m_0 и n_0. Это явление называется вертикальной рефракцией. Рефракционная кривая выпуклостью всегда направлена от поверхности Земли. Тогда

$Am_1 = a + m_1m_0$

$Bn_1 = b + n_1n_0$ и формула (5.4) примет вид

$$h = (a + m_1m_0 - m_1m) - (b + n_1n_0 - n_1n). \qquad (5.5)$$

После введения обозначений:

$m_1m - m_1m_0 = p_1 - r_1 = f_1$,

$n_1n - n_1n_0 = p_2 - r_2 = f_2$,

где p — поправка за кривизну Земли; r — поправка на рефракцию;

f — поправка за совместное влияние кривизны Земли и рефракцию, формула (5.5) примет вид

$$h = a - b + f_2 - f_1.$$

Это полная формула по вычислению превышений при геометрическом нивелировании.

Для определения величины p рассматривают правую или левую часть рис. 89, *а*.

Из прямоугольного треугольника COn_1 (см. рис. 89, *б*) следует

$$Cn_1^2 = D^2 + CO^2, \text{ но } Cn_1 = CO + p,$$

тогда $(CO+p)^2 = D^2 + CO^2$ или $CO^2 + p^2 + 2COp = D^2 + CO^2$,

откуда $p\,(2CO+p) = D^2$ или $p = \frac{D^2}{2CO+p}$. Но $CO = R + i$,

тогда $p = \frac{D^2}{2\,(R+i)+p}$.

Однако величины p и i по сравнению с радиусом Земли R являются пренебрегаемо малыми, поэтому $p = \frac{D^2}{2R}$. Поправка за рефракцию r зависит от температурных условий, высот места установки прибора и точек наблюдения и других факторов и принимается равной 0,16 p. Следовательно,

$$f = p - r = \frac{D^2}{2R} - 0{,}16\,\frac{D^2}{2R} = 0{,}84\,\frac{D^2}{2R}, \text{ т. е. } f = 0{,}42\,\frac{D^2}{R}.$$

D, м	50	100	200	300	4000
f, мм	0,2	0,7	2,7	6,0	10,7

Если нивелир устанавливается посередине между рейками, следовательно, $D_1 = D_2$ (где D_1 — расстояние от нивелира до задней рейки, D_2 — расстояние от нивелира до передней рейки) и $f_1 = f_2$. Тогда формула $h = a - b + f_2 - f_1$ примет вид $h = a - b$, т. е. превышение будет свободно от влияния кривизны Земли и рефракции.

§ 41. ГОСУДАРСТВЕННАЯ НИВЕЛИРНАЯ СЕТЬ

Государственная нивелирная сеть предназначена для распространения единой системы высот на территорию всей страны и является высотной основой топографических съемок всех масштабов и инженерно-геодезических работ, выполняемых для удовлетворения потребностей нардного хозяйства, науки и обороны страны. Она создается геометрическим нивелированием.

Государственная нивелирная сеть разделяется по точности на I, II, III и IV классы.

За исходный уровень отсчета высот принят средний уровень Балтийского моря — нуль Кронштадтского футштока (Балтийская система высот).

Таблица 8

Класс нивелирования	Периметры нивелирных полигонов, км			
	Обжитые районы	Малообжитые районы	Города	
			застроенная территория	незастроенная территория
I	1200	2000	—	—
II	400	1000	50	80
III	60—150	100—300	25	40
IV	20—60	25—80	8	12

Государственные нивелирные сети I и II классов — главная высотная основа. Эти сети создаются по специально разработанным программам.

Нивелирные сети I и II классов используются для решения следующих научных задач:

изучения фигуры Земли;

определения разностей высот и наклонов среднеуровенных поверхностей морей и океанов, омывающих территорию страны;

изучения современных вертикальных движений земной поверхности и других целей.

Линии нивелирования I и II классов прокладывают преимущественно вдоль шоссейных или железных дорог, а при их отсутствии по берегам рек, тропам и зимникам.

Нивелирование I класса выполняют с наивысшей точностью, которую можно получить, применяя современные приборы и методы наблюдений. В настоящее время превышения на 1 км хода определяются при нивелировании I класса с точностью ±0,8 мм.

Приведем периметры полигонов нивелирования (табл. 8).

Через каждые 25 лет, а в сейсмоактивных районах через каждые 15 лет, нивелируются повторно все линии I класса и через 35 и 25 лет соответственно — II класса.

Предельные невязки в сумме превышений по ходам установлены соответственно классам нивелирования:

Класс нивелирования	I	II	III	IV
$f_{h_{\text{пред}}}$	3 мм $\sqrt{L}$	5 мм $\sqrt{L}$	10 мм $\sqrt{L}$	20 мм $\sqrt{L}$

где L — длина хода в км.

§ 42. НИВЕЛИРНЫЕ ЗНАКИ

Точки, высоты которых определяют при проложении нивелирных ходов, закрепляют на местности постоянными знаками, которые называются *реперами.* Реперы устанавливают не реже чем через 5 км по трассе нивелирного хода. Основное требование к закладываемым реперам — обеспечить их сохранность и неизменное положение по высоте.

На линиях нивелирования I, II, III и IV классов закладывают реперы следующих типов: вековые, фундаментальные, грунтовые, скальные, стенные и временные.

Вековые реперы обеспечивают сохранность главной высотной основы на продолжительное время, высоты их позволяют изучать современные вертикальные движения земной коры и колебания уровней морей и океанов. Вековыми реперами закрепляют места пересечений линий нивелирования I класса. Их закладывают также на геодинамических полигонах, где ведется изучение современных вертикальных движений земной коры с целью прогнозирования землетрясений.

Фундаментальные реперы обеспечивают сохранность высотной основы на значительные сроки. Их закладывают на линиях нивелирования I и II классов не реже, чем через 60 км.

Грунтовые, скальные, стенные реперы обеспечивают сохранность высотной основы на длительные сроки и используются для закрепления нивелирных сетей I, II, III и IV классов.

Временные реперы обеспечивают сохранность высотной основы в течение нескольких лет и служат высотной основой при топографических съемках. Их закладывают в ходах нивелирования II, III и IV классов.

В зависимости от физико-географических условий на разные районы страны разработаны различные типы и конструкции реперов. Скальные и стенные реперы включают в нивелирные линии всех классов через сутки после их закладки, грунтовые реперы на линиях нивелирования III и IV классов — не ранее, чем через 15 дней после закладки.

На линиях нивелирования I и II классов грунтовые реперы закладывают за год до нивелирования.

На незастроенных территориях в зоне сезонного промерзания грунтов грунтовый репер закладывают в пробуренные скважины диаметром 50 см и глубиной ниже границы промерзания грунтов.

Репер (рис. 90, *а*) состоит из железобетонного пилона в форме параллелепипеда и бетонной плиты (якоря). В верхнюю грань пилона должна быть зацементирована марка (рис. 90, *б*).

Наружным оформлением грунтового репера служат канава прямоугольной формы и опознавательный столб в виде железобетонного пилона с якорем, устанавливаемого в 80 см от репера. Над репером насыпают курган. К опознавательному столбу прикрепляют охранную пластину с надписью: «геодезический пункт охраняется государством» и названием организации, выполнявшей нивелирование.

Стенные реперы (рис. 91) отливаются из чугуна и закладываются в цоколе капитальных зданий и сооружений на высоте около 0,5 м от поверхности земли так, чтобы выступы стен не мешали установке рейки. На передней торцовой части указывается номер репера и начальные буквы названия организации, выполнившей нивелирование.

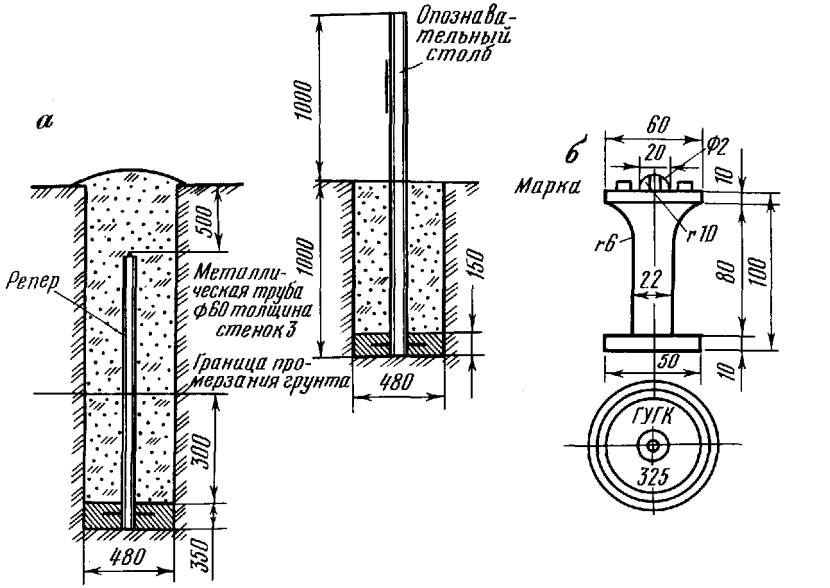


Рис. 90. Схема закладки грунтового репера: *а* — грунтовый репер; *б* — тип марки для грунтового репера

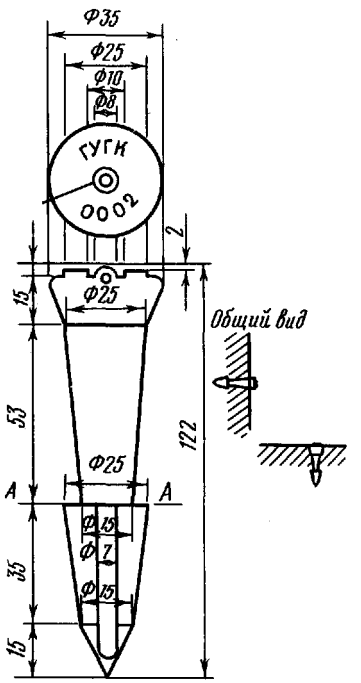


Рис. 91. Стенной репер

В качестве временных реперов используют костыли и гвозди, забитые в деревянные строения.

§ 43. ПРОИЗВОДСТВО НИВЕЛИРОВАНИЯ III КЛАССА

Нивелирные сети III класса прокладывают внутри полигонов I и II классов как отдельными линиями, так и в виде системы линий, при этом сети и линии должны опираться не менее чем на два репера высшего класса.

Нивелирование III класса производят в прямом и обратном направлениях.

Для нивелирования III класса применяют нивелиры, удовлетворяющие следующим требованиям:

1) увеличение зрительной трубы должно быть не менее 30^x;

2) цена деления цилиндрического неконтактного уровня должна быть не более 15″ на 2 мм дуги ампулы, контактного уровня — не более 30″ на 2 мм;

3) ошибка самоустановки линии визирования у нивелиров с компенсатором не более ±0,5″.

Из современных нивелиров применяют Н-3, Н-3К, НВ, 2Н-3КЛ, *Ni* 007.

Рейки применяют трехметровые, шашечные, с сантиметровыми делениями, цельные, двухсторонние, комплектные, с круглыми уровнями. Метровые и дециметровые интервалы на рейках должны быть нанесены с точностью не ниже ±0,5 мм.

До производства работ должны быть выполнены поверки нивелира и реек. Нивелирование III класса прокладывают участками длиной в 20—30 км. Нивелирование выполняют по способу из середины. При переходе от прямого хода к обратному рейки меняют местами.

Рейки устанавливают на костыли или башмаки, или деревянные колья, в торцы которых вбивают гвозди со сферическими головками. В отвесное положение рейки приводят с помощью круглых уровней.

Нормальная длина визирного луча (расстояние от нивелира до рейки) 75 м. При отсутствии колебаний изображения реек и при увеличении трубы не менее 35^x длину луча разрешается увеличивать до 100 м. Место установки нивелира посередине между рейками определяют с помощью тонкого троса или просмоленной бечевки. Неравенство расстояний от нивелира до реек на станции допускается не более 2 м. Высота визирного луча над почвой должна быть не менее 0,3 м.

Порядок наблюдений на станции установлен следующий:

1) отсчеты по черной стороне задней рейки по средней нити (1) и обоим дальномерным штрихам (2) и (3);

2) отсчеты по черной стороне передней рейки по средней нити (4) и обоим дальномерным штрихам (5) и (6);

3) отсчет по красной стороне передней рейки по средней нити (7);

4) отсчет по красной стороне задней рейки по средней нити (8).

Перед отсчетами пузырек цилиндрического уровня устанавливают в нуль-пункт, действуя элевационным винтом, совмещая изображения концов пузырька цилиндрического уровня.

Если используется нивелир с компенсатором, то перед отсчетами убеждаются, что компенсатор находится в рабочем положении.

Результаты наблюдений на станции записывают в полевой журнал установленной формы. Ниже приводится образец записи и вычислений в журнале нивелирования III класса (табл. 9).

Очередность записей и вычислений указана цифрами в скобках.

Контроль наблюдений на станции следующий:

1. Отсчет по средней нити по черной стороне каждой рейки должен быть равен полусумме отсчетов по дальномерным штрихам, т. е. $(1) = \frac{(2)+(3)}{2}$ и $(4) = \frac{(5+6)}{2}$. Расхождение допускается не более 3 мм.

2. Величины (9) = (3)—(2) и (10) = (6—5) есть разность отсчетов по черным сторонам задней и передней реек по крайним дальномерным нитям, т. е. эти величины есть дальномерные расстояния с K=100. Выразив эти величины в см, получают расстояния от нивелира до задней (9) и передней (10) реек.

Разность (9)—(10) дает неравенство расстояний (13) на станции от нивелира до реек.

Так, в журнале это неравенство на станциях составляет: на первой +3 мм (или 0,3 м), на второй —1 мм (0,1 м), на третьей —8 мм (0,8 м).

Если неравенство расстояний от нивелира до задней и передней реек окажется недопустимым, т. е. величина (13) будет больше 20 мм (или более 2 м), то нивелир необходимо переставить, изменив соответственно расстояния от него до реек.

Накопление неравенств в секции допускается не более 5 м (в журнале на трех станциях это накопление составило —6 мм или 0,6 м).

3. Превышения на станции вычисляют дважды:

1) отсчет по черной стороне задней рейки (1) минус отсчет по черной стороне передней рейки (4), т. е. h (14) = (1)—(4).

2) отсчет по красной стороне задней рейки (8) минус отсчет по красной стороне передней рейки (7), т. е. h (15) = (8)—(7).

При вычислении превышений пользуются отсчетами только по средней нити. Расхождение между двумя вычисленными значениями превышений h (14) и h (15) не должно быть более 3 мм с учетом разности высот нулей комплекта реек, т. е. (14) = =(15) ±100. При выполнении этого условия вычисляют $h_{ср}$, т. е. $(19) = \frac{(14)+(15)\pm 100}{2}$ с точностью до десятых долей мм. Если указанные требования (13) окажутся не выполненными, то все наблюдения на станции делают заново, изменив высоту нивелира на несколько сантиметров.

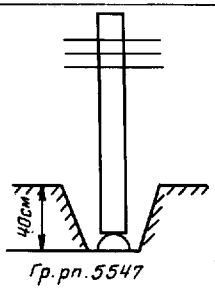
Кроме того, на станции вычисляют:

(11) = (2)—(5) (16) = (8)—(1)

(12) = (3)—(6) (17) = (7)—(4).

Таблица 9
Журнал нивелирования III класса

Ход от грунт. реп. 5547
10 июня 1993 г. Начало 7 час. 45 мин.
Условия работы: ясно

№ штатива № реек	Зарисовка привязки	Наблюдения по дальномерным нитям		Контрольное превышение
		задняя рейка	передняя рейка	
1		0950 (2)	1780 (5)	—830 (11)
1—2		1628 (3)	2455 (6)	—827 (12)
		678 (9)	675 (10)	+3/+3 (13)
2		0415	1442	—1027
2—1		1052	2080	—1028
		637	638	—1/+2
3		1515	0720	+795
1—2		1905	1118	+787
		390	398	—8/—6
Контрольные постраничные вычисления		7465 (20)	9595 (21)	—2130 (22)
				—1065 (27)

Контролем правильности вычислений на станции является соблюдение следующих равенств: (13) = (9)—(10) = (12)—(11), (18)= = (17)—(16) = (14)—(15).

Есть рейки, у которых деления на красных сторонах равны 1,1 см. В этом случае превышения, вычисленные как разность отсчетов по красным сторонам, следует умножить на 1,1. Пользование такими рейками обеспечивает наиболее надежный контроль наблюдений.

На каждой странице полевого журнала указывается время тех наблюдений, которые выполнены и записаны на данной странице.

На заболоченных участках рекомендуется применять нивелир с компенсатором, под ножки штатива необходимо забивать деревянные колья.

При перерывах нивелирование, как правило, заканчивают на

до грунт. реп. 1648
конец 8 час. 30 мин.
Изображение спокойное, отчетливое, слабый ветер

Сторона реек	Наблюдения по средней нити			Среднее превышение, мм
	задняя рейка	передняя рейка	превышение	
ч	1290 (1)	2120 (4)	—830 (14)	
к	6070 (8)	6800 (7)	—730 (15)	—830 (19)
	4780 (16)	4680 (17)	—100 (18)	
ч	0732	1760	—1028	
к	5412	6540	—1128	—1028
	4680	4780	+100	
ч	1710	0920	+790	
к	6491	5600	+891	+790,5
	4780	4680	—101	
	—21705 (23)	—23740 (24)	—2035 (25)	—1067,5 (26)
	—23740 (24)		—100	
	—2035 (28)		—2135 (29)	

постоянном или временном репере. Разрешается также заканчивать нивелирование на трех костылях (кольях), забитых в дно ям глубиной 0,3 м. Нивелирование на обеих станциях выполняют по обычной программе, после чего костыли покрывают травой и засыпают землей.

После перерыва выполняют нивелирование на последней станции. Если превышения, полученные до и после перерыва, расходятся больше, чем на 3 мм, то выполняют нивелирование и на предпоследней станции. Из сравнения результатов нивелирования до и после перерыва устанавливают, какой костыль сохранил свое первоначальное положение, и от него продолжают нивелирование дальше. Костыли считаются сохранившими свое первоначальное положение, если полученные до и после перерыва значения превышений на станции различаются не более чем на 3 мм. В

обработку принимают наблюдения, выполненные как до, так и после перерыва. При больших расхождениях нивелирование по секции выполняют заново от постоянного репера.

Нивелирование выполняют при хорошей видимости, отчетливых и спокойных изображениях реек. В солнечные дни не следует нивелировать в периоды, близкие к восходу и заходу солнца.

При работе на станции нивелир защищают от солнечных лучей зонтом.

По окончании полевой работы ежегодно выполняются контрольные постраничные вычисления. Их цель — контроль правильности вычисленных на каждой станции величин.

(20) — сумма отсчетов по дальномерным нитям по задней рейке, т. е. (20) = (2)+(3)+ и т. д.

(21) — сумма отсчетов по дальномерным нитям по передней рейке, т. е. (21) = (5)+(6)+ и т. д.

(22) — алгебраическая сумма контрольных превышений,

(23) — сумма отсчетов по средней нити по задней рейке, т. е. (23) = (1)+(8)+ и т. д.

(24) — сумма отсчетов по средней нити по передней рейке, т. е. (24) = (4)+(7)+ и т. д.

(25) — алгебраическая сумма превышений, т. е. (25) = =(14)+(15)+ и т. д.

Если на странице записано нечетное число станций, то к величине (25) алгебраически прибавляется 100 (разность высот нулей комплекта реек), т. е. (29) = (25)+100.

(26) — алгебраическая сумма средних превышений, т. е. (26)= = (19)+ и т. д.

Таким образом, $(26) = \frac{(25)+100}{2} = \frac{1}{2}(29)$. При четном числе станций на странице $(26) = \frac{1}{2}(25)$ $(27) = \frac{1}{2}(22)$. Эта величина может отличаться от величины (26) не более, чем на 3 мм. Далее (28) = (23) — (24) должно быть равно (25). Величина (20) — (21) = (30), где (30) — накопление неравенств расстояний от нивелира до реек на станциях, записанных на данной странице журнала.

Расхождение между суммой превышений из прямого хода и суммой превышений из обратного хода по каждой секции не должно превышать ± 10 мм $\sqrt{L}$, где L — длина секции в км. Если это требование выполнено, то по каждой секции вычисляют среднее значение превышения со знаком прямого.

Если же расхождение в превышениях по секции окажется недопустимым, то по этой секции прокладывают третий нивелирный ход. Из суммарных превышений трех ходов выбирают два значения, удовлетворяющие указанному выше требованию. В средние значения превышений по секциям вводят поправки за среднюю длину одного метра комплекта реек. Например, средняя длина одного метра пары реек 999,98 мм, т. е. метр оказался короче (поправочный коэффициент — 0,02 мм), следовательно, суммы средних превышений в каждой секции будут увеличены.

Поправка в $\Sigma h_{ср} = -10{,}6846$ м будет равна $-0{,}02$ мм $\times$ $\times(-10{,}68) = +0{,}2$ мм. Исправленное превышение равно $-10{,}6844$ м.

По окончании нивелирования вычисляют невязку по всему ходу по формуле

$$f_h = \Sigma h_{ср} - (H_B - H_A),$$

где $\Sigma h_{ср}$ — сумма средних превышений по секциям; H_B, H_A — высоты конечного и начального реперов хода; f_h — невязка в превышениях по нивелирному ходу.

Предельную невязку в превышениях по ходу вычисляют по формуле

$$f_{h_{пред}} = \pm 10 \text{ мм } \sqrt{L},$$

где L — длина нивелирного хода в км.

Если невязка f_h по абсолютной величине не превышает $f_{h_{пред}}$, то ее распределяют с обратным знаком в сумме средних превышений по секциям пропорционально длинам секций.

На местности со значительными уклонами, когда число станций на 1 км хода более 25, допустимую невязку распределяют с обратным знаком пропорционально числу штативов (станций) в секциях. Сумма исправленных превышений по секциям должна быть равна $H_B - H_A$.

Высоты реперов хода получают последовательно алгебраически суммируя высоту начального репера и исправленные превышения по секциям. Указанные вычисления производят в ведомости превышений и высот хода установленной формы.

В отдельных случаях нивелирование III класса производят также высокоточными нивелирами с плоскопараллельной пластинкой и инварными штриховыми рейками (например в горных районах). Изучение этих приборов дано в курсе «Высшая геодезия».

§ 44. ПРОИЗВОДСТВО НИВЕЛИРОВАНИЯ IV КЛАССА И ТЕХНИЧЕСКОГО НИВЕЛИРОВАНИЯ

Нивелирование IV класса является сгущением нивелирной сети III класса. Каждая линия нивелирования IV класса должна опираться на знаки нивелирования высшего класса или узловые точки нивелирования IV класса.

Нивелирование IV класса прокладывают в одном направлении. Длина хода не должна превышать 50 км.

Нивелирование IV класса выполняют нивелирами, удовлетворяющими следующим требованиям:

1) увеличение зрительной трубы должно быть не менее 25^x;

2) цена деления цилиндрического уровня должна быть не более $25''$ (контактного уровня — не более $30''$);

3) погрешность самоустановки линии визирования в горизонтальное положение у нивелиров с компенсаторами не более $0{,}5''$.

С этой целью применяют нивелиры Н-3, Н-3К, НВ, *Ni* 007, 2Н-3КЛ. Нивелиры НВ в настоящее время не выпускаются, однако на производстве еще имеются и применяются.

Рейки применяют трехметровые, шашечные, с сантиметровыми делениями, цельные, двухсторонние, комплектные, с круглыми уровнями. Дециметровые и метровые интервалы на рейках должны быть нанесены с точностью не ниже ±1 мм.

При нивелировании IV класса отсчеты по черным и красным сторонам реек производят по средней нити. Кроме того, для определения расстояний от нивелира до реек производят отсчеты по одной и той же дальномерной нити по черным сторонам реек. Следовательно, расстояния определяют при коэффициенте дальномера, равном 200.

Длина визирного луча допускается до 100 м. Если нивелирование выполняют прибором, у которого зрительная труба имеет увеличение не менее 30^x, то при отсутствии колебаний изображений разрешается увеличивать длину луча до 150 м. При установке нивелира посередине между рейками расстояние от нивелира до реек можно измерять шагами. Неравенство расстояний от нивелира до реек на станции допускается до 5 м, а накопление их по секции — до 10 м. В приводимом ниже журнале нивелирования IV класса под цифрами (7) = (1)—(2) и (8) = (3)—(4) даны дальномерные расстояния от нивелира до задней рейки (7) и от нивелира до передней рейки (8). Как указано выше, коэффициент дальномера равен 200, поэтому каждому сантиметру в цифрах (7) и (8) соответствует на местности 2 м. Высота визирного луча над почвой должна быть не менее 0,2 м. Во время наблюдений нивелир защищают от солнечных лучей при помощи зонта. Рейки устанавливают отвесно по уровню на костыли или колья.

Порядок наблюдений на станции следующий:

1. Отсчеты по черной стороне задней рейки по средней нити (1) и дальномерному штриху (2).
2. Отсчеты по черной стороне передней рейки по средней нити (3) и дальномерному штриху (4).
3. Отсчет по красной стороне передней рейки по средней нити (5).
4. Отсчет по красной стороне задней рейки по средней нити (6).

Образец записи в журнале (табл. 10) нивелирования IV класса.

Перед каждым отсчетом пузырек цилиндрического уровня приводят точно в нуль-пункт, действуя элевационным или подъемным винтом. Если нивелирование выполняют нивелиром с компенсатором, то перед отсчетами компенсатор должен быть включен.

Контролем качества наблюдений на станции является сходимость дважды вычисленного превышения по черным (11) и красным (12) сторонам реек. Расхождение допускается не более 5 мм с учетом разности высот нулей комплекта реек. Если эта разность, заранее определенная, равна 100 мм, и если условие выполнено, то (11) = (12) ±100 ±5 мм. В этом случае из двух превышений

Таблица 10

Погода ясно, слабый ветер

Дата 2 июня 1993 г.
Начало 8 час. 10 мин. Конец 8 час. 55 мин.

№ станций и реек	Дальномерные расстояния до задней и передней реек	Отсчеты по рейке		Превышение, мм	Среднее превышение, мм
		задняя	передняя		
1	167 (7)	1572 (2)	1812 (4)		
		1739 (1)	1971 (3)	—232 (11)	—232 (13)
1—2	159 (8)	6429 (6)	6762 (5)	—333 (12)	
		4690 (9)	4791 (10)	+101 (14)	
2	308	1170	0631		
		1478	0937	+541	+542
2—1	306	6269	5627	+642	
		4791	4690	—101	
3	380	0601	1710		
		0981	2090	—1109	—1110
1—2	380	5670	6881	—1211	
		4689	4791	+102	
4	334	1883	0800		
		2217	1131	+1086	+1086
2—1	331	7007	5821	+1186	
		4790	4690	—100	
Контроль-	1189 (21)	31790 (15)	31220 (16)	+570 (17)	+286 (18)
	1176 (22)	31220 (16)		+285 (20)	
	2365 (23)	+570 (19)			
	+13 (24)				

вычисляют среднее с точностью до 1 мм, т. е. $h_{ср}(13) = \frac{(11)+(12)\pm 100}{2}$, которое будет являться окончательным значением.

При большем расхождении наблюдения на станции делают заново, изменив предварительно высоту нивелира на несколько сантиметров.

На станции вычисляют разность высот пяток реек — задней (9) = (6)—(1) и передней (10) = (5)—(3). Контролем правильности вычислений на станции является соблюдение равенства (14) = =(11)—(12) = (10)—(9).

На каждой странице журнала производят контрольные вычисления (постраничный контроль), т. е. вычисляют:

(15)—(1)+(6)+ и т. д. — сумму отсчетов по задней рейке по средней нити по черной и красной сторонам;

(16) = (3)+(5)+ и т. д. — сумму отсчетов по передней рейке по средней нити по черной и красной сторонам;

(17) = (11)+(12)+ и т. д. — алгебраическую сумму превышений;

(18) = (13)+... и т. д. — алгебраическую сумму средних превышений.

Итоговый контроль правильности вычислений (17) = (19) = =(15)—(16).

При четном числе станций на странице (18) = (20) = 1/2(17).

Если число станций на странице нечетное, то к величине (17) нужно алгебраически прибавить разность высот нулей комплекта реек и разделить пополам, т. е. $(20) = \frac{(17)\pm 100}{2}$.

Итоговые вычисления производят по каждой секции.

В нивелировании IV класса сумму превышений по секциям исправляют за среднюю длину 1 м комплекта реек, когда эта поправка превышает 1 см.

Невязку в сумме превышений по проложенному разомкнутому ходу вычисляют по формуле $f_h = \Sigma h - (H_B - H_A)$.

Предельную невязку вычисляют по формуле $f_{h_{\text{пред}}} = \pm 20 \text{ мм } \sqrt{L}$.

Уравнивание превышений и вычисление высот производится так же, как и при нивелировании III класса.

Привязка нивелирных ходов к нивелирным знакам. Если нивелирный знак находится ниже линии визирования, то при привязке к нему нивелирного хода порядок работы на последней станции остается обычным.

При привязке нивелирных ходов к нивелирным знакам, расположенным выше линии визирования, используют подвесную рейку, на которой нанесены такие же деления, как и на основных рейках. Нуль на подвесной рейке должен быть совмещен с центром отверстия для штифта, на котором рейку подвешивают к стенной марке, т. е. счет делений на подвесной рейке идет сверху вниз (рис. 92). Наблюдения на станции производят в обычном порядке.

Если подвесная рейка отсутствует, то в этом случае на стену, в которой заложена марка, проектируют нити сетки и их проекции и отмечают карандашом.

Расстояние от центра марки до проекций нитей сетки по отвесной линии измеряют рулеткой или обычной линейкой с миллиметровыми делениями с точностью до 1 мм: отсчетам по подвесной рейке или расстоянием, измеренным вверх от центра марки, придают знак плюс, а расстоянием, измеренным вниз — знак минус. В данном случае наблюдения на станции осуществляют дважды. Перед повторными наблюдениями изменяют высоту нивелира не менее, чем на 3 см.

В журнале нивелирования зарисовывают постановку рейки на каждом репере, записывают тип, номер репера и высоту места постановки относительно поверхности земли, приводят сведения о состоянии внешнего оформления репера и делают отметку о его восстановлении.

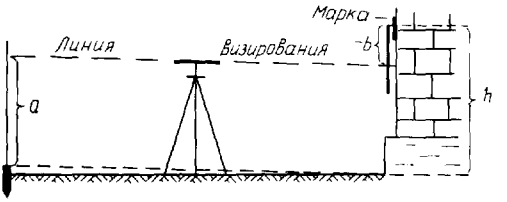


Рис. 92. Схема привязки нивелирного хода к марке с применением подвесной рейки

Привязка линий нивелирования III и IV классов к вековым и фундаментальным реперам запрещается.

При сечении рельефа 1 м и менее высотное обоснование создается продолжением ходов технического нивелирования, т. е. применяется метод геометрического нивелирования.

Ходы технического нивелирования прокладываются между двумя исходными реперами в виде одиночных ходов или в виде системы ходов с одной или несколькими узловыми точками. Узловой называется точка пересечения ходов.

Длина хода технического нивелирования, когда его выполняют для высотного обоснования топографических съемок, определяется высотой сечения рельефа.

Для проложения ходов технического нивелирования используются нивелиры с увеличением зрительной трубы не менее 20^x и ценой деления уровня не более $45''$ на 2 мм, а также нивелиры с наклонным лучом. Рейки используют двухсторонние с сантиметровыми или двухсантиметровыми делениями.

Нивелирование выполняют в одном направлении. Нормальная длина визирного луча 120 м. При хорошей видимости и спокойных изображениях длину луча разрешается увеличивать до 200 м.

Отсчеты по рейкам, устанавливаемым на костыли или колья, берутся только по средней нити.

Порядок наблюдений на станции:

1) отсчеты по черной и красной сторонам задней рейки;

2) отсчеты по черной и красной сторонам передней рейки.

Перед каждым отсчетом пузырек цилиндрического уровня должен быть приведен в нуль-пункт, или должен быть включен компенсатор.

Разрешается применение односторонних реек. В этом случае порядок наблюдений на станции следующий:

1) отсчет по задней рейке;

2) отсчет по передней рейке.

Изменение высоты нивелира не менее, чем на дециметр;

3) отсчет по передней рейке;

4) отсчет по задней рейке.

Расхождение превышений на станции не должно превышать 5 мм.

Невязки по ходу вычисляют по формуле

$$f_h = \Sigma h_{ср} - (H_B - H_A),$$

где $\Sigma h_{ср}$ — сумма средних превышений по ходу; H_B, H_A — высоты конечной и начальной точек хода.

Невязки по ходам не должны превышать $f_{h_{пред}} = 50$ мм $\sqrt{L}$, где L — длина хода в километрах.

На местности со значительными углами наклона, когда число станций на 1 км хода более 25, предельная невязка подсчитывается по формуле $f_{h_{пред}} = 10\sqrt{n}$ (мм), где n — число станций (штативов) в ходе.

Если f_h не превышает $f_{h_{пред}}$, то ее распределяют с обратным знаком пропорционально длинам сторон хода.

Техническое нивелирование, применяемое при инженерных изысканиях, например при прокладке трасс, нивелировании площадей и т. д. имеет существенные отличия от изложенного в методике работы, форме журналов и их обработке.

§ 45. ОСОБЫЕ СЛУЧАИ НИВЕЛИРОВАНИЯ. ПОЛЕВЫЕ ЖУРНАЛЫ

При нивелировании через водные препятствия применяют различную методику в зависимости от ширины препятствия и класса нивелирования.

Нивелирование через препятствия выполняют в наиболее благоприятное время. Лучшие условия бывают в пасмурные и облачные дни с незначительными колебаниями температуры и с небольшим ветром — в такие дни можно работать в любое время. В солнечные дни нивелирование необходимо начинать через три часа после восхода и прекращать за три часа до захода солнца, так как в это время наибольшее влияние вертикальной рефракции.

Нивелирование через препятствия шириной до 200 м выполняют по обычной методике, двумя приемами, с соблюдением равенства расстояний до передней и задней реек. Между приемами изменяют высоту нивелира на 3—5 см. Расхождение средних значений превышения из приемов допускают не более 4 мм при нивелировании III класса и не более 7 мм при нивелировании IV класса.

Нивелирование через препятствия шириной 200—400 м выполняют с применением щитков с белыми штрихами способом «подвижной марки» одним сдвоенным приемом. При этом на изображение средней нити трубы движением щитка подводят изображения белых штрихов по четыре раза. Ширина в мм белых штрихов щитка должна быть $0{,}06S$, где S — ширина препятствия в м.

Нивелирование через препятствия шириной более 400 м, а также шириной 200—400 м выполняют методами и приборами, предусмотренными для нивелирования II класса.

В исключительных случаях нивелирование III и IV классов через водные препятствия производят зимой по льду с соблюдением следующих условий.

Нивелирование выполняют по наиболее короткому пути. На

обоих берегах водоема заблаговременно закладывают по одному постоянному реперу. Перед началом нивелирования по льду трассу очищают от снега. В местах установки реек пробивают во льду отверстия, в которые вмораживают деревянные колья длиной 20—30 см и диаметром 8—10 см с вбитыми в их торцы гвоздями со сферическими шляпками. В местах установки нивелира для каждой ножки штатива также вмораживают деревянные колья.

Порядок наблюдений и допуски на станциях такие же, как и при обычном нивелировании.

Нивелирование по льду выполняют дважды в прямом и дважды в обратном направлениях. Расхождение между средними значениями превышений из двух прямых и двух обратных ходов должно быть не более ± 10 мм $\sqrt{L}$ при нивелировании III класса и не более ± 20 мм $\sqrt{L}$ при нивелировании IV класса. Нивелирование по льду производят в периоды наименьших суточных колебаний льда, руководствуясь при этом данными речных водомерных постов.

При нивелировании через водоемы, где наблюдаются резкие изменения уровня льда, через каждые 10 мин с одного берега нивелиром наблюдают за колебаниями поверхности льда. При наблюдениях используют рейку, прикрепленную к вмороженному в лед столбу, который отстоит от берега на расстоянии 50 м. По полученным данным вводят поправки в измеренное превышение.

Нивелирование по льду производят в возможно кратчайший срок. Во время наблюдений не допускается на льду скопление людей и транспорта. Нивелирование в одном направлении обязательно заканчивают в один день без перерывов в работе.

Нивелирование IV класса через водное препятствие шириной 200—400 м разрешается выполнять по урезу воды.

На реке выбирают участок со спокойным течением. Вблизи уреза воды на обоих берегах выкапывают отводные канавы. По сигналу в один и тот же момент в канавах забивают по одному колу так, чтобы срезы кольев оказались одновременно на уровне воды. Колья в канавах тотчас же связывают нивелированием по ходу с реперами на берегах.

Нивелирование по урезу воды производят дважды. Расхождение между двумя значениями превышения не должно превышать 20 мм $\sqrt{L}$, где L — расстояние между реперами в км.

Полевые журналы. Результаты любых полевых геодезических измерений записывают в полевые журналы установленной формы, являющиеся документами строгого учета. Страницы в журнале должны быть пронумерованы.

Записи в журналах делают четким почерком чернилами, шариковой ручкой или простым карандашом. Запрещается пользоваться химическими и цветными карандашами.

Неудовлетворительные или неправильно записанные результаты наблюдений на станции аккуратно зачеркивают с указанием причины переделки. Номер станции при повторных наблюдениях сохраняют с припиской слова «повторная».

Подчистка и исправление записей отсчетов в журнале запрещается. Ошибочные записи в вычислениях аккуратно зачеркивают и сверху записывают правильные.

В журнале нивелирования аккуратно зарисовывают постановку рейки на каждом репере и записывают высоту ее места постановки относительно поверхности земли.

Нумерацию станций на каждой секции начинают с первого номера. В конце журнала указывают число заполненных и незаполненных страниц.

§ 46. ТРИГОНОМЕТРИЧЕСКОЕ НИВЕЛИРОВАНИЕ

Тригонометрическое нивелирование иногда называют также геодезическим. Его достоинством является возможность передачи высот на значительные расстояния.

Для определения превышения точки B над точкой A (рис. 93) тригонометрическим нивелированием на станции измеряют вертикальный угол ν, а также высоту прибора i, высоту рейки v.

Так, из рис. 93 превышение будет равно:

$$h = D \cdot \operatorname{tg} \nu + i - v, \tag{5.6}$$

где ν — угол наклона; i — высота прибора измеряется рулеткой по отвесной линии от точки A до центра окуляра зрительной трубы, установленной горизонтально; v — высота рейки или высота знака, на которую производится визирование; D — горизонтальное проложение, которое может быть известно из геодезической сети или может быть измерено по плану (карте).

Превышения при тригонометрическом нивелировании вычисляют с точностью до 1 см, поэтому величины i и v также измеряют рулеткой с точностью 1 см.

Если расстояние между точками A и B более 300 м, превышение вычисляется по формуле:

$$h = D \cdot \operatorname{tg} \nu + i - v + f, \tag{5.7}$$

где f — поправка за кривизну Земли и рефракцию.

По указанной формуле вычисляют h с помощью калькулятора с функциями. Удобно также вычислять h пользуясь таблицами превышений, которые составлены для различных D и ν. Обозначив $D \cdot \operatorname{tg} \nu = h'$, *формула (5.7) примет вид* $h = h' + i - v + f$. Величину h' выбирают из таблиц превышений. Величину f для различных расстояний также выбирают из таблиц.

Если определено наклонное дальномерное расстояние $D = (Kl + c) \times \times \cos^2 \nu = Kl \cos^2 \nu + c \cos^2 \nu$, то формула (5.7) примет вид: $h = (Kl \cos^2 \nu + c \cos^2 \nu) \operatorname{tg} \nu + i - v + f$ или

$$h = Kl \sin \nu \cos \nu + c \sin \nu \cos \nu + i - v + f.$$

Но $\sin \nu \cos \nu = \frac{1}{2} \sin 2\nu$, а величина $c \approx 0$, тогда

$$h = \frac{1}{2} Kl \sin 2\nu + i - v + f \text{ или } h = h' + i - v + f.$$

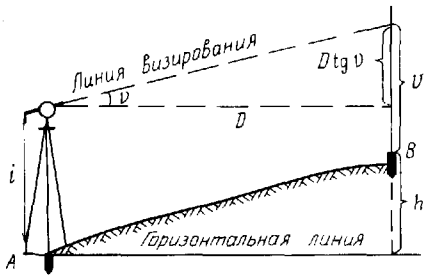


Рис. 93. Принцип тригонометрического нивелирования

По указанной формуле вычисляют превышение, если определено наклонное расстояние нитяным дальномером. Для вычисления h' по аргументам D и ν составляют таблицы.

В последние годы широко применяются геодезические приборы тахеометры, позволяющие непосредственно измерять превышение по кривым номограмм, помещающихся в поле зрения трубы.

Высотные ходы. Для определения высот точек съемочного обоснования для топографической съемки с сечением рельефа 2 и 5 м, а также при съемке всхолмленных районов с сечением рельефа 1 м геометрическое нивелирование может быть заменено тригонометрическим. В горных и предгорных районах также выгоднее применять тригонометрическое нивелирование.

Высотные ходы прокладываются между пунктами триангуляции, полигонометрии, и пунктами сетей сгущения всех классов, высоты которых определены геометрическим нивелированием. В горных районах исходными могут служить пункты триангуляции и полигонометрии, высоты которых определены тригонометрическим нивелированием.

Вертикальные углы измеряют теодолитом или другим геодезическим прибором, имеющим вертикальный круг, на заднюю и переднюю точки хода одним приемом при двух положениях круга (КП и КЛ). Перед отсчетом по вертикальному кругу приводят в нуль-пункт пузырек цилиндрического уровня, расположенного на алидаде вертикального круга. Если вместо цилиндрического уровня имеется компенсатор, то он должен быть включен.

Контролем точности измерения вертикальных углов является постоянство места нуля на станции. Колебание его не должно превышать двойной точности отсчетного устройства.

Расстояния в ходе определяют свето- или радиодальномерами, оптическими дальномерами с относительной погрешностью не ниже 1 : 1000.

При определении расстояний нитяным дальномером точность вычисленных высот точек хода будет ниже.

На станции измеряют рулеткой с точностью 1 см высоту прибора и высоту рейки или точки, на которую произведено визирование. Превышения вычисляют также с точностью до 1 см

на калькуляторе с функциями. При отсутствии калькулятора превышения вычисляют по таблицам превышений.

По каждой стороне хода превышение будет вычислено дважды — в прямом и обратном направлениях. Расхождение между прямым и обратным превышениями для одной и той же стороны хода не должны превышать 4 см на каждые 100 м расстояния. В этом случае из прямого и обратного превышений по каждой стороне хода вычисляют среднее превышение, которому придают знак прямого превышения.

Невязку в разомкнутом ходе вычисляют по формуле:

$$f_h = \Sigma h_{ср} - (H_B - H_A),$$

где $\Sigma h_{ср}$ — сумма средних превышений в ходе: H_B, H_A — высоты конечного и начального исходных пунктов.

Для замкнутого хода $f_h = \Sigma h_{ср}$.

Предельную невязку в превышениях $f_{h_{пред}}$ вычисляют по формуле

$$f_{h_{пред}} = 0{,}04\,\Sigma s/\sqrt{n} \text{ (см)},$$

где Σs — сумма длин сторон хода, n — число линий в ходе.

Если f_h не превышает по абсолютной величине $f_{h_{пред}}$, она допустима. Допустимую невязку f_h распределяют с обратным знаком на вычисленные превышения пропорционально длинам сторон, т. е. поправка в каждое превышение h_i равна

$$\delta h_i = -\frac{f_h}{\Sigma s} s_i.$$

Глава 6

СЪЕМОЧНЫЕ ГЕОДЕЗИЧЕСКИЕ СЕТИ

§ 47. ОБЩИЕ СВЕДЕНИЯ О ГЕОДЕЗИЧЕСКИХ СЕТЯХ

Геодезическая сеть это совокупность закрепленных на местности пунктов, координаты которых определяются из геодезических измерений.

Геодезические сети подразделяются на государственную геодезическую сеть, сети сгущения и съемочные сети.

Государственная геодезическая сеть (ГГС) обеспечивает распространение единой системы координат на территорию государства и является исходной для построения других геодезических сетей.

Государственная геодезическая сеть предназначается для решения следующих основных задач в интересах народного хозяйства, науки и обороны страны:

геодезическое обеспечение картографирования территории страны, включая акватории, подземные пространства и коммуникации,

с учетом требований к топографическим съемкам всего масштабного ряда и цифровым картам;

определение фигуры и размеров Земли;

геодезическое обеспечение землепользования, различных кадастров, разведки и освоения природных ресурсов страны, мероприятий по охране окружающей среды;

обеспечение исходными геодезическими данными средств сухопутной, морской и воздушной навигации;

геодезическое обеспечение автоматизированных систем картографирования, проектно-изыскательских, землеустроительных и инженерно-технических работ различного назначения;

создание банков геодезических данных для управления объектами народного хозяйства и обороны страны и др.

В соответствии с «Основными положениями о государственной геодезической сети», утвержденными в 1991 году, государственная геодезическая сеть в зависимости от точности, методов и последовательности ее развития подразделяется на фундаментальную астрономо-геодезическую сеть (ФАГС) и геодезические сети 1, 2, 3 и 4 классов.

Геодезическая сеть 1 класса является астрономо-геодезической сетью (АГС), а геодезические сети 2, 3 и 4 классов — геодезическими сетями сгущения (ГСС).

Фундаментальная астрономо-геодезическая сеть состоит из равномерно расположенных на территории страны постоянно действующих астрономо-геодезических пунктов и обсерваторий для наблюдения за искусственными спутниками Земли и другими космическими объектами. Эта сеть создается методами космической геодезии. Современные достижения науки и техники позволяют определять координаты пунктов ФАГС с весьма высокой точностью (несколько см). Поэтому такую сеть и называют фундаментальной.

Фундаментальная астрономо-геодезическая сеть определяет масштаб и ориентировку государственной геодезической сети. Пункты этой сети совмещаются или геодезически связываются с пунктами астрономо-геодезической сети.

Положение пунктов ФАГС и АГС определяется в двух геодезических системах координат — общеземной и референцной.

Общеземная система координат относится к фигуре общего земного эллипсоида, а референцная — к референц-эллипсоиду Ф. Н. Красовского. Между этими системами координат устанавливается связь.

Астрономо-геодезическая сеть (1 класса) в плановом отношении создается методами триангуляции, полигонометрии и методами космической геодезии, а в высотном — геометрическим нивелированием I, II, III и IV классов.

Триангуляция — метод построения геодезической сети в виде треугольников. Для обеспечения взаимной видимости на пунктах триангуляции устанавливают геодезические сигналы и пирамиды. В каждом треугольнике измеряют все три горизонтальных угла. В триангуляционной сети измеряют некоторые из сторон, называе-

Таблица 11

№ пп	Наименование видов и параметров сетей	Классы			
		1	2	3	4
	Триангуляция				
1	Длина стороны (средняя), км	12	7	4	2
2	Средняя квадратическая погрешность взаимного положения смежных пунктов, см	5	5	5	5
3	Средняя квадратическая погрешность измерения угла, вычисленная по невязкам треугольников, не более, с	0,9	1,3	2,0	5,0
4	Предельная невязка треугольника, с	3,5	5,0	8,0	15,0
	Полигонометрия				
1	Длина стороны (средняя), км	12	5	1	0,5
2	Средняя квадратическая погрешность взаимного положения смежных пунктов, см	5	5	5	5
3	Средняя квадратическая погрешность измерения угла, вычисленная по невязкам полигонов, с, не более	0,9	1,3	2,0	5,0
4	Средняя квадратическая погрешность измерения стороны, см, не более	4	3	3	3

мые базисными сторонами. Триангуляция является основным методом построения государственных плановых геодезических сетей.

Полигонометрия — метод построения геодезической сети путем измерения расстояний и углов между пунктами хода. Полигонометрию прокладывают взамен триангуляции в закрытой (застроенной и залесенной) местности. Точность измерения расстояний и горизонтальных углов в полигонометрических ходах должна быть одинаковой с точностью триангуляции тех же классов.

Классификация и основные точностные и геометрические параметры триангуляции и полигонометрии, входящие в ГГС, даны в табл. 11.

Изучение вопросов, связанных с развитием ГГС, дается в курсе «Высшая геодезия».

Средняя плотность пунктов геодезических сетей 1 и 2 классов должна составлять один пункт на 50 кв. км.

Геодезические сети в населенных пунктах, горнодобывающих бассейнах и на промышленных объектах, как правило, вычисляются в местных системах координат. При установлении местной системы координат применяется конформная проекция Гаусса—Крюгера с трехградусными зонами и осевым меридианом, проходящим через центральную часть снимаемой территории. Местные системы координат должны быть надежно связаны с общегосударственной системой плоских прямоугольных координат.

Для обеспечения топографических съемок плотность пунктов ГГС должна быть:

— для съемок в масштабах 1 : 25 000 и 1 : 10 000 — 1 пункт на 50 кв. км;

— для съемок в масштабе 1 : 5000 — 1 пункт на 20—30 кв. км;

— для съемок в масштабе 1 : 2000 и крупнее — 1 пункт на 5—15 кв. км.

Плотность пунктов государственной геодезической сети недостаточна для производства крупномасштабных топографических съемок. Поэтому в дополнение к ним развиваются сети сгущения 1 и 2 разрядов, а на их основе — съемочные сети (съемочное или рабочее обоснование), используемые также для выполнения инженерно-геодезических работ различного характера и назначения.

Методы создания съемочных сетей обусловлены видами топографических съемок. Основным методом построения съемочных сетей для большинства видов топографических съемок являются теодолитные ходы.

§ 48. ПРОЛОЖЕНИЕ ТЕОДОЛИТНЫХ ХОДОВ

Теодолитные ходы прокладываются между твердыми пунктами, т. е. исходными геодезическими пунктами с известными координатами. Линии, соединяющие эти пункты, называются твердыми линиями или сторонами.

Различают три вида теодолитных ходов: разомкнутый ход, опирающийся на две твердые стороны, например, $A(1)$ и $B(n)$ (рис. 94, *а*), замкнутый (рис. 94, *б*) и висячий (рис. 94, *в*).

Для определения дирекционных углов сторон и координат пунктов теодолитного хода производят его привязку к исходным геодезическим пунктам. С этой целью измеряют примычные углы β_1 и β'_1, а также (для контроля) углы β_n и β'_n в конечных пунктах хода (см. рис. 94, *а*).

По имеющимся картам и планам наиболее крупного масштаба составляется проект развития теодолитных ходов. При этом прежде всего проектируют проложение теодолитных ходов вдоль рамок трапеций будущих листов топокарт. Внутри трапеций точки ходов по возможности должны располагаться равномерно. Точки ходов следует проектировать в местах наиболее удобных для последующего выполнения угловых и линейных измерений.

Теодолитные ходы прокладывают между пунктами государственной геодезической сети и сетей сгущения.

Ходы желательно иметь прямолинейными, с углами поворота близкими к 180°.

По составленному проекту производят рекогносцировку, т. е. осмотр местности, выбор и закрепление на ней точек теодолитных ходов. Точки ходов нужно выбирать с таким расчетом, чтобы с каждой точки (с высоты теодолита) была видимость на предыдущую и последующую точки хода, чтобы стороны хода были удобны для линейных измерений и чтобы над каждой точкой хода удобно

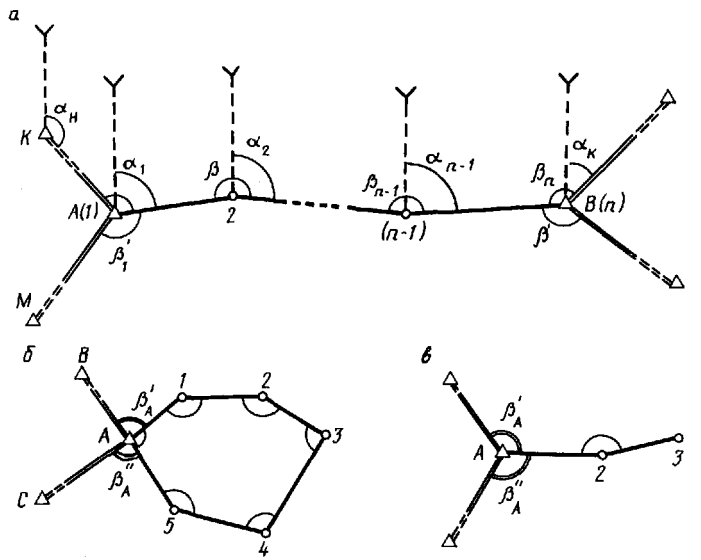


Рис. 94. Виды теодолитных ходов
а — разомкнутый; *б* — замкнутый; *в* — висячий

было устанавливать теодолит. Точки хода на один полевой сезон закрепляют обычно деревянными кольями с соответствующей окопкой. Закрепление точек на более длительный срок производят деревянными столбами длиной 1,5 м и диаметром 15—20 см.

При проложении теодолитных ходов производят угловые и линейные измерения.

Горизонтальные углы измеряют техническими или точными теодолитами типа Т30 и Т5.

Измерение углов обычно начинают при круге лево. Перед началом измерения лимб обычно ориентируют по магнитному меридиану. Поэтому в первом полуприеме отсчеты по сторонам угла будут равны магнитным азимутам. Измерять следует углы, лежащие только в одну сторону по ходу, влево или вправо.

Центрирование теодолита производят с точностью до 3 мм. Особенно точно следует центрировать теодолит при коротких сторонах. При измерении углов визирование производят на низ вех, установленных в точках хода.

Включение в теодолитный ход исходных пунктов и измерение примычных углов позволят в дальнейшем вычислять дирекционные углы сторон теодолитного хода и координаты точек хода в единой с исходными пунктами системе координат.

Показанные на рис. 94, *а*, *б*, *в* примычные углы измеряют непосредственно, т. е. теодолит устанавливают на исходном пункте. Если же на исходный пункт встать с теодолитом невозможно

(колокольня церкви, веха на дереве и т. п.), то в этом случае привязывают ход по методу снесения координат с вершины знака на землю.

Длины линий в теодолитных ходах измеряют штриховой или шкаловой лентами, дальномерами (свето-радиодальномеры или оптические дальномеры) с относительными погрешностями $\frac{1}{1000}$; $\frac{1}{2000}$; $\frac{1}{3000}$, которые установлены Инструкцией [9].

Длины линий измеряют дважды — в прямом и обратном направлениях. Если расхождение между прямым и обратным измерениями не выше указанного допуска, то за окончательный результат берут среднее значение.

§ 49. ОПРЕДЕЛЕНИЕ НЕПРИСТУПНЫХ РАССТОЯНИЙ

Если линия теодолитного хода проходит через препятствие — реку, овраг, болото, то лентой ее измерить невозможно. При отсутствии дальномера в этих случаях длину линии определяют косвенно, как неприступное для непосредственного измерения расстояние. Для определения длины такой линии на одном из ее концов, в месте, удобном для линейных и угловых измерений, выбирают две вспомогательные линии b_1, b_2, называемые базисами (рис. 95).

В каждом из двух полученных треугольников измеряют базисы и по два прилежащих к ним угла $\beta_I \beta_5 \beta_{II}$ и β'_5. Неприступное расстояние s вычисляют дважды по теореме синусов

$$s = \frac{b_1 \sin \beta_I}{\sin \beta_6},$$

$$s = \frac{b_2 \sin \beta_{II}}{\sin \beta_6'}.$$

Углы β при точке 6 вычисляют как дополнение до 180° суммы двух измеренных углов в каждом треугольнике.

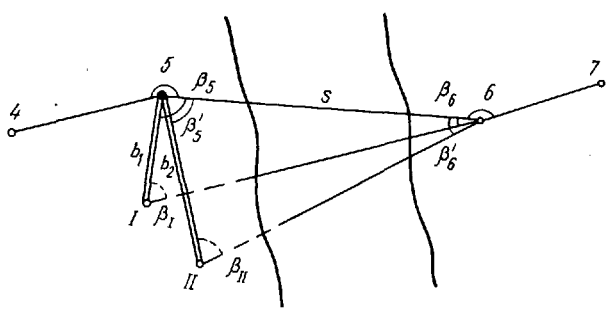


Рис. 95. Схема определения неприступного расстояния

Если расхождение между двумя вычисленными по формулам значениями s не более $\frac{1}{1000}$ (или $\frac{1}{2000}$, $\frac{1}{3000}$), то за окончательное значение принимают среднее из этих величин. При выборе базисов следует соблюдать требования:

углы, лежащие в треугольниках против базисов, должны быть не менее 20°;

углы в треугольниках при базисах должны быть не менее 40°.

§ 50. УРАВНИВАНИЕ ИЗМЕРЕННЫХ УГЛОВ ЗАМКНУТОГО ТЕОДОЛИТНОГО ХОДА И ВЫЧИСЛЕНИЕ ДИРЕКЦИОННЫХ УГЛОВ

Из геометрии известно, что в замкнутом многоугольнике $\Sigma\beta_т = 180°(n-2)$, где $\Sigma\beta_т$ — теоретическая сумма внутренних углов замкнутого многоугольника, n — число внутренних углов замкнутого многоугольника.

Однако каждый угол измеряется с некоторой погрешностью, поэтому сумма измеренных углов замкнутого теодолитного хода не будет равна теоретической сумме углов. Разность между измеренной и теоретической суммами углов называется невязкой

$$f_\beta = \Sigma\beta_{изм} - \Sigma\beta_т,$$

где f_β — угловая невязка.

Предельная угловая невязка в теодолитных ходах не должна превышать для 30″ теодолитов $f_{\beta_{пред}} = 1'\sqrt{n}$, где n — число измеренных углов. Если f_β не превышает по абсолютной величине $f_{\beta_{пред}}$, то она является допустимой, т. е. углы измерены достаточно точно.

Допустимая невязка распределяется поровну на все измеренные углы с обратным знаком. Величина $\frac{f_\beta}{n}$ называется поправкой. Если ввести поправки в углы поровну не удается, то бóльшие их значения придают углам с короткими сторонами.

Сумма поправок в измеренные углы должна быть равна невязке с обратным знаком.

Измеренные углы с учетом поправок называются исправленными или уравненными. Сумма исправленных углов должна быть равна теоретической сумме углов.

Вычисление дирекционных углов. На рис. 96 B, A, M — три последовательные точки хода, $\beta_л$ — измеренный влево по ходу лежащий горизонтальный угол (сокращенно — левый угол). При заданном исходном дирекционном угле $\alpha_н$ дирекционный угол последующей стороны α найдется из соотношения

$$\alpha = \alpha_н - 180° + \beta_л. \qquad (6.1)$$

Для измеренного правого угла $\beta_п$ получим аналогично

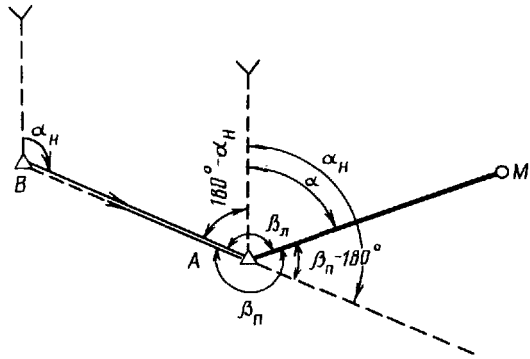


Рис. 96. Связь между горизонтальным углом и дирекционными углами его сторон

$$\alpha = \alpha_н + 180° - \beta_п. \qquad (6.2)$$

По формулам (6.1) или (6.2) вычисляются дирекционные углы всех сторон замкнутого хода. Контролем вычислений служит вторичное получение дирекционного угла исходной стороны.

§ 51. УРАВНИВАНИЕ УГЛОВ РАЗОМКНУТОГО ТЕОДОЛИТНОГО ХОДА

Пусть в разомкнутом теодолитном ходе, проложенном между твердыми пунктами A и B, измерены n левых углов β_1, β_2 ... ... β_n (см. рис. 94, *а*). При этом первый β_1 и последний β_n углы являются примычными, а дирекционные углы $\alpha_н$ и $\alpha_к$ начальным и конечным дирекционными углами.

Из рис. 94, *а* по формуле (6.1) вычислим остальные дирекционные углы всех сторон хода

$$\begin{aligned} \alpha_1 &= \alpha_н - 180° + \beta_1, \qquad (6.3)\\ \alpha_2 &= \alpha_1 - 180° + \beta_2,\\ &\cdots\cdots\cdots\\ \alpha_к &= \alpha_{n-1} - 180° + \beta_n. \end{aligned}$$

Складывая почленно левые и правые части уравнений (6.3), получим

$$\alpha_к = \alpha_н - 180°n - \Sigma\beta. \qquad (6.4)$$

Эта формула была бы справедлива, если бы измеренные углы не содержали неизбежных погрешностей. Поэтому сумма углов в правой части соотношения (6.4) является теоретической. Отсюда

$$\Sigma\beta_т = \alpha_к - \alpha_н + 180°n.$$

Угловая невязка хода будет равна

$$f_\beta = \Sigma\beta_{изм} - (\alpha_к - \alpha_н) - 180°n.$$

Соответственно для правых углов будем иметь

$$f_\beta = \Sigma\beta_{изм} - (\alpha_н - \alpha_к) - 180°n.$$

При допустимости невязки, т. е. при $f_\beta \leq 1'\sqrt{n}$, ее распределяют с обратным знаком поровну на все измеренные углы, включая примычные, так же как в замкнутом теодолитном ходе.

Как указывалось ранее, при выполнении привязки хода измеряют не менее двух примычных углов на каждом твердом пункте (например, углы β_1 и β'_1 на пункте A, рис. 94, *а*). Для контроля полевых измерений сумма $(\beta_1 + \beta'_1)$ складывается с разностью дирекционных углов исходных направлений (например, AK и AM на пункте A, рис. 94, *а*).

Если полученный результат отличается от 360° не более, чем на 1', оба примычных угла исправляются с обратным знаком на половину указанного расхождения. Аналогичные вычисления выполняются и на другом конце хода.

§ 52. ПРИРАЩЕНИЯ КООРДИНАТ. ПРЯМАЯ И ОБРАТНАЯ ГЕОДЕЗИЧЕСКИЕ ЗАДАЧИ

Приращения координат. Положение точки в системе прямоугольных координат определяется величиной перпендикуляров, опущенных из этой точки на координатные оси, т. е. абсциссой x и ординатой y.

Разность координат двух точек называется приращением координат Δx, Δy (рис. 97), т. е. $\Delta x = x_B - x_A$; $\Delta y = y_B - y_A$.

Из треугольника ABC имеем:

$\Delta x = D \cdot \cos\alpha$;

$\Delta y = D \cdot \sin\alpha$,

где D — горизонтальное проложение линии; α — дирекционный угол линии (линия AC параллельна оси xx).

Знаки приращений координат определяются знаками $\cos\alpha$ и $\sin\alpha$ (табл. 12).

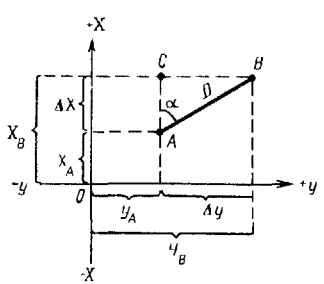


Рис. 97. Прямая геодезическая задача

Таблица 12

Четверть	Величина	Знаки	
		Δx	Δy
I	0—90°	+	+
II	90—180°	—	+
III	180—270°	—	—
IV	270—360°	+	—

Прямая геодезическая задача. При решении прямой геодезической задачи известны координаты начальной точки, горизонтальное проложение и дирекционный угол направления. Требуется определить координаты конечной точки, т. е.

дано: x_A, y_A
D
α

$x_B = ?$
$y_B = ?$

Из рис. 97 следует, что

$$x_B = x_A + \Delta x = x_A + D\cos\alpha,$$

$$y_B = y_A + \Delta y = y_A + D\sin\alpha.$$

Приращения координат вычисляют с помощью калькулятора.

Обратная геодезическая задача. При обратной геодезической задаче известны координаты двух точек, а требуется определить дирекционный угол направления и величину горизонтального проложения, т. е.

дано: x_A, y_A
x_B, y_B

$\alpha_{AB} = ?$
$D = ?$

Из рис. 97 следует, что

$$\Delta x = x_B - x_A,$$

$$\Delta y = y_B - y_A,$$

$$\operatorname{tg}\alpha_{AB} = \frac{\Delta y}{\Delta x} = \frac{y_B - y_A}{x_B - x_A}.$$

По вычисленному $\operatorname{tg}\alpha_{AB}$ получают табличную (в пределах первой четверти) величину дирекционного угла. Его окончательное значение находят с учетом знаков приращений координат (табл. 12).

Горизонтальное проложение D для контроля вычисляют дважды:

$$D = \frac{\Delta x}{\cos\alpha} = \frac{\Delta y}{\sin\alpha} \text{ или } D = \Delta x \sec\alpha = \Delta y \operatorname{cosec}\alpha,$$

$$D = \sqrt{\Delta x^2 + \Delta y^2}.$$

Полная сходимость в вычислении D будет свидетельствовать о правильности вычислений D и α.

§ 53. УРАВНИВАНИЕ ПРИРАЩЕНИЙ КООРДИНАТ В ТЕОДОЛИТНЫХ ХОДАХ

Замкнутый ход. Из геометрии известно, что сумма проекций сторон замкнутого полигона на любую ось равна нулю (рис. 98).

Следовательно, теоретически должно быть

$$\Sigma\Delta x_т = 0,$$

$$\Sigma\Delta y_т = 0.$$

Однако вследствие неизбежных погрешностей при измерении сторон и углов $\Sigma\Delta x_{выч} \neq 0$, $\Sigma\Delta y_{выч} \neq 0$.

По общему правилу вычисления невязок получают:

$$f_{\Delta x} = \Sigma\Delta x_{выч} - \Sigma\Delta x_т,$$

$$f_{\Delta y} = \Sigma\Delta y_{выч} - \Sigma\Delta y_т \text{ или}$$

$$f_{\Delta x} = \Sigma\Delta x_{выч},$$

$$f_{\Delta y} = \Sigma\Delta y_{выч}.$$

Если $\Sigma\Delta x = 0$ и $\Sigma\Delta y = 0$, то в полигоне, вычисляя координаты последовательно, начиная с точки A, в конце вычислений получатся снова те же координаты точки A. Так как $\Sigma\Delta x_{выч} \neq 0$ и $\Sigma\Delta y_{выч} \neq 0$, то полигон не сомкнется на величину $AA' = f_D$ (см. рис. 98).

Проекция f_D на координатные оси $f\Delta x$ и $f\Delta y$, поэтому $f_D = \sqrt{f_{\Delta x}^2 + f_{\Delta y}^2}$, где f_D — абсолютная линейная невязка.

Чтобы конкретно судить о точности измерений, вычисляют относительную погрешность:

$$\frac{f_D}{\Sigma D} = \frac{1}{N},$$

где ΣD — сумма длин сторон теодолитного хода.

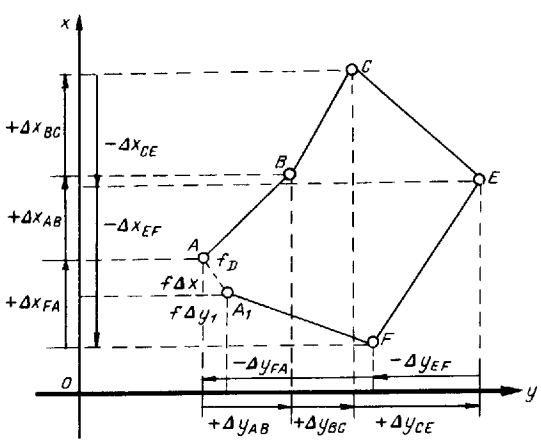


Рис. 98. Схема уравнивания приращений координат замкнутого теодолитного хода

Если относительная погрешность хода оказалась допустимой, то допустимы f_D и $f_{\Delta x}$ и $f_{\Delta y}$. Допустимые величины невязок $f_{\Delta x}$ и $f_{\Delta y}$ распределяют на все вычисленные приращения пропорционально длинам сторон с обратным знаком, т. е.

$$\text{поправка в } \Delta x_i = \frac{f_{\Delta x}}{\Sigma D} \cdot D_i,$$

$$\text{поправка в } \Delta y_i = \frac{f_{\Delta y}}{\Sigma D} \cdot D_i.$$

Суммируя алгебраически приращение с поправкой, получают исправленное приращение. Сумма исправленных приращений в замкнутом ходе должна равняться нулю.

Разомкнутый ход. Решая прямую геодезическую задачу, вычисляют последовательно координаты точек хода (см. рис. 94, *а*).

$$\begin{aligned} x_1 &= x_A + \Delta x_1, \\ x_2 &= x_1 + \Delta x_2, \\ &\cdots\cdots \\ x_B &= x_{n-1} + \Delta x_n. \end{aligned} \qquad (6.5)$$

Складывая почленно обе части уравнений (6.5), получим

$$x_B = x_A + \Sigma \Delta x. \qquad (6.6)$$

Аналогично для ординат

$$y_B = y_A + \Sigma \Delta y. \qquad (6.7)$$

В уравнениях (6.6) и (6.7) x_A, x_B, y_A, y_B — координаты исходных пунктов не подлежащие изменению, а приращения координат имеют теоретические значения, т. е.

$$x_B = x_A + \Sigma \Delta x_т \text{ или } \Sigma \Delta x_т = x_B - x_A,$$

$$y_B = y_A + \Sigma \Delta y_т, \ \Sigma \Delta y_т = y_B - y_A.$$

Но из-за неизбежных погрешностей в линейных и угловых измерениях будут содержать погрешности и вычисленные прира-

Таблица 13

Обратные геодезические задачи			Обратные геодезические задачи		
Обозначения	Серьги	Новая	Обозначения	Байбак	Т. 136
y_2	7 517 763,52	7 516 952,58	$\alpha_{\text{остр.}}$	36°09,8′	32°32,1′
y_1	7 517 261,44	7 517 043,02	α	143°50,2′	327°27,9′
Δy	+502,08	—90,44	$\sin\alpha$	+0,59009	—0,53781
x_2	6 661 624,40	6 661 972,99	$s = \frac{\Delta y}{\sin\alpha}$	850,85	168,16
x_1	6 662 311,33	6 661 831,22			
Δx	—686,93	+141,77	$\cos\alpha$	—0,80734	+0,84306
$\operatorname{tg}\alpha = \frac{\Delta y}{\Delta x}$	—0,73090	—0,63793	$s = \frac{\Delta x}{\cos\alpha}$	850,86	168,16

Таблица 14

Ведомость вычисления координат точек теодолитного хода

Названия пунктов и №№ точек	Углы левые и поправки за увязку	Дирекционные углы	Длины линий, м	Приращения, м		Исправленные приращения, м		Координаты, м	
				Δx	Δy	Δx	Δy	x	y
Серьги	—0,2′	143°50,2′							
	243°20,1′								
Байбак	—0,3			—3	—2				
1	180 12,0	207 10,1	132,78	—118,13	—60,63	—118,16	—60,65	6 661 624,40	7 517 763,52
	—0,3			—2	—2				
2	252 04,5	207 21,8	101,75	—90,37	—46,77	—90,39	—46,79	661 506,24	517 702,87
	—0,3			—2	—2				
33	144 57,0	279 26,0	95,18	+15,60	—93,89	+15,58	—93,91	661 415,85	517 656,08
	—0,3			—3	—3				
оп—417	275 17,5	244 22,7	162,00	—70,05	—146,07	—70.08	—146,10	661 431,43	517 562,17
	—0,3			—2	—2				
4	140 16,5	339 39,9	108,52	+101,76	—37,71	+101,74	—37,73	661 361,35	517 416,07
	—0,2			—3	—2				
5	189 15,5	299 56,1	137,22	+68,48	—118,91	+68,45	—118,93	661 463,09	517 378,34
	—0,3			—6	—5				
6	235 50,0	309 11,4	292,15	+184,61	—226,43	+184,55	—226,48	661 531,54	517 259,41
	—0,2			—3	—3				
Новая т. № 136	142 27,0	5 01,1 327 27,9	115,60	+115,16	+10,11	+115,13	+10,09	661 716,09 6 661 831,22	517 032,93 7 517 043,02
$\Sigma\beta_{изм}$	1803 40,1	Σ	1145,20	+207,06	—720,30	+206,82	—720,50	+206,82	—720,50
$\Sigma\beta_{теор}$	1803 37,7	$\Sigma\beta_{теор} = \alpha_к - \alpha_н + 180°n$		$f_x = \Sigma\Delta x - (x_к - x_н) = +0,24;$					
f_β	+2,4	$\Sigma\beta_{пред} = \pm 1'\sqrt{n} = \pm 3,0'$		$f_y = \Sigma\Delta y - (y_к - y_н) = +0,20;$					
$f_{\beta_{пред}}$	±3,0			$f_D = \sqrt{f_{\Delta x}^2 + f_{\Delta y}^2} = \pm 0,31;$				$\frac{f_D}{\Sigma D} = \frac{0,31}{1145} \approx \frac{1}{3700}$	

щения. Следовательно, если пользоваться вычисленными приращениями и последовательно, начиная с точки A, вычислять координаты точек хода, то в конце вычислений координаты конечного исходного пункта B получены не будут.

Для получения координат пункта B необходимо произвести уравнивание приращений. С этой целью вычисляют невязки

$$f_{\Delta x} = \Sigma\Delta x_{\text{выч}} - \Sigma\Delta x_{\text{т}},$$

$$f_{\Delta y} = \Sigma\Delta y_{\text{выч}} - \Sigma\Delta y_{\text{т}} \text{ или}$$

$$f_{\Delta x} = \Sigma\Delta x_{\text{выч}} - \left(x_B - x_A\right),$$

$$f_{\Delta y} = \Sigma\Delta y_{\text{выч}} - \left(y_B - y_A\right),$$

где $f_{\Delta x}$, $f_{\Delta y}$ — невязки в приращениях координат разомкнутого теодолитного хода. Остальное уравнивание выполняется так же, как в замкнутом ходе.

Пример решения обратных геодезических задач дан в табл. 13 и вычисления координат точек теодолитного хода в табл. 14.

§ 54. ПОСТРОЕНИЕ КИЛОМЕТРОВОЙ СЕТКИ. НАНЕСЕНИЕ ТОЧЕК ХОДА НА ПЛАН

Создание плана или карты начинается с построения на листе высококачественной чертежной бумаги сетки квадратов, или километровой сетки.

Сетку квадратов строят с помощью специального прибора, называемого координатографом. Сетку квадратов со сторонами равными 10 см можно построить с помощью штангенциркуля и масштабной линейки и с помощью линейки Ф. В. Дробышева. (рис. 99).

Линейка Дробышева металлическая, внутри ее через 10 см вырезаны окошки, внутренние скошенные края которых являются дугами окружностей с радиусами 10, 20, 30, 40 и 50 см от начального (нулевого) штриха первого окошка.

Конец линейки является дугой окружности радиуса 70, 711 см. Такой радиус равен длине гипотенузы прямоугольного треугольника, катеты которого 50×50 см, т. е. 70, 711 см $= 50^2+50^2$.

Построение сетки квадратов состоит из построения двух прямоугольных треугольников, причем каждый треугольник строится линейкой по трем его сторонам остро отточенным карандашом.

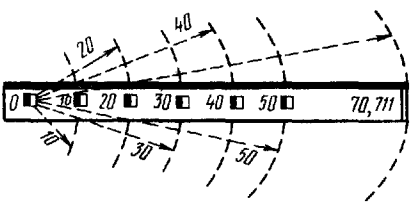


Рис. 99. Линейка Дробышева

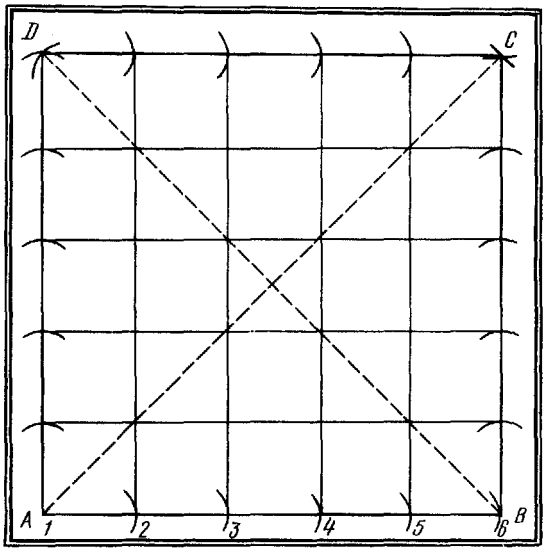


Рис. 100. Построение координатной сетки с помощью линейки Дробышева

Линейка укладывается параллельно нижнему краю листа бумаги. По ее скошенному краю прочерчивают линию, сместив линейку так, чтобы линия прошла по середине отверстий, по скошенным краям отверстий проводят дуги, получая точки *1, 2, 3, 4, 5, 6* (рис. 100). Затем перекладывают линейку примерно перпендикулярно к линии *AB* и прочерчивают дугу по скошенному краю шестого отверстия. Уложив теперь линейку по диагонали *AC*, совмещают нулевой штрих с точкой *A* и засекают дугообразным концом линейки точку *C*, получая верхнюю правую вершину квадрата сетки. Аналогичным способом определяют положение точки *D*. Для контроля построения контура сетки совмещают нулевой штрих линейки с точкой *D* и проводят дугу по скошенному краю шестого окошка. Убедившись, что она проходит через точку *C* или отклоняется от нее не более, чем на 0,2 мм, прочерчивают промежуточные дуги. Соединяя между собой точки *A, B, C* и *D*, получают внешний контур координатной сетки, на котором строятся дециметровые квадраты.

Правильность построения сетки проверяют:

1) укладкой скошенного ребра линейки по диагоналям квадратов. Скошенное ребро должно проходить через вершины квадратов;

2) длина диагоналей квадратов равна 14,14 см. Циркулем-измерителем проверяют длину диагоналей. Расхождение не должно превышать 0,2 мм.

С помощью линейки Дробышева можно строить сетку квадратов 3×4. В этом случае гипотенузой прямоугольных треугольников будет являться расстояние от нулевого штриха до дуги окружности 6-го окошка, так как $\sqrt{3^2+4^2} = 5$.

Сетку квадратов со сторонами 8 см строят аналогично с

помощью линейки ЛБЛ. Разделив крайние стороны такой сетки пополам, получают сетку квадратов со сторонами 4 см.

Построив сетку, ее оцифровывают. Линиям сетки, идущим с юга на север, придают соответствующие значения ординат y, а линиям, идущим с запада на восток — значения абсцисс x. Оцифровку сетки делают так, чтобы на ней симметрично расположилась рамка трапеции листа создаваемой карты.

Оцифрованная сетка называется иногда километровой сеткой.

Если рамку трапеции на план не наносят, то оцифровку сетки делают так, чтобы точки хода после их накладки были расположены в средней части листа.

Точки на план или карту наносят по их координатам с помощью циркуля-измерителя и поперечного масштаба.

Точность нанесения рамки трапеции контролируют по значениям оснований, боковой стороны и диагонали трапеции с помощью штангенциркуля. Расхождения допускаются не более 0,2 мм.

Точность нанесения на план точек теодолитного хода проверяют измерением на плане расстояний между точками хода. Расстояния, снятые с плана и соответствующие им горизонтальные проложения, данные в ведомости вычисления координат, могут расходиться не более чем на 0,2 мм в масштабе плана.

Глава 7

ОСНОВЫ ТЕОРИИ ПОГРЕШНОСТЕЙ ИЗМЕРЕНИЙ

§ 55. МЕТОДЫ И ВИДЫ ИЗМЕРЕНИЙ

Измерение — это процесс сравнения определяемой величины с другой однородной ей величиной, принятой в качестве единицы меры.

Различают измерения прямые (непосредственные) и косвенные. В случае прямых измерений определяемая величина непосредственно сравнивается с единицей меры. При взятии отсчетов по ленте, рейке, лимбу имеем дело с прямыми измерениями. Однако не всегда можно получить требуемые результаты по непосредственным измерениям. В этих случаях измеряются другие косвенные величины, называемые аргументами, а требуемая величина определяется как функция соответствующих аргументов. Такие измерения называются косвенными. Так, вычисление неприступного расстояния по измеренным углам и базису является типичным примером косвенного измерения.

Результаты измерений классифицируют по точности — *равноточные и неравноточные.*

Равноточные результаты — это однородные результаты, полученные при измерениях одним и тем же прибором или приборами одного класса точности, равноценными методами, одинаковым числом измерений и в одинаковых условиях. Например, результаты

измерения горизонтальных углов одним приемом одним и тем же теодолитом или измерение длины линии одним мерным прибором и т. д.

Если условия равноточности не соблюдаются, то результаты измерений будут неравноточными. Например, измерение углов теодолитами разного класса точности или одним и тем же теодолитом, но разным числом приемов.

Для решения геодезической задачи на местности всегда нужно иметь какой-то минимум измеренных величин. Число минимальных измеренных величин, необходимых для решения геодезической задачи, называют числом необходимых величин.

В геодезических работах число измерений, как правило, больше числа необходимых величин. Разность числа всех измеренных и числа необходимых величин называют числом избыточных величин. Избыточные величины позволяют обнаруживать промахи в измерениях и вычислениях и повышают точность результатов определений искомых величин.

§ 56. КЛАССИФИКАЦИЯ ПОГРЕШНОСТЕЙ ИЗМЕРЕНИЙ

Неоднократные измерения какой-либо постоянной величины дают отличные друг от друга результаты, так как процесс измерения неизбежно сопровождается погрешностями. В большинстве случаев практики истинное значение измеряемой величины неизвестно. Все же в ряде случаев назвать истинное значение измеряемой величины можно. Если линия измеряется неоднократно, то очевидно, что истинное значение разности измерений должно равняться нулю. Из курса геометрии известно, что сумма углов плоского многоугольника вычисляется по формуле $180°(n—2)$ (n — число углов) и сумма их в треугольнике равна 180°. В курсе геодезии доказывается, что сумма приращений координат в замкнутом полигоне должна равняться нулю, что является истинным значением этой величины. В ряде случаев за истинное значение принимается его более точное значение.

Введем обозначения: l — измеряемая величина, X — ее истинное значение. Разность между измеряемой величиной и ее истинным значением называется и с т и н н о й п о г р е ш н о с т ь ю Δ:

$$\Delta = l—X.$$

Погрешность результата измерения характеризует точность измеряемой величины: чем меньше погрешность, тем ближе результат приближается к истинному значению величины, тем выше точность измерений.

Так как любое измерение сопровождается погрешностями, встает вопрос, отчего же они возникают? Различают несколько источников возникновения погрешностей.

Л и ч н ы е п о г р е ш н о с т и, возникающие как следствие несовершенства органов чувств человека. Существует не-

который предел в возможностях таких органов чувств человека, как глаз, ухо и т. д. Погрешность отсчета, вызванная не совсем точной оценкой десятых долей какого-то деления шкалы (лимба или рейки), погрешность совмещения изображения диаметрально противоположных штрихов лимба, когда они должны восприниматься глазом как одна прямая линия, погрешность совмещения концов пузырька контактного уровня при приведении его в нуль-пункт, когда глаз оценивает симметрию концов пузырька относительно нуль-пункта, погрешность наведения, где глаз тоже оценивает симметричность расположения объекта наведения относительно биссектора, погрешность приведения рейки в отвесное положение без уровня — все это примеры личных погрешностей.

Погрешности прибора, которые возникают из-за невозможности устранения всех отклонений от требований, положенных в основу конструкции прибора или отдельных его частей. В процессе юстировки прибора эти погрешности приводятся к минимальному значению, но устранить их полностью невозможно. К таким погрешностям относятся коллимационная погрешность, погрешность из-за эксцентриситета, рена в теодолите, погрешность из-за непараллельности визирной оси и оси уровня в нивелире, из-за отличия длины ленты от ее номинального значения и т. д.

Погрешности влияния внешней среды, которые появляются как результат воздействия на прибор, на сам процесс измерений температуры воздуха, его влажности, освещенности, облачности, ветра и т. д. Различная температура слоев атмосферы приводит к различной плотности этих слоев и как следствие — рефракции светового луча, что обусловливает появление соответствующей погрешности.

К этой группе относятся погрешности в длине ленты или рейки, возникшие в результате изменения температуры или влажности воздуха, погрешности в отсчетах из-за колебания изображения и т. д.

С другой стороны, по характеру влияния на результаты измерений все погрешности можно подразделить на грубые, систематические и случайные.

1. *Грубые погрешности — это погрешности, обусловленные невнимательностью наблюдателя, неисправностью прибора, неверной организацией работы.* К таким погрешностям относятся промахи, просчеты в отсчетах. Величина таких погрешностей выше некоторого предела, установленного для определенных условий измерений.

Теория погрешностей не рассматривает эти погрешности. Измерения следует организовать так, чтобы исключить их появление. Для этого проводятся повторные, контрольные измерения, причем их точность может быть даже ниже, чем у контролируемых результатов. Так, например, для обнаружения просчета числа уложений ленты в линии достаточно проконтролировать эту длину линии по нитяному дальномеру. Для контроля угловых измерений

используют геометрические свойства наблюдаемых объектов (например, сумму углов в треугольнике).

2. *Систематические погрешности — это погрешности, в действии которых наблюдается определенная закономерность.* Различают п о с т о я н н ы е, п е р е м е н н ы е и о д н о с т о р о н н е д е й с т в у ю щ и е систематические погрешности. Постоянные погрешности входят в каждое измерение с одной и той же величиной и знаком. К ним можно отнести коллимационную погрешность, место нуля и др. Погрешность в отсчете из-за эксцентриситета — это пример переменной систематической погрешности, так как при изменении отсчета меняются ее величина и знак, и это изменение идет по синусоидальному закону. Погрешности в измерении длины линии из-за наклона местности, из-за провисания, прогиба ленты, за уклонения от створа — все это односторонне действующие погрешности, в любом случае дающие увеличение длины линии. Такие погрешности при определенных условиях сохраняют свой знак, но изменяют величину в зависимости от изменения причины, которая их вызывает.

Систематические погрешности — очень опасное явление в измерениях, если они недостаточно изучены и не учтены. Одним из методов ослабления влияния систематических погрешностей является введение в результаты измерений поправок, которые вычисляются по параметрам, характеризующим причину погрешности, но вводятся со знаком, противоположным знаку погрешности. Вертикальная рефракция приподнимает изображение точки над горизонтом, увеличивая ее превышение, т. е. погрешность действует со знаком «плюс», поэтому поправка вводится в превышение со знаком «минус». Однако полностью исключить таким путем влияние систематических погрешностей не удается, так как параметры причин, порождающих погрешности, измеряются также не абсолютно точно, а с определенной погрешностью. Другой путь борьбы с систематическими погрешностями — организовать измерения таким образом, чтобы погрешность исключалась как следствие этой методики. Это характерно для так называемых «симметричных» измерений. Например, каждое направление измеряется теодолитом при КП и КЛ, причем при одном круге алидада вращается по часовой стрелке, при другом — против. Определением превышения строго из середины исключают влияние погрешности в геометрическом нивелировании из-за непараллельности оси уровня и визирной оси, так как присутствуя в каждом отсчете по задней и передней рейкам, она имеет одинаковый знак и величину и, следовательно, в разности отсчетов устраняется. Последовательность отсчетов по рейкам на станции нивелирования — вначале по задней, потом по передней, затем снова по задней — вызывается необходимостью борьбы с оседанием штатива и костылей.

Подробно свойства систематических погрешностей освещаются в темах, где изучается методика тех или иных измерений.

3. *Случайные погрешности — это те погрешности, характер которых, их знак и величину невозможно предсказать в одном отдельном измерении.* Величина случайной погрешности меняется в процессе наблюдений и зависит от применяемого прибора, его точности, методики измерений, состояния атмосферы. Вся совокупность неучтенных факторов, которые составляют условия наблюдения, неизбежно приводит к появлению случайных погрешностей. Погрешность в отсчете при оценке десятых долей наименьшего деления рейки или лимба теодолита, которая вызвана не только недостаточной разрешающей способностью глаза, но и особенностями состояния оптики, освещенности и т. д., является примером случайной погрешности. Сюда же относятся погрешности наведения, совмещения изображения штрихов лимба или концов пузырька уровня. В большинстве случаев случайные погрешности выступают как алгебраическая сумма отдельных элементарных погрешностей и выделение в конечной погрешности ее составляющих носит несколько условный характер.

Меры по ослаблению влияния случайных погрешностей сводятся к повышению качества приборов, совершенствованию методики измерений, созданию благоприятных условий измерений и увеличению в определенных пределах числа избыточных измерений.

§ 57. ЗАДАЧИ ТЕОРИИ ПОГРЕШНОСТЕЙ

Совершенствование конструкций измерительных приборов и методики измерения, улучшение квалификации наблюдателей повышает точность измерений. Однако получить результаты безошибочно невозможно. Поэтому на практике измерения проводятся таким образом, чтобы достичь некоторой заданной точности, выраженной определенными числовыми критериями.

Задачи теории погрешностей можно сформулировать так:

изучение законов возникновения и распределения погрешностей измерений;

установление допусков, ограничивающих использование результатов наблюдений в заданных пределах точности;

нахождение наиболее надежного значения измеряемой величины по результатам многократных измерений и оценка его точности;

предвычисление ожидаемой точности как отдельных измерений, так и всего комплекса измерений.

§ 58. СВОЙСТВА СЛУЧАЙНЫХ ПОГРЕШНОСТЕЙ ИЗМЕРЕНИЙ

Пусть для определения истинного значения некоторой величины X проведено n равноточных измерений и получены результаты l_1, l_2, l_3, ..., l_n. Каждое измерение сопровождается случайной погрешностью Δ. Найдем погрешность каждого измерения:

$$l_1 - x = \Delta_1,$$
$$l_2 - x = \Delta_2,$$
$$l_3 - x = \Delta_3,$$
$$\cdots\cdots$$
$$l_n - x = \Delta_n.$$

Как уже отмечалось, предугадать в одном измерении знак или величину случайной погрешности Δ нельзя, т. е. случайные погрешности не подчиняются никаким законам в отдельном измерении. Однако, если дан ряд равноточных измерений, то случайные погрешности этого ряда подчиняются определенным закономерностям. Эти закономерности выполняются тем строже, чем больше число измерений n. Рассмотрим основные свойства случайных погрешностей, проявляющиеся в больших рядах равноточных измерений.

1. **Свойство ограниченности.** *Случайные погрешности по абсолютной величине не должны превосходить некоторого известного предела.*

2. **Свойство симметричности.** *Положительные и отрицательные погрешности, равные по абсолютной величине, встречаются в ряду измерений одинаково часто.*

3. **Свойство сосредоточения.** *Чем меньше по абсолютной величине погрешность, тем чаще она встречается.*

4. **Свойство компенсации.** *Среднее арифметическое из случайных погрешностей стремится к нулю, если число измерений стремится к бесконечности.* Математически это свойство запишется так

$$\lim_{n\to\infty} \frac{\Delta_1+\Delta_2+\Delta_3+\ldots+\Delta_n}{n} = \frac{[\Delta]}{n} = 0.$$

Нарушение этих свойств в ряду погрешностей говорит о том, что в нем присутствуют грубые, либо систематические погрешности.

§ 59. СРЕДНЕЕ АРИФМЕТИЧЕСКОЕ И ЕГО СВОЙСТВО

Если какая-то величина, истинное значение которой X, измерена n раз и получен ряд измеренных значений l_1, l_2, l_3, ..., l_n, то обозначим среднее арифметическое значение этой величины буквой L. Эта величина вычисляется по формуле

$$L = \frac{l_1+l_2+l_3+\ldots+l_n}{n} = \frac{[l]}{n}. \tag{7.1}$$

Докажем, что *среднее арифметическое из ряда равноточных измерений по своему значению ближе всего находится к истинному значению X измеряемой величины и поэтому является наиболее надежным значением из всех измерений.*

Для доказательства найдем разности Δ между каждым измеренным значением l и истинным X. Если грубые и систематические

погрешности исключены, что и должно быть при правильной организации измерений, то истинные погрешности будут случайными. Запишем эти разности следующим образом:

$$l_1 - X = \Delta_1,$$
$$l_2 - X = \Delta_2,$$
$$l_3 - X = \Delta_3,$$
$$\ldots\ldots\ldots$$
$$l_n - X = \Delta_n.$$

Сложив левые и правые части этих равенств, получим

$$[l] - X \cdot n = [\Delta].$$

Разделим на число измерений n это уравнение

$$\frac{[l]}{n} - X = \frac{[\Delta]}{n}.$$

Величина $\frac{[\Delta]}{n}$ по четвертому свойству случайных погрешностей стремится к нулю, если число измерений n стремится к бесконечности. Поэтому среднее арифметическое $L = \frac{[l]}{n}$ будет стремиться к истинному значению X при неограниченном возрастании равноточных измерений n, что можно записать так:

$$\lim L = \frac{[l]}{n} = X \text{ при } n \to \infty.$$

Практически число измерений n всегда ограничено и поэтому среднее арифметическое из ряда измерений всегда отличается от истинного значения на какую-то величину, которая тем меньше, чем больше число измерений. Не следует забывать, что при наличии систематических погрешностей, начиная с некоторого значения n, среднее арифметическое перестает приближаться к истинному значению.

§ 60. КРИТЕРИИ ТОЧНОСТИ РЕЗУЛЬТАТОВ ИЗМЕРЕНИЙ

Для оценки точности ряда измерений существует несколько критериев точности.

1. **Средняя погрешность** Θ. Естественно предположить, что если каждое измерение l произведено с погрешностью Δ, то в целом данный ряд измерений будет характеризовать величина средней погрешности Θ, которая вычисляется как среднее арифметическое из абсолютных значений истинных случайных погрешностей

$$\Theta = \frac{|\Delta_1| + |\Delta_2| + |\Delta_3| + \ldots + |\Delta_n|}{n} = \frac{[|\Delta|]}{n}. \qquad (7.2)$$

Исследования показали, что средняя погрешность недостаточно чутко реагирует на одиночные погрешности, близкие по величине

к предельным, если все остальные погрешности малы, а число измерений невелико.

2. **Средняя квадратическая погрешность** m. Наиболее надежным критерием точности является средняя квадратическая погрешность ряда измерений, формула которой предложена немецким ученым К. Ф. Гауссом (1777—1855). Вывод этой формулы довольно сложен и опирается на теорию вероятностей, которая не входит в программу данного курса геодезии. Формула Гаусса выглядит так:

$$m = \sqrt{\frac{[\Delta^2]}{n}}, \tag{7.3}$$

где $[\Delta^2] = \Delta_1^2 + \Delta_2^2 + \Delta_3^2 + \ldots \Delta_n^2$ — сумма квадратов истинных погрешностей; n — число измерений.

Средняя квадратическая погрешность ряда измерений равна корню квадратному из суммы квадратов истинных случайных погрешностей, деленной на число измерений.

Средняя квадратическая погрешность ряда измерений является наиболее качественным критерием оценки точности, чутко реагирующим на нарушение закономерностей в ряде случайных погрешностей, на большие по абсолютной величине погрешности. Разумеется, формула (7.3) дает значение средней квадратической погрешности тоже с некоторой погрешностью m_m, так как число измерений n всегда ограничено. Погрешность средней квадратической погрешности вычисляется по формуле, вывод которой здесь не приводится $m_m = m/\sqrt{2n}$.

Придавая числу измерений n различные значения, например от 2 до 100, можно вычислить величину m_m для этих значений и убедиться в том, что ее значение при n=2 равно половине величины самой погрешности m, из чего следует, что при малом числе измерений этот критерий оценки точности ненадежен. Значение погрешности m принято считать надежным, если погрешность ее определения m_m не превышает 0,25 m. Это условие выполняется уже при $n = 8$.

3. **Вероятная погрешность** r. Расположим все погрешности в ряд по убывающим или возрастающим значениям абсолютных величин. Погрешность, которая располагается в середине такого ряда, называется вероятной погрешностью. Иными словами, это погрешность, больше и меньше которой по абсолютной величине погрешности в ряде измерений равновозможны. Если средними в ряду окажутся две погрешности, то вероятной погрешностью ряда будет среднее из их абсолютных значений.

4. **Предельная погрешность.** Величина средней, вероятной или средней квадратической погрешностей только тогда характеризует точность измерений со всей определенностью, если известно максимально допустимое значение этих погрешностей при данных условиях измерений. Эта величина называется предельной погрешностью $\Delta_{пред}$. На основе анализа большого числа измерений практически установлено и теорией подтверждено, что в ряде

случайных погрешностей только 5 из 100 погрешностей могут выйти за пределы двойной величины m и только 3 из 1000 погрешностей могут превзойти тройную величину m. Поэтому в геодезических измерениях принято соотношение $\Delta_{пред} = 3m$.

Например, средняя квадратическая погрешность измерения одного угла теодолитом Т30 в теодолитных ходах 30″, предельная — 1,5′ и эта зависимость отражена в формуле допустимой угловой невязки теодолитного хода $f_{\beta_{доп}} = 1{,}5'\sqrt{n}$, где n — число углов.

Однако для некоторых измерений границей предельной погрешности будет величина $\Delta_{пред} = 2m$.

Так, средняя квадратическая погрешность определения превышения на 1 км хода в нивелировании IV кл — 10 мм, а предельная — 20 мм, и поэтому формула предельно допустимой невязки превышений одиночного нивелирного хода $f_{h_{доп}} = 20$ мм $\sqrt{L}$, где L — длина хода в км.

Все измерения с погрешностями более $\Delta_{пред}$ отбрасываются как грубые и повторяются заново. Однако следует помнить, что появление большого числа погрешностей, величина которых более допустимого значения $\Delta_{пред}$, говорит о плохой организации работы в целом. В таких случаях надо не переделывать отдельные измерения, а брать более точный прибор или совершенствовать методику измерений.

В геодезическом производстве нашей страны оценка точности измерений производится преимущественно с помощью средней квадратической погрешности m. Средние погрешности используются реже. Например, в «Инструкции по топографическим съемкам масштабов 1 : 5000, 1 : 2000, 1 : 1000, 1 : 500» (М.: Недра, 1982) даны значения средних погрешностей съемки рельефа и контуров местности.

В курсе теории вероятностей доказывается, что при достаточно большом числе измерений перечисленные критерии оценки точности связаны между собою соотношениями

$$m \approx 1{,}253\ \Theta, \tag{7.4}$$

$$m \approx 1{,}482\ r, \tag{7.5}$$

$$\Theta \approx 0{,}7979m \approx 4/5m, \tag{7.6}$$

$$r = 0{,}6745m \approx 2/3m. \tag{7.7}$$

5. **Абсолютные и относительные погрешности.** Все погрешности по форме их числового выражения разделяют на абсолютные и относительные погрешности. *Абсолютные погрешности выражаются в тех же единицах, что и измеряемая величина,* поэтому средняя, средняя квадратическая, вероятная, предельная — все эти погрешности абсолютные. Оценка точности путем вычисления только абсолютных погрешностей принята для тех измерений,

где размеры измеряемой величины не влияют на точность измерений. Так, углы малые и большие измеряются с одинаковой точностью, которая зависит от точности прибора, от методики измерений, но не от их величины. Абсолютная погрешность измерений линий или площадей не дает исчерпывающего представления о точности измерений, так как одна и та же абсолютная погрешность, например, 2 см для линии 100 м и 20 м соответствует разной точности измерений. В таких случаях критерием оценки точности является относительная погрешность. *Относительная погрешность* $f_{отн}$ *есть отвлеченное число, выражающее отношение абсолютной погрешности к значению измеряемой величины* l.

$\frac{m}{l}$ — средняя квадратическая относительная погрешность,

$\frac{r}{l}$ — вероятная относительная погрешность,

$\frac{\Theta}{l}$ — средняя относительная погрешность,

$\frac{\Delta_{пред}}{l}$ — предельная относительная погрешность.

Для сравнения точности различных измерений погрешность $f_{отн}$ принято представлять в виде дроби, где числитель — единица. При сопоставлении точности линейных и угловых измерений абсолютную угловую погрешность следует выразить в радианной мере и через нее перейти к относительной погрешности.

П р и м е р. Средняя квадратическая погрешность измерения угла $m_\beta = 0{,}5'$. Перейдем к радианной мере, разделив эту величину на число ρ' — число минут в 1 радиане:

$m_\beta/\rho' = 0{,}5'/3438' = 1/6900.$

§ 61. СРЕДНИЕ КВАДРАТИЧЕСКИЕ ПОГРЕШНОСТИ ФУНКЦИЙ ИЗМЕРЕННЫХ ВЕЛИЧИН

Оценка точности производится как для непосредственных измерений, например, углов, линий, так и для косвенных измерений, результатами которых являются координаты, высоты точек, неприступные расстояния, превышения и т. д. Естественно предположить, что если непосредственные измерения — аргументы сопровождались погрешностями, то и результаты косвенных измерений, как функции этих аргументов, будут иметь погрешности. Величина средней квадратической погрешности функции измеренных величин зависит не только от погрешностей аргументов, но и от вида функций, т. е. от вида формул, связывающих непосредственные измерения с косвенными.

Связь между результатами непосредственных и косвенных измерений можно представить функцией общего вида

$u = f(x, y, z, \ldots, w),$

где x, y, z, ..., w — измеренные аргументы, точность которых характеризуется соответственно средними квадратическими погрешностями m_x, m_y, m_z, ..., m_w.

В функциях общего вида аргументы могут складываться, вычитаться, умножаться, делиться, возводиться в степень и т. д., то есть подвергаться всем алгебраическим действиям.

Предполагается, что измеренные аргументы независимы друг от друга. Независимые измерения получаются в том случае, если они не имеют общего для этих измерений источника погрешностей. Например, определяя длину первого дециметрового интервала нивелирной рейки, можно брать один отсчет по линейке в начале дециметра, другой — в конце, и вычислять длину интервала как разность этих отсчетов. Для определения длины второго интервала линейку можно сдвинуть чуть влево или вправо и взять отсчеты в начале и в конце этого интервала. Разность отсчетов даст длину второго интервала. В этом случае имеем дело с независимыми измерениями, а неизбежные погрешности отсчета будут также независимыми погрешностями. Если же длину второго интервала вычислять как разность отсчетов, взятых в конце этого интервала и в конце первого интервала (при этом линейку сдвигать не надо), то налицо будут зависимые измерения. В таких измерениях в длине соседних интервалов будут общие погрешности отсчетов.

В подавляющем числе геодезических измерений требование обеспечить такие условия наблюдения, чтобы они были независимыми, является главным, и оно должно неукоснительно соблюдаться. Поэтому при оценке точности функции измеренных величин будем приводить формулы для независимых измерений и независимых случайных погрешностей.

В курсе теории вероятностей доказывается, что *средняя квадратическая погрешность функции общего вида независимых аргументов m_u равна корню квадратному из суммы квадратов произведений частных производных функции по каждому из аргументов на средние квадратические погрешности соответствующих аргументов*

$$m_u = \sqrt{\left(\frac{\partial f}{\partial x}\right)_0^2 \cdot m_x^2 + \left(\frac{\partial f}{\partial y}\right)_0^2 \cdot m_y^2 + \left(\frac{\partial f}{\partial z}\right)_0^2 \cdot m_z^2 + \ldots + \left(\frac{\partial f}{\partial w}\right)_0^2 \cdot m_w^2}, \qquad (7.8)$$

где $\left(\frac{\partial f}{\partial x}\right)_0$, $\left(\frac{\partial f}{\partial y}\right)_0$, $\left(\frac{\partial f}{\partial z}\right)_0$, ..., $\left(\frac{\partial f}{\partial w}\right)_0$ — частные производные по аргументам x, y, z, ..., w.

Следовательно, для практических вычислений по этой формуле надо:

вычислить полный дифференциал функции

$$du = \frac{\partial f}{\partial x}\,dx + \frac{\partial f}{\partial y}\,dy + \frac{\partial f}{\partial z}\,dz + \ldots + \frac{\partial f}{\partial w}\,dw;$$

заменить дифференциалы квадратами соответствующих средних квадратических погрешностей аргументов и возвести в квадрат частные производные

$$m_u^2 = \left(\frac{\partial f}{\partial x}\right)^2 m_x^2 + \left(\frac{\partial f}{\partial y}\right)^2 m_y^2 + \left(\frac{\partial f}{\partial z}\right)^2 m_z^2 + \ldots + \left(\frac{\partial f}{\partial w}\right)^2 m_w^2;$$

вычислить значения частных производных по измеренным значениям аргументов

$$\left(\frac{\partial f}{\partial x}\right)_0, \quad \left(\frac{\partial f}{\partial y}\right)_0, \quad \left(\frac{\partial f}{\partial z}\right)_0, \quad \ldots, \quad \left(\frac{\partial f}{\partial w}\right)_0;$$

извлечь корень из суммы произведений полученных выражений.

Все другие функции можно рассматривать как частные случаи функции общего вида. Выведем формулы средних квадратических погрешностей для наиболее часто встречающихся в геодезии частных функций.

1. Функция вида $u = kx$ представляет собой произведение постоянного числа на аргумент.

Даны: x — аргумент (измеренная величина); k — коэффициент (постоянное число); m_x — средняя квадратическая погрешность аргумента

$$du = \frac{\partial u}{\partial x} dx, \quad m_u^2 = \left(\frac{\partial u}{\partial x}\right)^2 m_x^2,$$

но $\frac{\partial u}{\partial x} = k$, следовательно, $m_u^2 = k^2 m_x^2$,

$$m_u = k m_x. \tag{7.9}$$

Средняя квадратическая погрешность произведения постоянной величины на аргумент равна произведению этой постоянной на среднюю квадратическую погрешность аргумента.

П р и м е р. Длина рабочей 20-метровой ленты l определена на компараторе со средней квадратической погрешностью $m_l = 1$ мм. С помощью этой ленты измерено расстояние $S = 243{,}86$ м. Найти среднюю квадратическую погрешность измеренной линии, вызванную погрешностью компарирования.

Длина линии при измерении ее 20-метровой лентой вычисляется по формуле $S = l \cdot n$, где n — число уложенной ленты в расстоянии S. Для данной формулы это — постоянное число k, которое вычисляется по формуле $n = \frac{S}{20}$. Тогда

$$S = l \cdot \frac{S}{20} = l \cdot \frac{243{,}86}{20} = l \cdot 12{,}2.$$

$m_S = 12{,}2 \cdot m_l = 12{,}2 \cdot 1$ мм $= 12{,}2$ мм.

2. Функция вида $u = x + y$ представляет собой сумму независимых аргументов. Даны x, y, m_x, m_y

$$du = \frac{\partial u}{\partial x}\,dx + \frac{\partial u}{\partial y}\,dy,$$

$$m_u^2 = \left(\frac{\partial u}{\partial x}\right)^2 m_x^2 + \left(\frac{\partial u}{\partial y}\right)^2 m_y^2.$$

Но $\frac{\partial u}{\partial x} = 1$, $\frac{\partial u}{\partial y} = 1$, поэтому

$$m_u^2 = m_x^2 + m_y^2, \tag{7.10}$$

$$m_u = \sqrt{m_x^2 + m_y^2}.$$

Средняя квадратическая погрешность суммы двух аргументов равна корню квадратному из суммы квадратов средних квадратических погрешностей этих аргументов.

П р и м е р. В треугольнике измерены углы α и β со средними квадратическими погрешностями $m_\alpha = \pm 3''$, $m_\beta = \pm 4''$. Найти среднюю квадратическую погрешность третьего угла γ, вычисленного как дополнение до 180°.

$\gamma = (\alpha + \beta) - 180°$.

Здесь измеренные величины только α и β, 180° — постоянное безошибочное число, поэтому формула принадлежит к функции $u = x+y$. Следствие этого

$$m_\gamma = \sqrt{m_\alpha^2 + m_\beta^2} = \sqrt{9'' + 16''} = \sqrt{25''} = \pm 5''.$$

3. Функция вида $u = x - y$ представляет собой разность независимых аргументов. Даны x, y, m_x, m_y

$$du = \frac{\partial u}{\partial x}\,dx \pm \frac{\partial u}{\partial y}\,dy.$$

Так как при возведении в квадрат как положительного, так и отрицательного числа результат будет положительным числом, то средняя квадратическая погрешность функции $(x-y)$ равна средней квадратической погрешности функции $(x+y)$ и

$$m_u = \sqrt{m_x^2 + m_y^2}.$$

Средняя квадратическая погрешность разности двух аргументов равна корню квадратному из суммы квадратов средних квадратических погрешностей аргументов.

П р и м е р. Вычислить среднюю квадратическую погрешность горизонтального угла, измеренного одним полуприемом, если средняя квадратическая погрешность отсчета по лимбу $m_\beta = 0{,}5'$.

Известно, что угол в полуприеме вычисляется как разность двух отсчетов n_1 и n_2, т. е. $\beta = n_2 - n_1$.

Точность любых отсчетов по лимбу одинакова, поэтому

$$m_\beta = \sqrt{m_{n_1}^2 + m_{n_2}^2} = \sqrt{2m_n^2} = \sqrt{2(0{,}5')^2} = 0{,}5' \cdot \sqrt{2} = 0{,}7'.$$

4. Функция вида $u = x \pm y \pm \ldots \pm w$ представляет собой алгебра-

ическую сумму независимых аргументов. Даны x, y, ..., w, m_x, m_y, ..., m_w

$$m_u^2 = \left(\frac{\partial u}{\partial x}\right)^2 m_x^2 + \left(\frac{\partial u}{\partial y}\right)^2 m_y^2 + \ldots + \left(\frac{\partial u}{\partial w}\right)^2 m_w^2.$$

Так как $\frac{\partial u}{\partial x} = 1$, $\frac{\partial u}{\partial y} = 1$, ..., $\frac{\partial u}{\partial w} = 1$,

то $m_u^2 = m_x^2 + m_y^2 + \ldots + m_w^2$,

$$m_u = \sqrt{m_x^2 + m_y^2 + \ldots + m_w^2}. \qquad (7.11)$$

Средняя квадратическая погрешность алгебраической суммы аргументов равна корню квадратному из суммы квадратов средних квадратических погрешностей всех аргументов.

В случае, если измерения равноточные, т. е. если $m_x = m_y = \ldots = m_w$, а число измерений — n, получим

$$m_u = \sqrt{m^2 \cdot n} = m\sqrt{n}. \qquad (7.12)$$

П р и м е р. Вычислить среднюю квадратическую погрешность дирекционного угла конечной линии теодолитного хода $\alpha_{кон}$, если углы поворота измерялись со средней квадратической погрешностью $0{,}5'$. Значение дирекционного угла начальной линии $\alpha_{нач}$ считать безошибочным

$$\alpha_{кон} = \alpha_{нач} + 180^\circ n - \Sigma\beta_{изм},$$

где n — число углов в теодолитном ходе, $\Sigma\beta_{изм} = \beta_1 + \beta_2 + \ldots + \beta_n$ — сумма измеренных углов по ходу; $(\alpha_{нач} + 180^\circ)$ — постоянное безошибочное число, поэтому данную формулу можно записать как функцию

$u = (x + y + \ldots + w)$,

где $m_x = m_y = \ldots m_w = m_\beta$, $m_{\alpha_{кон}} = m_\beta\sqrt{n} = 0{,}5'\sqrt{n}$.

П р и м е р. Вывести формулу допустимой погрешности превышений по ходу в нивелировании IV класса, если длина хода L км, а средняя квадратическая погрешность определения превышения на 1 км хода 10 мм.

Сумму превышений по ходу можно представить как алгебраическую сумму превышений по каждому километру хода. Предельная погрешность определения превышения на 1 км хода равна 2-м средним квадратическим погрешностям, т. е. $\Delta_{пред} = 2 \cdot 10$ мм.

Предельная погрешность определения превышения по всему ходу — допустимая невязка $f_{h\,доп}$ — вычисляется так

$$f_{h\,доп} = 2 \cdot 10 \text{ мм}\sqrt{L} = 20 \text{ мм}\sqrt{L}.$$

5. Функция вида $u = k_1 x \pm k_2 y \pm \ldots \pm k_n w$. Это линейная функция

представляет собой алгебраическую сумму произведений постоянных коэффициентов на измеренные аргументы. Даны

$x,\ y,\ \ldots,\ w,\ k_1,\ k_2,\ \ldots,\ k_n,\ m_x,\ m_y,\ \ldots,\ m_w$.

$$m_u^2 = \left(\frac{\partial u}{\partial x}\right)^2 m_x^2 + \left(\frac{\partial u}{\partial y}\right)^2 m_y^2 + \ldots + \left(\frac{\partial u}{\partial w}\right)^2 m_w^2.$$

Известно, что $\frac{\partial u}{\partial x} = k_1,\ \frac{\partial u}{\partial y} = k_2,\ \ldots,\ \frac{\partial u}{\partial w} = k_n$,

следовательно,

$$m_u^2 = k_1^2 m_x + k_2^2 m_y^2 + \ldots + k_n^2 m_w^2,$$

$$m_u = \sqrt{k_1^2 m_x^2 + k_2^2 m_y^2 + \ldots + k_n^2 m_w^2}. \qquad (7.13)$$

Средняя квадратическая погрешность алгебраической суммы произведений постоянных на аргументы равна корню квадратному из суммы произведений квадратов постоянных на квадраты средних квадратических погрешностей соответствующих аргументов.

Если аргументы $x,\ y,\ \ldots,\ w$ — равноточные измерения, то $m_x = m_y = \ldots = m_w$, а

$$m_u = \sqrt{k_1^2 m^2 + k_2^2 m^2 + \ldots + k_n^2 m^2} = m\sqrt{[k^2]}. \qquad (7.14)$$

П р и м е р. Вычислить среднюю квадратическую погрешность превышения, определенного на станции нивелирования IV кл., если средняя квадратическая погрешность отсчета по рейке 1 мм.

Превышение на станции h вычисляется как среднее из превышений, полученных по черным и красным сторонам реек. Поэтому формулу можно записать так:

$$h = \frac{h_{\text{чер}} + h_{\text{кр}}}{2} = \frac{1}{2} h_{\text{чер}} + \frac{1}{2} h_{\text{кр}}.$$

В свою очередь $h_{\text{чер}}$ и $h_{\text{кр}}$ вычисляют как разность отсчетов по задней рейке З и передней рейке П. Очевидно, что отсчеты З и П равноточные. Запишем формулу h через отсчеты

$$h = \frac{1}{2}\left(З_{\text{чер}} - П_{\text{чер}}\right) + \frac{1}{2}\left(З_{\text{кр}} - П_{\text{кр}}\right) = \frac{1}{2} З_{\text{чер}} - \frac{1}{2} П_{\text{чер}} + \frac{1}{2} З_{\text{кр}} - \frac{1}{2} П_{\text{кр}}.$$

Здесь $З_{\text{чер}}, П_{\text{чер}}, З_{\text{кр}}, П_{\text{кр}}$ — аргументы $x, y, \ldots, w$, а коэффициент $k_1 = k_2 = k_3 = k_4 = \frac{1}{2}$, поэтому

$$m_h = m_{\text{отсчета}}\sqrt{k^2 \cdot 4} = 1 \text{ мм}\sqrt{\left(\frac{1}{2}\right)^2 \cdot 4} = 1 \text{ мм}.$$

Расчет показал, что точность определения превышения на станции нивелирования IV класса равна точности отсчета по рейкам.

6. Функция вида $u = x \cdot y$ представляет собой произведение двух аргументов. Даны $x,\ y,\ m_x,\ m_y$.

$$m_u^2 = \left(\frac{\partial u}{\partial x}\right)^2 m_x^2 + \left(\frac{\partial u}{\partial y}\right)^2 m_y^2,$$

но

$$\frac{\partial u}{\partial x} = y, \quad \frac{\partial u}{\partial x} = x.$$

Поэтому

$$m_u = \sqrt{y^2 m_x^2 + x^2 m_y^2}. \tag{7.15}$$

Средняя квадратическая погрешность произведения двух независимых аргументов равна корню квадратному из суммы произведений квадрата одного аргумента на квадрат средней квадратической погрешности другого аргумента.

П р и м е р. Вычислить среднюю квадратическую погрешность определения площади прямоугольника со сторонами $a = 20$ м и $b = 30$ м, если точность измерения стороны 1 см.

Площадь p прямоугольника вычисляется по формуле $p = a \cdot b$, поэтому

$$m_p = \sqrt{b^2 m_a^2 + a^2 m_b^2} = \sqrt{(900 \cdot 0{,}0001)\ \text{м}^4 + (400 \cdot 0{,}0001)\ \text{м}^4} =$$

$$= \sqrt{0{,}09\ \text{м}^4 + 0{,}04\ \text{м}^4} = \sqrt{0{,}13\ \text{м}^4} = 0{,}36\ \text{м}^2.$$

П р и м е р. Вывести формулу средней квадратической погрешности превышения, определенного тригонометрическим нивелированием, если средние квадратические погрешности измерения угла наклона ν и горизонтального проложения D известны.

$$h = D \cdot \operatorname{tg} \nu,$$

$$m_h = \sqrt{\left(\frac{\partial h}{\partial D}\right)^2 m_D^2 + \left(\frac{\partial h}{\partial \operatorname{tg} \nu}\right)^2 \frac{m_\nu^2}{\rho^2}}.$$

Но $\frac{\partial h}{\partial D} = \operatorname{tg} \nu$, $\frac{\partial h}{\partial \nu} = \frac{D}{\cos^2 \nu}$.

Поэтому $m_h = \sqrt{\operatorname{tg}^2 \nu m_D^2 + \frac{D^2}{\cos^4 \nu} \cdot \frac{m_\nu^2}{\rho^2}}$.

7. Функция вида $u = \frac{x}{y}$ представляет собой частное двух независимых аргументов. Даны x, y, m_x, m_y.

$$m_u = \sqrt{\left(\frac{\partial u}{\partial x}\right)^2 m_x^2 + \left(\frac{\partial u}{\partial y}\right)^2 m_y^2},$$

но $\frac{\partial u}{\partial x} = \frac{1}{y}$, $\frac{\partial u}{\partial y} = -\frac{x}{y^2}$.

Поэтому

$$m_u = \sqrt{\frac{1}{y^2} m_x^2 + \frac{x^2}{y^4} m_y^2} = \sqrt{\frac{y^2 m_x^2 + x^2 m_y^2}{y^4}}. \tag{7.16}$$

Средняя квадратическая погрешность частного двух независимых аргументов равна корню квадратному из дроби, в числителе которой сумма произведений квадрата одного аргумента на квадрат средней квадратической погрешности второго аргумента, а в знаменателе — аргумент делителя в четвертой степени.

Пример. Коэффициент K нитяного дальномера теодолита с постоянным слагаемым $C = 0$ определен на базисе длиной $D = 100{,}00$ м с погрешностью $m_D = 1$ см. Дальномерный отсчет l по рейке 99,0 см определен с погрешностью $m_l = 0{,}3$ см. Определить среднюю квадратическую погрешность определения коэффициента K дальномера.

$K = \frac{D}{l}$, отсюда

$$m_K = \sqrt{\left(\frac{\partial K}{\partial D}\right)^2 mD^2 + \left(\frac{\partial K}{\partial l}\right)^2 m_l^2}, \quad \frac{\partial K}{\partial D} = \frac{1}{l}, \quad \frac{\partial K}{\partial l} = -\frac{D}{l^2},$$

$$m_K = \sqrt{\frac{1^2}{99^2} + \frac{10000^2}{99^4} \cdot 0{,}3^2} = \sqrt{\frac{9801 + 9000000}{36059601}} = 0{,}50.$$

§ 62. СРЕДНЯЯ КВАДРАТИЧЕСКАЯ ПОГРЕШНОСТЬ СРЕДНЕГО АРИФМЕТИЧЕСКОГО

Если дан ряд результатов равноточных измерений l_1, l_2, l_3,..., l_n, то точность этого ряда измерений характеризует средняя квадратическая погрешность любого одного результата, потому что они равноточны. Так как за окончательное значение принимается среднее арифметическое из результатов ряда измерений, то очевидно, что для оценки точности этой величины надо вычислить **среднюю квадратическую погрешность среднего арифметического,** как функции результатов непосредственных измерений. Представим формулу среднего арифметического L (7.1) в виде

$$L = \frac{1}{n} l_1 + \frac{1}{n} l_2 + \frac{1}{n} l_3 + \ldots + \frac{1}{n} l_n. \tag{7.17}$$

Средняя квадратическая погрешность для функции этого вида — (7.13), где $\frac{1}{n}$ — коэффициент k, а $m_{l_1} = m_{l_2} = m_{l_3} = \ldots = m_{l_n}$. Поэтому

$$M = m_l \sqrt{\left(\frac{1}{n}\right)^2 \cdot n} = m_l \sqrt{\frac{n}{n^2}} = \frac{m_l}{\sqrt{n}}. \tag{7.18}$$

Средняя квадратическая погрешность среднего арифметического в корень из n раз меньше средней квадратической погрешности результата одного измерения.

Анализ этой формулы приводит к выводу, что для повышения точности измерений надо увеличивать число измерений n. Расчеты показывают, что для повышения точности L в 2 раза, надо

сделать 4 приема наблюдений, для повышения точности в 10 раз — уже 100 приемов. Однако это лишь теоретические расчеты. Практически, как отмечалось в § 56, точность, повышающаяся за счет ослабления влияния случайных погрешностей при увеличении числа измерений с какого-то момента перестает расти, так как на первое место выходят систематические погрешности, устранить которые увеличением числа измерений невозможно. Поэтому число измерений ограничивается разумными пределами, в большинстве случаев это 8—10 измерений. Дальнейшее увеличение точности следует вести за счет уменьшения m_l, т. е. над взять более точный прибор или применить более совершенную методику наблюдений.

§ 63. УКЛОНЕНИЯ ОТ СРЕДНЕГО АРИФМЕТИЧЕСКОГО И ИХ СВОЙСТВО

Возьмем ряд равноточных измерений l_1, l_2, l_3, ..., l_n, для которого вычислено значение среднего арифметического L. *Разность между каждым измерением и средним арифметическим из ряда равноточных измерений называется уклонением* v. Вычислим v для каждого измерения

$$v_1 = l_1 - L,$$
$$v_2 = l_2 - L,$$
$$v_3 = l_3 - L,$$
$$\ldots\ldots\ldots\ldots,$$
$$v_n = l_n - L.$$

Сложим левые и правые части этих уравнений

$$[v] = [l] - L \cdot n.$$

Подставив вместо L его значение $\frac{[l]}{n}$, получим

$$[v] = [l] - \frac{[l]}{n} \cdot n = [l] - [l] = 0. \qquad (7.20)$$

Равенство (7.20) математически выражает **свойство уклонений:** *их алгебраическая сумма равна нулю при любом числе измерений.*

Значение L обычно не бывает круглым числом и его вычисляют с одним десятичным знаком больше, чем измеренные величины. Поэтому возможно отклонение от нуля суммы уклонений за счет округления L. Если погрешность округления среднего арифметического равна β, то можно написать

$$L = \frac{[l]}{n} + \beta.$$

Подставив это выражение в уравнение (7.19), получим

$$[v] = [l] - \left(\frac{[l]}{n} + \beta\right) \cdot n = [l] - \frac{[l]}{n} \cdot n + \beta \cdot n,$$

откуда

$$[v] = \beta \cdot n. \tag{7.21}$$

Это свойство суммы служит контролем правильности вычисления среднего арифметического. При нарушении равенства (7.21) величины L и v следует перевычислить.

§ 64. СРЕДНЯЯ КВАДРАТИЧЕСКАЯ ПОГРЕШНОСТЬ ОДНОГО ИЗМЕРЕНИЯ, ВЫЧИСЛЕННАЯ ПО УКЛОНЕНИЯМ

Формула Гаусса (7.3) имеет больше теоретическое значение, чем практическое, так как для вычисления по ней средней квадратической погрешности надо знать истинные погрешности измерений, а значит, и истинное значение измеряемой величины. В большинстве случаев это неизвестно, поэтому оценка точности измерений ведется по уклонениям от среднего арифметического.

Пусть дан ряд равноточных измерений, для которого истинное значение X неизвестно, но вычислено среднее арифметическое L. Установим связь между истинными погрешностями Δ и уклонением v. Напишем

$$\begin{aligned} \Delta &= l - X, \\ v &= l - L. \end{aligned} \tag{7.22}$$

Вычтем левые и правые части этих уравнений

$$\Delta - v = l - X - l + L = L - X = w. \tag{7.23}$$

Разность $L - X = w$ есть *истинная погрешность среднего арифметического.* Из этого же соотношения имеем $\Delta = w + v$.

Для ряда, состоящего из n измерений, эти уравнения будут выглядеть так

$$\begin{aligned} \Delta_1 &= w + v_1; \\ \Delta_2 &= w + v_2; \\ \Delta_3 &= w + v_3; \\ &\cdots\cdots\cdots\cdots; \\ \Delta_n &= w + v_n. \end{aligned} \tag{7.24}$$

Возведем в квадрат равенства (7.24):

$$\begin{aligned} \Delta_1^2 &= v_1^2 + w^2 + 2v_1 w; \\ \Delta_2^2 &= v_2^2 + w^2 + 2v_2 w; \\ \Delta_3^2 &= v_3^2 + w^2 + 2v_3 w; \\ &\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \\ \Delta_n^2 &= v_n^2 + w^2 + 2v_n w. \end{aligned}$$

Найдем сумму левых и правых частей

$$[\Delta^2] = [v^2] + nw^2 + 2w[v].$$

Выражение $2w[v]$ равно 0, так как один из сомножителей $[v]=0$. Разделим уравнение на n

$$\frac{[\Delta^2]}{n}=\frac{[v^2]}{n}+w^2.$$

Заменим истинную погрешность среднего арифметического w ее средним значением $M=\frac{m}{\sqrt{n}}$, а выражение $\frac{[\Delta^2]}{n}$ равно m в соответствии с формулой (7.3)

$$m^2=\frac{[v^2]}{n}+\frac{m^2}{n}.$$

Освободимся от знаменателя n.

$$m^2n=[v^2]+m^2 \text{ или } m^2n-m^2=[v^2].$$

Отсюда

$$m^2(n-1)=[v^2],$$

$$m^2=\frac{[v^2]}{n-1},$$

$$m=\sqrt{\frac{[v^2]}{n-1}}. \qquad (7.25)$$

Эту формулу для оценки точности измерений предложил немецкий геодезист Ф. В. Бессель (1784—1846 гг.) Средняя квадратическая погрешность, вычисленная по формуле Бесселя, обладает всеми свойствами, характерными для средней квадратической погрешности, вычисленной по истинным погрешностям. Однако m, вычисленная по формуле Бесселя, при небольшом числе измерений будет, как правило, меньше m, вычисленной по формуле Гаусса, если, конечно, последнюю можно вычислить вообще.

При небольшом числе измерений следует вычислять погрешность самой средней квадратической погрешности по формуле

$$m_m=\frac{m}{\sqrt{2(n-1)}}. \qquad (7.26)$$

Так как $M=\frac{m}{\sqrt{n}}$, то можно написать $dM=dm/\sqrt{n}$. Заменив дифференциалы соответствующими средними квадратическими погрешностями, имеем

$$m_M=\frac{m_m}{\sqrt{n}}=\frac{m}{\sqrt{n}\cdot\sqrt{2(n-1)}}=\frac{M}{\sqrt{2(n-1)}}. \qquad (7.27)$$

Для оценки точности ряда измерений по уклонениям от среднего арифметического можно применить формулу Петерса. Выведем ее следующим образом. Для большого ряда измерений можно записать

$$m = \sqrt{\frac{[\Delta^2]}{n}} = \sqrt{\frac{[v^2]}{n-1}}.$$

Возведем в квадрат левую и правую части выражения и приведем его к общему знаменателю.

$$\frac{[\Delta^2]}{n} = \frac{[v^2]}{n-1}, \quad [\Delta^2]n - [\Delta^2] = [v^2]n,$$

$$[\Delta^2](n-1) = [v^2]n, \quad [\Delta^2] = [v^2]\frac{n}{n-1}.$$

Если извлечь корень из обеих частей последнего уравнения, то будем иметь следующее приближенное равенство

$$|\Delta| \approx |v| \sqrt{\frac{n}{n-1}}.$$

Такие соотношения можно написать для всех n измерений, сложив их левые и правые части

$$[|\Delta|] \approx [|v|] \sqrt{\frac{n}{n-1}}.$$

Разделим это выражение на число измерений n и произведем алгебраические преобразования:

$$\frac{[|\Delta|]}{n} \approx \frac{[|v|]\sqrt{\frac{n}{n-1}}}{n}; \quad \frac{[|\Delta|]}{n} \approx [|v|] \sqrt{\frac{n}{n^2(n-1)}};$$

$$\frac{[|\Delta|]}{n} \approx [|v|] \sqrt{\frac{1}{n(n-1)}}; \quad \frac{[|\Delta|]}{n} \approx \frac{[|v|]}{\sqrt{n(n-1)}}.$$

Выражение $\frac{[|\Delta|]}{n}$ есть средняя погрешность Θ. В § 60 указывалось, что Θ связана с m соотношением $m = 1{,}253\Theta$, поэтому

$$m = 1{,}253 \frac{[|v|]}{\sqrt{n(n-1)}}. \tag{7.28}$$

Средняя квадратическая погрешность, вычисленная как по формуле Петерса (7.28), так и по формуле Бесселя (7.25), при большом числе измерений должна иметь одинаковое значение, поэтому вычисление m дважды может быть ее контролем. Значительное расхождение m из двух формул говорит о том, что ряд измерений сопровождают не только случайные, но и ощутимые систематические погрешности.

При оценке точности угловых измерений на станции m в триангуляции традиционно вычисляется по формуле Петерса.

§ 65. Обработка ряда результатов равноточных измерений одной и той же величины

Обработать ряд результатов измерений одной и той же величины — это значит найти наиболее надежное значение измеряемой величины и оценить его точность. Как доказывалось

в § 59, для ряда результатов равноточных измерений наиболее надежным значением является среднее арифметическое L, а его точность характеризует средняя квадратическая погрешность среднего арифметического M.

При обработке измерений вычисления той или иной величины, по возможности, контролируются. Нарушения контрольных равенств говорят об ошибках в вычислениях, но отнюдь не в измерениях.

Рассмотрим подробнее этапы обработки ряда равноточных измерений l_1, l_2, l_3, ..., l_n.

1. Вычисление среднего арифметического L по формуле

$$L = \frac{[l]}{n}.$$

Практически вести вычисления по этой формуле неудобно, так как в каждое значение l_1, l_2, l_3, ..., l_n входит большая неизменная часть l_0. Например, в каждом значении линии $l_1 = 160{,}23$ м, $l_2 = 160{,}36$ м, $l_3 = 160{,}20$ м присутствует неизменная часть $l_0 = 160{,}20$ м, поэтому проще при обработке измерений применять формулу среднего арифметического

$$L = l_0 + \frac{[\varepsilon]}{n}, \tag{7.29}$$

где

$$[\varepsilon] = \varepsilon_1 + \varepsilon_2 + \varepsilon_3 + \ldots + \varepsilon_n,$$
$$\varepsilon_1 = l_1 - l_0,$$
$$\varepsilon_2 = l_2 - l_0,$$
$$\varepsilon_3 = l_3 - l_0,$$
$$\ldots\ldots\ldots\ldots$$
$$\varepsilon_n = l_n - l_0.$$

В качестве l_0 удобнее брать наименьшее значение l. В этом случае величины ε будут всегда положительны, а из опыта установлено, что действия только с положительными величинами дают меньше ошибок вычислений, чем действия с положительными и отрицательными величинами.

2. Вычисление уклонения v по формуле $v = l - L$.

3. Контроль правильности вычисления среднего арифметического L и уклонений v

$$[v] = 0.$$

При округлении среднего арифметического на величину β справедлива формула (7.21)

$$[v] = \beta \cdot n.$$

4. Возведение в квадрат каждого v и подсчет суммы $[v^2]$. Контроль этой суммы ведется по формуле, вывод которой дается ниже.

Для любого измерения l можно записать

$v = l - L$, $\varepsilon = l - l_0$.

Вычитая из второго уравнения первое, получим

$$\varepsilon - v = L - l_0. \tag{7.30}$$

Из формулы (7.29) вытекает, что

$$L - l_0 = \frac{[\varepsilon]}{n}.$$

Подставим в выражение (7.30) это соотношение

$$\varepsilon - v = \frac{[\varepsilon]}{n} \text{ или } \varepsilon = \frac{[\varepsilon]}{n} + v.$$

Возведем в квадрат обе части этого равенства

$$\varepsilon^2 = \frac{[\varepsilon]^2}{n^2} + v^2 + 2\frac{[\varepsilon]}{n}v. \tag{7.31}$$

Очевидно, что равенства (7.31) можно составить для каждого измерения ряда, а сложив левые и правые части этих равенств для всего ряда n измерений, получим

$$[\varepsilon^2] = \frac{[\varepsilon]^2}{n^2} \cdot n + [v^2] + 2\frac{[\varepsilon]}{n}[v].$$

Выражение $2\frac{[\varepsilon]}{n}[v] = 0$, так как $[v] = 0$. Поэтому

$$[\varepsilon^2] = \frac{[\varepsilon]^2}{n} + [v^2],$$

или

$$[v^2] = [\varepsilon^2] - \frac{[\varepsilon]^2}{n}. \tag{7.32}$$

5. Вычисление средней квадратической погрешности ряда измерений по формуле Бесселя (7.25)

$$m = \sqrt{\frac{[v^2]}{n-1}}.$$

Эту величину можно проконтролировать по формуле Петерса (7.28)

$$m = 1{,}253\frac{[|v|]}{\sqrt{n(n-1)}}.$$

При небольшом числе измерений можно вычислить погрешности этой погрешности m_{mi} по формуле (7.26).

6. Вычисление средней квадратической погрешности среднего арифметического по формуле (7.18)

$$M = \frac{m}{\sqrt{n}}.$$

7. Окончательный результат обработки измерений записывают в виде $L \pm M$, что показывает: найденное уравненное значение L

Таблица 15

№ пп	l	ε	ε^2	v	v^2	Решение
1	54°34′27″	3	9	—0,8	0,64	$L = l_0 + \frac{[\varepsilon]}{n}$
2	29	5	25	+1,2	1,44	$\frac{[\varepsilon]}{n} = \frac{23'}{6} = 3{,}83' = 3{,}8'$
3	24	0	0	—3,8	14,44	$[v] = \beta \cdot n = 0{,}03' \cdot 6 = 0{,}2'$
4	30	6	36	+2,2	4,84	$[v^2] = [\varepsilon^2] - \frac{[\varepsilon]^2}{n}$
5	28	4	16	+0,2	0,04	$22{,}84 = 111 - \frac{529}{6}$
6	29	5	25	+1,2	1,44	$22{,}84 = 111 - 88{,}17$
l_0	54°34′24″	23	111	—4,6	22,84	$22{,}84 = 22{,}83$
$\frac{[\varepsilon]}{n}$	+3,8″			+4,8		$m = \sqrt{\frac{[v^2]}{n-1}} = \sqrt{\frac{22{,}84'}{5}} = 2{,}13' = 2{,}1'$
L	54°34′27,8″			+0,2		$M = \frac{m}{\sqrt{n}} = \frac{2{,}1'}{\sqrt{6}} = 0{,}86'' = 0{,}9''$ Ответ: $L = 54°34'27{,}8' \pm 0{,}9'$

может отличаться от истинного значения измеряемой величины не более, чем на 3М.

Рассмотрим пример обработки ряда равноточных измерений угла (табл. 15).

§ 66. ОЦЕНКА ТОЧНОСТИ ПО РАЗНОСТЯМ ДВОЙНЫХ РАВНОТОЧНЫХ ИЗМЕРЕНИЙ

В ряде геодезических процессов необходимая величина измеряется лишь дважды. Так, линии в теодолитных ходах изменяются прямо и обратно, углы измеряются двумя полуприемами, превышения в нивелировании определяются по черным и красным сторонам реек. Такие измерения углов и превышений можно отнести к двойным равноточным измерениям, так как погрешности измерения углов и превышений не зависят от величины самих углов и превышений. Однако измерения линий разной длины не относятся, строго говоря, к двойным равноточным измерениям, так как погрешность измерения линии зависит от ее длины. Если дан ряд двойных равноточных измерений

l_1 и l_1^1,
l_2 и l_2^1,
l_3 и l_3^1,
.....
l_n и l_n^1.

то по разностям двух измерений d одной и той же величины можно найти среднюю квадратическую погрешность m_l как одного измерения, так и среднего значения из пары измерений $m_{l\text{ср}}$. Найдем разности d для каждой пары измерений

$d_1 = l_1 - l_1^1$,
$d_2 = l_2 - l_2^1$,
$d_3 = l_3 - l_3^1$,
.....
$d_n = l_n - l_n^1$.

Очевидно, что если бы измерения велись абсолютно точно, то разность d в каждом измерении равнялась бы 0, и это ее истинное значение. В силу того, что абсолютно точные измерения невозможны, разности d отличаются от нуля. Можно сказать, что разности d есть истинные погрешности разности, так как отличие от истинного значения есть истинная погрешность (§ 56). Кроме того, если $\frac{[d]}{n} = 0$, то разности d есть случайные погрешности. Поэтому средняя квадратическая погрешность разности измерений m_d вычисляется по формуле Гаусса (7.3)

$$m_d = \sqrt{\frac{[d^2]}{n}}, \tag{7.33}$$

где n — число пар измерений.

Однако интересует не столько погрешность разности измерений, сколько погрешность самого измерения. Формула $d = l - l'$ принадлежит к функции вида $u = x - y$ и поэтому можно записать

$$m_d = \sqrt{m_l^2 + m_{l'}^2} = \sqrt{2m_l^2} = m_l\sqrt{2}.$$

Отсюда

$$m_l = \frac{m_l}{\sqrt{2}} = \sqrt{\frac{[d^2]}{2n}}. \tag{7.34}$$

За окончательное значение примают среднее из двух измерений каждой пары $l_{\text{ср}}$. Средняя квадратическая погрешность среднего из двух значений $m_{l\text{ср}}$ вычисляется в соответствии с формулой (7.18)

$$m_{l_{\text{ср}}} = \frac{m_l}{\sqrt{2}} = \sqrt{\frac{[d^2]}{2n \cdot 2}} = \frac{1}{2}\sqrt{\frac{[d^2]}{n}}. \qquad (7.35)$$

В том случае, если $\frac{[d]}{n} \neq 0$, т. е. если в ряде погрешностей нарушено одно из свойств случайных погрешностей (свойство компенсации), то очевидно, что здесь есть систематические погрешности. Выведем формулы оценки точности двойных равноточных измерений, если в разности d присутствуют как случайные, так и систематические погрешности. Для этого вычислим величину $\sigma = \frac{[d]}{n}$. Среднее арифметическое из случайных погрешностей, входящих в разности d, стремится к нулю и его величиной можно пренебречь. Следовательно, σ — это среднее значение систематической погрешности.

Предполагая, что систематические погрешности во всех измерениях постоянны или изменяются незначительно, освободим разности d от их влияния

$$d_1' = d_1 - \sigma;$$
$$d_2' = d_2 - \sigma;$$
$$d_1' = d_3 - \sigma;$$
$$\ldots\ldots$$
$$d_n' = d_n - \sigma.$$

Эти выражения есть разности между измеренными значениями d_1, d_2, d_3, . . ., d_n и средним арифметическим из этих значений, т. е. величины d_1', d_2', d_3', ..., d_n' являются уклонениями v. Оценка точности по уклонениям идеет с помощью формул Бесселя и в применении к данным обозначениям имеем

$$m_d = \sqrt{\frac{[d'^2]}{n-1}}, \qquad (7.36)$$

$$m_l = \sqrt{\frac{[d'^2]}{2(n-1)}}, \qquad (7.37)$$

$$m_{l_{\text{ср}}} = \frac{1}{2}\sqrt{\frac{[d'^2]}{n-1}}. \qquad (7.38)$$

По формулам оценки точности двойных равноточных измерений вычисляется, например, средняя квадратическая погрешность совмещения изображения штрихов лимба оптического теодолита. Мертвый ход оптического микрометра ОТ—02, являющийся типичной систематической погрешностью, находится как среднее арифметическое из разности двух отсчетов, взятых при работе винтом микрометра на ввинчивание и вывинчивание.

Таблица 16

№ пп	Первое совмещение	Второе совмещение	d	d^2	Решение
1	0 00 54,6"	54,3"	+0,3	0,09	$\sigma = \frac{[d]}{n} = \frac{0{,}2''}{12} = 0{,}017 = 0{,}0''$
2	30 00 12,4	13,9	—1,5	2,25	
3	60 00 27,3	25,6	+1,7	2,89	$m_d = \sqrt{\frac{[d^2]}{2n}} = \sqrt{\frac{20{,}68''}{24}} =$
4	90 00 39,8	37,9	+1,9	3,61	$= 0{,}93''$
5	120 00 46,7	48,2	—1,5	2,25	$m_{d_{ср}} = \frac{1}{2}\sqrt{\frac{[d^2]}{n}} = 0{,}66''$
6	150 00 32,1	33,7	—1,6	2,56	
7	180 00 29,6	30,2	—0,6	0,36	
8	210 00 41,4	40,2	+1,2	1,44	
9	240 00 37,6	39,4	—0,8	0,64	
10	270 00 12,9	11,6	+1,3	1,69	
11	300 00 04,8	03,7	+1,1	1,21	
12	330 00 18,6	19,9	—1,3	1,69	
			+7,5 —7,3	20,68	
			+0,2		

Рассмотрим на примере определения средней квадратической погрешности совмещения изображения штрихов лимба оптического теодолита обработку двойных равноточных измерений (табл. 16).

Величина σ=0,017 стремится к нулю, так как округляя ее до одного знака после запятой получим 0,0 и поэтому можно считать, что в данном ряду измерений нет заметного влияния систематических погрешностей. Оценку точности ведут по формулам (7.34), (7.35).

§ 67. НЕРАВНОТОЧНЫЕ ИЗМЕРЕНИЯ И ВЕСА ИХ РЕЗУЛЬТАТОВ

При обработке результатов неравноточных измерений возникает вопрос, можно ли самым надежным значением для ряда неравноточных измерений считать среднее арифметическое из этого

$$m_{l_{\text{ср}}} = \frac{m_l}{\sqrt{2}} = \sqrt{\frac{[d^2]}{2n \cdot 2}} = \frac{1}{2}\sqrt{\frac{[d^2]}{n}}. \qquad (7.35)$$

В том случае, если $\frac{[d]}{n} \neq 0$, т. е. если в ряде погрешностей нарушено одно из свойств случайных погрешностей (свойство компенсации), то очевидно, что здесь есть систематические погрешности. Выведем формулы оценки точности двойных равноточных измерений, если в разности d присутствуют как случайные, так и систематические погрешности. Для этого вычислим величину $\sigma = \frac{[d]}{n}$. Среднее арифметическое из случайных погрешностей, входящих в разности d, стремится к нулю и его величиной можно пренебречь. Следовательно, σ — это среднее значение систематической погрешности.

Предполагая, что систематические погрешности во всех измерениях постоянны или изменяются незначительно, освободим разности d от их влияния

$$d_1' = d_1 - \sigma;$$
$$d_2' = d_2 - \sigma;$$
$$d_1' = d_3 - \sigma;$$
$$\ldots\ldots$$
$$d_n' = d_n - \sigma.$$

Эти выражения есть разности между измеренными значениями d_1, d_2, d_3, . . ., d_n и средним арифметическим из этих значений, т. е. величины d_1', d_2', d_3', ..., d_n' являются уклонениями v. Оценка точности по уклонениям идеет с помощью формул Бесселя и в применении к данным обозначениям имеем

$$m_d = \sqrt{\frac{[d'^2]}{n-1}}, \qquad (7.36)$$

$$m_l = \sqrt{\frac{[d'^2]}{2(n-1)}}, \qquad (7.37)$$

$$m_{l_{\text{ср}}} = \frac{1}{2}\sqrt{\frac{[d'^2]}{n-1}}. \qquad (7.38)$$

По формулам оценки точности двойных равноточных измерений вычисляется, например, средняя квадратическая погрешность совмещения изображения штрихов лимба оптического теодолита. Мертвый ход оптического микрометра ОТ—02, являющийся типичной систематической погрешностью, находится как среднее арифметическое из разности двух отсчетов, взятых при работе винтом микрометра на ввинчивание и вывинчивание.

Таблица 16

№ пп	Первое совмещение	Второе совмещение	d	d^2	Решение
1	0 00 54,6"	54,3"	+0,3	0,09	$\sigma = \frac{[d]}{n} = \frac{0{,}2''}{12} = 0{,}017 = 0{,}0''$
2	30 00 12,4	13,9	—1,5	2,25	
3	60 00 27,3	25,6	+1,7	2,89	$m_d = \sqrt{\frac{[d^2]}{2n}} = \sqrt{\frac{20{,}68''}{24}} =$
4	90 00 39,8	37,9	+1,9	3,61	$= 0{,}93''$
5	120 00 46,7	48,2	—1,5	2,25	$m_{d\,ср} = \frac{1}{2}\sqrt{\frac{[d^2]}{n}} = 0{,}66''$
6	150 00 32,1	33,7	—1,6	2,56	
7	180 00 29,6	30,2	—0,6	0,36	
8	210 00 41,4	40,2	+1,2	1,44	
9	240 00 37,6	39,4	—0,8	0,64	
10	270 00 12,9	11,6	+1,3	1,69	
11	300 00 04,8	03,7	+1,1	1,21	
12	330 00 18,6	19,9	—1,3	1,69	
			+7,5 —7,3	20,68	
			+0,2		

Рассмотрим на примере определения средней квадратической погрешности совмещения изображения штрихов лимба оптического теодолита обработку двойных равноточных измерений (табл. 16).

Величина σ=0,017 стремится к нулю, так как округляя ее до одного знака после запятой получим 0,0 и поэтому можно считать, что в данном ряду измерений нет заметного влияния систематических погрешностей. Оценку точности ведут по формулам (7.34), (7.35).

§ 67. НЕРАВНОТОЧНЫЕ ИЗМЕРЕНИЯ И ВЕСА ИХ РЕЗУЛЬТАТОВ

При обработке результатов неравноточных измерений возникает вопрос, можно ли самым надежным значением для ряда неравноточных измерений считать среднее арифметическое из этого

ряда измерений? Рассуждая логически, конечно, нельзя. Если точность одного измерения выше точности второго измерения, то и влияние более точного измерения на окончательный результат неравноточных измерений должно быть больше. Число, характеризующее степень влияния неравноточных измерений на наиболее надежное значение из этого ряда, называется *весом* измерения p. Чем больше величина p, тем более надежен результат измерений, тем выше его точность и меньше средняя квадратическая погрешность. В общем случае его величину принято вычислять по формуле

$$p = \frac{c}{m^2}, \tag{7.39}$$

где c — произвольное число, которое подбирается так, чтобы величина p при этом была небольшим числом, удобным для вычислений, m — средняя квадратическая погрешность этого измерения. *Вес — это величина, обратно пропорциональная квадрату средней квадратической погрешности измерения.*

Вес p является *относительным* критерием точности, который дает представление о точности только при сопоставлении с другими весами измерений. Если, например, вес одного измерения $p_1 = 2$, а вес другого измерения $p_2 = 4$, то это информация лишь о том, что степень доверия ко второму измерению в два раза более, чем к первому. Такую же информацию о точности измерений можно передать, приняв $p_1 = 100$, $p_2 = 200$. Вообще, так как c — произвольное, но одинаковое число для данного ряда неравноточных измерений, веса можно увеличивать при необходимости или уменьшать в одно и тоже число раз. Это первое свойство весов.

Второе свойство весов заключается в следующем. Вычислим веса двух измерений по их средним квадратическим погрешностям

$$p_1 = \frac{c}{m_1^2} \text{ и } p_2 = \frac{c}{m_2^2}.$$

Составим отношение весов двух измерений

$$\frac{p_1}{p_2} = \frac{\frac{c}{m_1^2}}{\frac{c}{m_2^2}} = \frac{m_2^2}{m_1^2}.$$

Веса двух измерений обратно пропорциональны квадратам средних квадратических погрешностей этих измерений.

Третье свойство весов формулируется так: вес среднего арифметического из ряда измерений больше веса одного измерения в n раз, где n — число измерений.

Для доказательства этого свойства введем обозначения: $p_1 = p_2 = \ldots p_n = 1$ — веса равноточных измерений, P — вес среднего арифметического из этого ряда. Из второго свойства вытекает

$$\frac{P}{p} = \frac{m^2}{M^2} = \frac{m^2}{\left(\frac{m}{\sqrt{n}}\right)^2} = n, \qquad (7.40)$$

иными словами, вес среднего арифметического из ряда равноточных измерений равен числу изменений (приемов).

§ 68. СРЕДНЕЕ ВЕСОВОЕ И ЕГО ВЕС

Возьмем n серий наблюдений одного и того же угла разным числом приемов p. Вычислим для каждой серии средние арифметические значения угла, которые обозначим как l_1, l_2, l_3, ..., ..., l_n. Эти результаты будут неравноточными, примем за их веса число приемов p в каждой серии наблюдений. Результаты обработки представим в виде табл. 17.

Как уже отмечалось, измерения углов в каждой серии наблюдений — равноточные измерения и число приемов из n серий равно сумме $(p_1+p_2+...+p_n)$. Наиболее надежным результатом измерений будет среднее арифметическое значение угла L из $(p_1+p_2+...+p_n)$ числа приемов

$$L = \frac{l_1'+l_2'+...+l_{p_1}'+(l_1''+l_2''+...+l_{p_2}''+...+l_1^{(n)}+l_2^{(n)}+...+l_{p_n}^{(n)})}{p_1+p_2+...+p_n} = \frac{[l']+[l'']+...+[l^{(n)}]}{p_1+p_2+...+p_n}.$$

Заменим суммы $[l']$, $[l'']$, ..., $[l^{(n)}]$ выражениями из последней графы l_1p_1, l_2p_2, ..., l_np_n.

$$L = \frac{l_1p_1+l_2p_2+...+l_np_n}{p_1+p_2+...+p_n} = \frac{[lp]}{[p]}. \qquad (7.41)$$

Величина, вычисленная как сумма произведений каждого результата, измерения на его вес, деленная на сумму весов этих измерений, называется средним весовым значением ряда неравноточных измерений или общей арифметической срединой. Обозначается она буквой L, и среднее арифметическое есть частный случай среднего

Таблица 17

№ серий	Измерения	Число приемов	Среднее арифметическое	Преобразованная формула
1	l_1', l_2' ... l_{p_1}'	p_1	$l_1 = \frac{[l']}{p_1}$	$[l'] = l_1p_1$
2	l_1'', l_2'' ... l_{p_2}''	p_2	$l_2 = \frac{[l'']}{p_2}$	$[l''] = l_2p_2$
...	.....	...	.....	.....
n	l_1^n, l_2^n ... $l_{p_n}^n$	p_n	$l_n = \frac{[l^n]}{p_n}$	$[l^n] = l_np_n$

весового. Если веса измерений одинаковы и равны, допустим 1, т. е. имеем дело с равноточными измерениями, то формула (7.41) трансформируется в формулу (7.1).

Вес P среднего весового вычисляется как сумма весов p отдельных измерений

$$P = p_1 + p_2 + \ldots + p_n = [p],$$

что является следствием из формул (7.40) и (7.41).

§ 69. УКЛОНЕНИЯ РЕЗУЛЬТАТОВ РЯДА НЕРАВНОТОЧНЫХ ИЗМЕРЕНИЙ И ИХ СВОЙСТВО

По аналогии с равноточными измерениями (§ 63) назовем разность между каждым измерением и средним весовым значением ряда неравноточных измерений уклонением от среднего весового v

$$\begin{aligned} v_1 &= l_1 - L, \\ v_2 &= l_2 - L, \\ &\ldots\ldots\ldots\ldots \\ v_n &= l_n - L. \end{aligned} \qquad (7.42)$$

Умножив левые и правые части соотношений (7.42) на соответствующие веса p и сложив эти произведения, получим

$$[vp] = [lp] - L \cdot [p].$$

Согласно (7.41)

$$[lp] = L[p],$$

поэтому

$$[vp] = 0. \qquad (7.43)$$

Алгебраическая сумма произведений уклонений от среднего весового на соответствующие веса равна нулю при любом числе измерений.

Если среднее весовое округлено на величину β, то можно установить, что в этом случае равенство (7.43) будет выглядеть как

$$[vp] = \beta[p]. \qquad (7.44)$$

§ 70. СРЕДНЯЯ КВАДРАТИЧЕСКАЯ ПОГРЕШНОСТЬ ЕДИНИЦЫ ВЕСА

Возьмем два ряда результатов неравноточных измерений

$$\begin{array}{ll} l_1,\ p_1,\ m_1; & l_1',\ p_1',\ m_1'; \\ l_2,\ p_2,\ m_2; & l_2',\ p_2',\ m_2'; \\ \ldots\ \ldots\ \ldots & \ldots\ \ldots\ \ldots \\ l_n,\ p_n,\ m_n; & l_n',\ p_n',\ m_n'. \end{array}$$

Каждое измерение характеризуется своей средней квадратической погрешностью и, сравнив их по величине внутри каждого ряда, можно решить вопрос, какое измерение выполнено точнее. Однако ответить на вопрос, какой из рядов в целом точнее по величинам отдельных средних квадратических погрешностей, нельзя. Если же для каждого ряда неравноточных измерений вычислить среднюю квадратическую погрешность измерения, вес которого равен единице, то по их величине можно сказать, какой ряд измерений точнее в целом.

Средняя квадратическая погрешность результата измерения, вес которого равен единице, называется средней квадратической погрешностью единицы веса и обозначается буквой μ.

Связь погрешностей μ и m установим, взяв два неравноточных измерения, одно из которых имеет вес $p_1 = 1$ и среднюю квадратическую погрешность μ, а другое имеет любой вес p и среднюю квадратическую погрешность m. Из свойств весов (§ 67) вытекает

$$\frac{p}{p_1 = 1} = \frac{\mu^2}{m^2}$$

или $p = \dfrac{\mu^2}{m^2}$,

$$\mu^2 = pm^2,$$

$$\mu = m\sqrt{p}, \tag{7.45}$$

$$m = \frac{\mu}{\sqrt{p}}. \tag{7.46}$$

Средняя квадратическая погрешность результата любого измерения равна погрешности единицы веса, деленной на корень квадратный из его веса.

Если вес среднего весового P равен сумме весов $[p]$ отдельных результатов неравноточных измерений, по которым оно вычислено, то средняя квадратическая погрешность среднего весового M вычисляется по формуле

$$M = \frac{\mu}{\sqrt{[p]}} = \frac{\mu}{\sqrt{P}}. \qquad (7.47)$$

Из определения веса следует, что $p = 1 = \frac{c}{\mu^2}$ или

$$\mu = \sqrt{c}. \qquad (7.48)$$

Это равенство говорит, что величина μ зависит от величины c, входящей в формулу вычисления веса (7.39). Если ранее мы установили, что при изменении c значение среднего весового не меняется, то изменение c влечет за собой изменение значения μ.

§ 71. ПОГРЕШНОСТЬ ЕДИНИЦЫ ВЕСА, ВЫЧИСЛЕННАЯ ПО ИСТИННЫМ ПОГРЕШНОСТЯМ

Пусть в результате неравноточных измерений получены

$l_1, l_2, l_3, \ldots, l_n;$

$p_1, p_2, p_3, \ldots, p_n;$

$\Delta_1, \Delta_2, \Delta_3, \ldots, \Delta_n,$

где $\Delta_1, \Delta_2, \Delta_3, \ldots, \Delta_n$ — истинные погрешности неравноточных измерений. В соответствии с формулой (7.45) можно для каждого измерения записать

$$\mu^2 = p_1 m_1^2,$$
$$\mu^2 = p_2 m_2^2,$$
$$\mu^2 = p_3 m_3^2,$$
$$\ldots\ldots\ldots\ldots$$
$$\mu^2 = p_n m_n^2.$$

Сложив левые и правые части, а затем разделив сумму на n, получим

$$\frac{\mu^2 \cdot n}{n} = \frac{[pm^2]}{n},$$

откуда

$$\mu = \sqrt{\frac{[pm^2]}{n}}.$$

При большом числе измерений можно считать, что $[pm^2] \approx [p\Delta^2]$ и поэтому

$$\mu = \sqrt{\frac{[p\Delta^2]}{n}}. \qquad (7.49)$$

§ 72. СРЕДНЯЯ КВАДРАТИЧЕСКАЯ ПОГРЕШНОСТЬ ЕДИНИЦЫ ВЕСА, ВЫЧИСЛЕННАЯ ПО УКЛОНЕНИЯМ

Если при измерении величины, истинное значение которой X, получены результаты измерений l_1, l_2, l_3, ..., l_n, то для каждого из них можно найти истинные погрешности Δ и уклонения v по формулам

$$\Delta = l - X,$$
$$v = l - L.$$

Вычитая из первого уравнения второе, получим

$$\Delta - v = L - X = w,$$

где w — истинная погрешность среднего весового.

Для каждого результата n неравноточных измерений можно записать

$$\Delta_1 = w + v_1;$$
$$\Delta_2 = w + v_2;$$
$$\Delta_3 = w + v_3;$$
$$\ldots\ldots\ldots\ldots$$
$$\Delta_n = w + v_n.$$

Возведем обе части этих соотношений в квадрат и умножим каждый результат на соответствующий вес

$$p_1\Delta_1^2 = p_1w^2 + p_1v_1^2 + 2wp_1v_1;$$
$$p_2\Delta_2^2 = p_2w^2 + p_2v_2^2 + 2wp_2v_2;$$
$$p_3\Delta_3^2 = p_3w^2 + p_3v_3^2 + 2wp_3v_3;$$
$$\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots$$
$$p_n\Delta_n^2 = p_nw^2 + p_nv_n^2 + 2wp_nv_n.$$

Сложив соответствующие части этих выражений, будем иметь

$$[p\Delta^2] = [p]w^2 + [pv^2] + 2w[pv].$$

Разделив обе части этого выражения на n и учтя, что $[pv] = 0$, получим

$$\frac{[p\Delta^2]}{n} = \frac{[p]w^2}{n} + \frac{[pv^2]}{n}.$$

Точное значение w, как правило, не известно, поэтому заменим его средним значением M в соответствии с формулой (7.47) $M = \frac{\mu}{\sqrt{[p]}}$, тогда

$$\frac{[p\Delta^2]}{n} = \frac{[p]\mu^2}{n[p]} + \frac{[pv^2]}{n}$$

или

$$\mu^2 = \frac{\mu^2}{n} + \frac{[pv^2]}{n},$$

откуда

$$\mu^2 n = \mu^2 + [pv^2],$$

$$\mu^2 n - \mu^2 = [pv^2],$$

$$\mu^2 (n-1) = [pv^2],$$

$$\mu = \sqrt{\frac{[pv^2]}{n-1}}. \tag{7.50}$$

При небольшом числе измерений надежность получения μ вычисляется по формуле

$$m_\mu = \frac{\mu}{\sqrt{2(n-1)}}. \tag{7.51}$$

§ 73. ОБРАБОТКА РЯДА НЕРАВНОТОЧНЫХ ИЗМЕРЕНИЙ ОДНОЙ И ТОЙ ЖЕ ВЕЛИЧИНЫ

Рассмотрим последовательность обработки ряда результатов неравноточных измерений l_1, l_2, l_3, ..., l_n.

1. Вычисление веса каждого результата измерений. В том случае, если известны средние квадратические погрешности каждого измерения, то веса вычисляются по формуле (7.39)

$$p = \frac{c}{m^2}.$$

2. Вычисление значения среднего весового L по формуле (7.41). Практически находить значение L можно через приближенное значение l_0, за которое удобно взять минимальное значение из всех l. Тогда

$$L = l_0 + \frac{[p\varepsilon]}{[p]}, \tag{7.52}$$

где $\varepsilon = l - l_0$.

Вывод формулы (7.52) аналогичен выводу формулы (7.29).

3. Вычисление уклонения v

$$v = l - L.$$

4. Контроль правильности вычислений L, а также v. Им является выполнение равенства $[pv] = 0$.

В том случае, если L вычислялось с округлением на величину β, то это равенство будет выглядеть так

$$[pv] = \beta \cdot [p].$$

5. Вычисление произведения pv^2 и подсчет суммы $[pv^2]$. Контролем правильности этих вычислений является соблюдение равенства

$$[pv^2] = [p\varepsilon^2] - \frac{[p\varepsilon]^2}{[p]}.$$

6. Вычисление средней квадратической погрешности единицы веса по формуле (7.50)

$$\mu = \sqrt{\frac{[pv^2]}{n-1}}.$$

7. Надежность нахождения μ характеризует погрешность самой погрешности m_μ

$$m_\mu = \frac{\mu}{\sqrt{2(n-1)}}.$$

8. Вычисление средней квадратической погрешности среднего весового M в соответствии с формулой (7.47)

$$M = \frac{\mu}{\sqrt{[p]}}.$$

Можно определить надежность нахождения M, вычисляя ее погрешность

$$m_M = \frac{m_\mu}{\sqrt{[p]}}.$$

Окончательный результат обработки записывается в виде $L \pm M$.

Рассмотрим обработку результатов неравноточных измерений на примере вычисления высоты узловой точки, полученной по трем нивелирным ходам (табл. 18).

$$\frac{[p\varepsilon]}{[p]} = \frac{122{,}43 \text{ мм}}{16{,}84} = 7{,}27 \text{ мм} = 0{,}0073 \text{ мм}.$$

$$[pv] = \beta[p] = +0{,}03 \cdot 16{,}84 = +0{,}50 \text{ мм}.$$

Таблица 18

№ хода	H, м	m_H, мм	$p = \frac{100}{m_H^2}$	ε, мм	$p\varepsilon$, мм	$p\varepsilon^2$	v, мм	pv, мм	pv^2
1	92,571	5,9	2,87	5	14,35	71,75	—2,3	—6,60	15,18
2	92,580	3,6	7,72	14	108,08	1513,12	+6,7	+51,72	346,52
3	92,566	4,00	6,25	0	0		—7,3	—45,62	333,03
l_0	92,566							—52,22	
$[p\varepsilon]$	+0,0073							+51,72	
	92,5733		16,84		122,43	1584,87		—0,50	694,73

$$[pv^2] = [p\varepsilon^2] - \frac{[p\varepsilon]^2}{[p]} = 1584{,}87 - \frac{122{,}43^2}{16{,}84} = 1584{,}87 - 890{,}09 = 694{,}78.$$

$$\mu = \sqrt{\frac{[pv^2]}{n-1}} = \sqrt{\frac{694{,}78}{2}} = 18{,}6 \text{ мм}.$$

$$M = \frac{\mu}{\sqrt{[p]}} = \frac{18{,}6}{\sqrt{16{,}84}} = 4{,}54 \text{ мм}. \text{ Ответ: } H = 92{,}5733 \text{ м} \pm 4{,}54 \text{ мм}.$$

§ 74. ВЕСА ФУНКЦИЙ ИЗМЕРЕННЫХ ВЕЛИЧИН

Зная веса результатов независимых непосредственных измерений, которые рассматриваются как аргументы, можно вычислить веса их функций.

На основании формулы (7.46) можно написать $m^2 = \mu^2/p$.

В соответствии с формулой (7.8) квадрат средней квадратической погрешности функции общего вида вычисляется так

$$m_u^2 = \left(\frac{\partial f}{\partial x}\right)_0^2 m_x^2 + \left(\frac{\partial f}{\partial y}\right)_0^2 m_y^2 + \ldots + \left(\frac{\partial f}{\partial w}\right)_0^2 m_w^2.$$

Подставим вместо m^2 ей равное выражение $\frac{\mu^2}{p}$

$$\frac{\mu^2}{p_u} = \left(\frac{\partial f}{\partial x}\right)_0^2 \frac{\mu^2}{p_x} + \left(\frac{\partial f}{\partial y}\right)_0^2 \frac{\mu^2}{p_y} + \ldots + \left(\frac{\partial f}{\partial w}\right)_0^2 \frac{\mu^2}{p_w}.$$

Разделив обе части этого соотношения на μ^2, получим

$$\frac{1}{p_u} = \left(\frac{\partial f}{\partial x}\right)_0^2 \frac{1}{p_x} + \left(\frac{\partial f}{\partial y}\right)_0^2 \frac{1}{p_y} + \ldots + \left(\frac{\partial f}{\partial w}\right)_0^2 \frac{1}{p_w}. \qquad (7.53)$$

Выражение $1/p$ называется о б р а т н ы м в е с о м.

Для функции вида $u = x \pm y \pm \ldots \pm w$ формула обратного веса будет такой:

$$\frac{1}{p_u} = \frac{1}{p_x} + \frac{1}{p_y} + \ldots + \frac{1}{p_w}. \qquad (7.54)$$

Обратный вес алгебраической суммы аргументов равен сумме обратных весов этих аргументов.

Обратный вес функции $u = k_1x + k_2y + \ldots + k_nw$ вычислится по формуле

$$\frac{1}{p_u} = k_1^2 \frac{1}{p_x} + k_2^2 \frac{1}{p_y} + \ldots + k_n^2 \frac{1}{p_w}. \qquad (7.55)$$

П р и м е р. Вес длины линии S равен 4. Найти вес удвоенного значения длины линии.

Имеем дело с функцией $u = kx = 2S$, поэтому

$$\frac{1}{p_u} = 2^2 \frac{1}{p_S}. \quad p_u = \frac{p_S}{4} = \frac{4}{4} = 1.$$

§ 75. ОЦЕНКА ТОЧНОСТИ ПО РАЗНОСТЯМ ДВОЙНЫХ НЕРАВНОТОЧНЫХ ИЗМЕРЕНИЙ

Предположим, что имеем дело с n парами измерений, веса которых в одной паре одинаковы, а каждая пара имеет свой вес. Запишем это так

l_1' и l_1'', p_1;

l_2' и l_2'', p_2;

l_3' и l_3'', p_3;

.....

l_n' и l_n'', p_n;

Найдем разности d в каждой паре измерений

$d = l' - l''$.

По формуле (7.54) найдем p_d:

$$\frac{1}{p_d} = \frac{1}{p_{l'}} + \frac{1}{p_{l''}} = \frac{2}{p_l},$$

$$p_d = \frac{p_l}{2}.$$

Как указывалось в § 66, разности d есть истинные погрешности и поэтому, если они не содержат систематических погрешностей (если $\frac{[pd]}{[p]} \approx 0$), то в соответствии с формулой (7.49) средняя квадратическая погрешность измерения, вес которого равен единице, вычислится так

$$\mu = \sqrt{\frac{[pd^2]}{2n}}. \tag{7.56}$$

Среднюю квадратическую погрешность одного измерения определяют из соотношения (7.46)

$$m_l = \frac{\mu}{\sqrt{p}}, \tag{7.57}$$

где p — вес данной пары измерения.

Средняя квадратическая погрешность среднего арифметического из двух измерений каждой пары вычислится по формуле (7.18)

$$m_{l\text{ср}} = \frac{m_l}{\sqrt{2}} = \frac{\mu}{\sqrt{2p}}. \tag{7.58}$$

Если в разностях d заметно влияние систематических погрешностей σ_1, σ_2, ..., σ_n, то $\frac{[pd]}{[p]} \neq 0$. Установив их значение, исключают их из разностей

$$d_1' = d_1 - \sigma_1$$
$$d_2' = d_2 - \sigma_2$$
.....
$$d_n' = d_n - \sigma_n.$$

Так же, как и при равноточных измерениях, величины d' являются по сути своей уклонениями с весами $p_d = \frac{p}{2}$, поэтому

$$\mu = \sqrt{\frac{[pd'^2]}{2(n-1)}}. \qquad (7.59)$$

Глава 8

УРАВНИВАНИЕ НИВЕЛИРНЫХ И ТЕОДОЛИТНЫХ ХОДОВ И СЕТЕЙ

При создании съемочных геодезических сетей в виде нивелирных, теодолитных ходов и их систем число выполненных измерений всегда оказывается бо́льшим, чем это необходимо для нахождения неизвестных — высот или координат пунктов сетей. Необходимые и избыточные величины связаны между собой определенными математическими зависимостями — условиями. Вследствие неизбежных погрешностей в измерениях эти условия не выполняются, что приводит к возникновению невязок. Для их устранения выполняют **уравнительные вычисления** (сокращенно — уравнивание), в результате которых получают **окончательные результаты**, или, уравненные значения измеренных величин.

Способы уравнивания подразделяются на **строгие**, производимые под условием минимума суммы квадратов поправок к измеренным величинам, и **нестрогие**, упрощенные, удовлетворяющие по точности требованиям, предъявляемым к съемочным сетям. Рассмотрим некоторые из этих способов.

§ 76. УРАВНИВАНИЕ ОДИНОЧНОГО НИВЕЛИРНОГО ХОДА

Между реперами A и B с отметками H_A и H_B проложен одиночный нивелирный ход в n станций. Требуется определить отметку H_C промежуточного пункта C хода, отстоящего от репера A на κ станций (рис. 101).

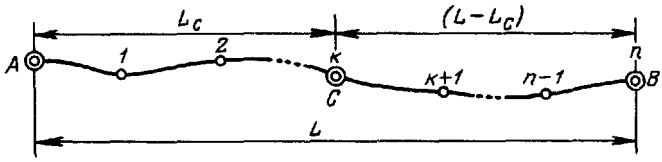


Рис. 101. Одиночный нивелирный ход

Вычислим значения H_c' и H_c'' отметки пункта C от каждого из двух реперов

$$H_C' = H_A + \sum_{1}^{k} h, \tag{8.1}$$

$$H_C'' = H_B - \sum_{k+1}^{n} h, \tag{8.2}$$

где h — превышения на станциях, полученные с одной и той же средней квадратической погрешностью m_h.

Средние квадратические погрешности m_C' и m_C'' каждой из отметок будут равны:

$$m_C' = m_h\sqrt{k}, \quad m_C'' = m_h\sqrt{n-k}. \tag{8.3}$$

Соответствующие веса p_C' и p_C'' отметок H_C' и H_C'' определятся по формулам

$$p_C' = \mu^2/m_C'^2, \quad p_C'' = \mu^2/m_C''^2, \tag{8.4}$$

где μ — средняя квадратическая погрешность единицы веса, которую можно принять равной

$$\mu = m_h. \tag{8.5}$$

Подставляя значения m_h из (8.5) и m_C' и m_C'' из (8.3) в (8.4), получим

$$p_C' = 1/k, \quad p_C'' = 1/(n-k). \tag{8.6}$$

С найденными значениями весов определим искомую отметку H_C как среднее весовое

$$H_C = \frac{p_C' \cdot H_C' + p_C'' \cdot H_C''}{p_C' + p_C''}. \tag{8,7}$$

Теоретически значения H_C' и H_C'' должны быть равны между собой, но в действительности результаты определений превышений содержат неизбежные погрешности, поэтому

$$H_C' - H_C'' = f_h,$$

где f_h — невязка в сумме превышений хода.

Подставив значение

$$H_C'' = H_C' - f_h$$

в формулу (8.7), будем иметь

$$H_C = \frac{p_C' H_C' + p_C''(H_C' - f_h)}{p_C' + p_C''} = \frac{(p_C' + p_C'') \cdot H_C'}{p_C' + p_C''} - f_h \cdot \frac{p_C''}{p_C' + p_C''}, \text{ или}$$

$$H_C = H_C' - f_h \cdot \frac{p_C''}{p_C' + p_C''}. \tag{8.8}$$

Подставляя в формулу (8.8) значения весов из формулы (8.6), получим

$$H_C = H_C' - \frac{f_h}{n} k.$$

Или с учетом (8.1)

$$H_C = H_A + \sum_1^k h - \frac{f_h}{n} k. \tag{8.9}$$

Таким образом, для уравнивания одиночного нивелирного хода нужно невязку в сумме превышений, взятую с обратным знаком, распределить между отдельными секциями хода пропорционально числу станций в секции. По исправленным превышениям от исходного репера вычисляют отметки всех определяемых пунктов хода. По формулам (8.6) вычислим вес P_C уравнений отметки H_C

$$P_C = p_C' + p_C'' = \frac{1}{k} + \frac{1}{n-k} = \frac{n}{k(n-k)}. \tag{8.10}$$

Наименее надежным результатом будет тот, вес которого P является минимальным, т. е. когда знаменатель дроби (8.10) будет наибольшим.

Найдем этот максимум, взяв по аргументу k производную от функции $y=k(n-k)$ и, приравняв ее к нулю, $\frac{\partial y}{\partial k} = n - 2k = 0$, откуда $k=n/2$.

Следовательно, наиболее слабым местом уравненного нивелирного хода является его середина.

Если число станций на 1 км хода примерно одинаково, то веса превышений в каждой секции можно приравнять величинам, обратным длинам секций L_k и $L-L_k$, т. е.

$$P_C' = \frac{1}{L_k} \text{ и } P_C'' = \frac{1}{L - L_k}.$$

Подставив эти значения весов в формулу (8.8), по аналогии с выражением (8.9) получим

$$H_C = H_A + \sum_1^k h - \frac{f_h}{L} \cdot L_k.$$

Это значит, что невязку f_h следует распределять с обратным знаком прямо пропорционально длинам секций.

§ 77. УРАВНИВАНИЕ ОДИНОЧНОГО ТЕОДОЛИТНОГО ХОДА

Уравнивание одиночных теодолитных ходов нестрогим способом выполняют раздельно, при котором углы и приращения координат уравниваются отдельно друг от друга. Сущность этого способа состоит в следующем.

В одиночном теодолитном ходе, проложенном между пунктами $T_н$ и $T_к$ (рис. 102), измерено n левых углов поворота β. Известны исходные дирекционные углы $\alpha_н$ (начальный) и $\alpha_к$ (конечный) направлений $T_н T_н'$ и $T_к T_к'$ и исходные координаты $X_н Y_н$ и $X_к Y_к$ пунктов $T_н$ и $T_к$.

Вычислим последовательно дирекционные углы всех сторон хода, приняв за исходный $\alpha_н$ и пользуясь известной формулой

$$\alpha_{i+1} = \alpha_i + \beta_i - 180°. \tag{8.11}$$

Записав значения дирекционных углов, а затем сложив левые и правые части уравнений (8.11), получим

$$\alpha_к = \alpha_н + \sum_1^n \beta - 180° \cdot n. \tag{8.12}$$

Для правых углов поворота формула (8.12) приобретает вид

$$\alpha_к = \alpha_н - \sum_1^n \beta + 180° \cdot n. \tag{8.13}$$

Из-за неизбежных погрешностей угловых измерений значение $\alpha_{к_{выч}}$, вычисленное по формуле (8.12), будет отличаться от его заданного (взятого из каталога) значения $\alpha_{к_{исх}}$. Разность между ними, или что одно и то же, разность между фактической и теоретической суммами углов β называется угловой невязкой хода и обозначается через f_β.

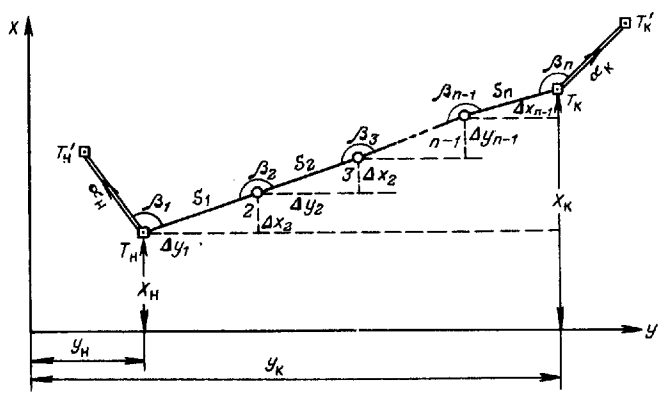


Рис. 102. Одиночный теодолитный ход

$$f_\beta = \alpha_{к_{выч}} - \alpha_{к_{исх}} = \sum_1^n \beta - \sum_1^n \beta_{теор}.$$

Принимая в формуле (8.12) $\alpha_к = \alpha_{к_{выч}}$, получим

$$f_\beta = \alpha_н + \sum_1^n \beta - 180^\circ \cdot n - \alpha_{к_{исх}}. \qquad (8.14)$$

Величина допустимой угловой невязки определяется формулой

$$f_{\beta_{доп}} = \pm 1' \sqrt{n}.$$

В результате уравнивания эту невязку необходимо устранить путем введения в измеренные углы β_1, β_2, ... β_n таких поправок v_1, v_2, ..., v_n, которые удовлетворяли бы вытекающее из формулы (8.12) уравнение

$$\alpha_н + (\beta_1 + v_1) + (\beta_2 + v_2) + ... + (\beta_n + v_n) - 180^\circ \cdot n - \alpha_{к_{исх}} = 0. \qquad (8.15)$$

Вычитая из (8.15) (8.14), получим

$$v_1 + v_2 + ... + v_n = -f_\beta, \qquad (8.16)$$

т. е. сумма поправок измеренных углов должна равняться угловой невязке, взятой с обратным знаком.

Считая, что все углы хода измерены с одинаковой точностью, можно написать

$$v_1 = v_2 = ... = v_n = v,$$

тогда уравнение (8.16) примет вид

$$[v] = v \cdot n = -f_\beta,$$

откуда

$$v = -\frac{f_\beta}{n}.$$

Таким образом, исправление измеренных углов сводится к распределению между ними поровну угловой невязки, взятой с обратным знаком.

Следует иметь в виду, что не всегда найденная невязка делится на n без остатка; в этом случае бóльшие поправки вводятся в углы, образованные более короткими сторонами.

Пользуясь формулой (8.11), по исправленным углам β вычисляют дирекционные углы всех сторон хода; контролем вычислений служит вторичное получение исходного дирекционного угла $\alpha_{к_{исх}}$ конечной линии $T_к T_к'$.

Далее по формулам прямой геодезической задачи вычисляют приращения координат Δx и Δy (см. рис. 113)

$$\Delta x = s \cdot \cos\alpha, \quad \Delta y = s \cdot \sin\alpha,$$

где s — горизонтальное проложение, а потом вычисляют сами координаты:

$$\begin{aligned} x_2 &= x_н + \Delta x_1 & y_2 &= y_н + \Delta y_1 \\ x_3 &= x_2 + \Delta x_2 & y_3 &= y_2 + \Delta y_2 \\ \ldots\ldots\ldots\ldots & & \ldots\ldots\ldots\ldots & \\ x_к &= x_{n-1} + \Delta x_{n-1} & y_к &= y_{n-1} + \Delta y_{n-1} \end{aligned} \qquad (8.17)$$

Складывая почленно правые и левые части уравнений (8.17), будем иметь

$$\begin{aligned} \sum_{1}^{n-1} \Delta x &= x_к - x_н \\ \sum_{1}^{n-1} \Delta y &= y_к - y_н. \end{aligned} \qquad (8.18)$$

Это означает, что теоретически алгебраическая сумма приращений координат в ходе по каждой из осей должна быть равна разности соответствующих координат конечной и начальной точки хода. В действительности же измеренные стороны и углы хода содержат неизбежные погрешности. Поэтому условия (8.18) не будут соблюдаться, и в приращениях координат возникнут невязки f_x и f_y

$$\begin{aligned} f_x &= \sum_{1}^{n-1} \Delta x - (x_к - x_н), \\ f_y &= \sum_{1}^{n-1} \Delta y - (y_к - y_н), \end{aligned} \qquad (8.19)$$

по которым находят абсолютную f_s

$$f_s = \sqrt{f_x^2 + f_y^2}$$

и относительную $f_s / [s]$ линейные невязки. Относительная линейная невязка считается допустимой, если ее величина лежит в пределах 1/3000—1/1000.

В этом случае невязки f_x и f_y распределяются между приращениями координат с обратным знаком пропорционально длинам сторон хода

$$\delta_{x_i} = \frac{-f_x}{[s]} \cdot s_i, \quad \delta_{y_i} = \frac{-f_y}{[s]} \cdot s_i.$$

По уравненным приращениям координат вычисляют координаты всех пунктов хода

$$x_i = x_{i-1} + \Delta x_i, \quad y_i = y_{i-1} + \Delta y_i.$$

Контролем вычислений служит вторичное получение координат $x_к y_к$ конечного пункта хода $T_к$.

§ 78. УРАВНИВАНИЕ НИВЕЛИРНОЙ СЕТИ С ОДНОЙ УЗЛОВОЙ ТОЧКОЙ

В узловой точке E (рис. 103) сходятся четыре нивелирных хода, опирающиеся на реперы A, B, C и D с известными отметками H_A, H_B, H_C и H_D. Измерены суммы превышений h_1, h_2, h_3 и h_4 по каждому ходу, длины ходов равны соответственно L_1, L_2, L_3 и L_4.

Обработка сети сводится к вычислению весового среднего — отметки H_E узловой точки E по формуле

$$H_E = \frac{p_1H_1+p_2H_2+p_3H_3+p_4H_4}{p_1+p_2+p_3+p_4} = \frac{[pH]}{[p]}, \qquad (8.20)$$

где H_1, H_2, H_3, H_4 — отметки точки E, вычисленные по каждому ходу, т. е.

$$H_1 = H_A+h_1;\ H_2 = H_B+h_2;\ H_3 = H_C+h_3;\ H_4 = H_D+h_4,$$

p_1, p_2, p_3, p_4 — веса этих отметок, найденные из соотношений

$$p_1 = \frac{c}{L_1};\ p_2 = \frac{c}{L_2};\ p_3 = \frac{c}{L_3};\ p_4 = \frac{c}{L_4},$$

где c — произвольное число, которое подбирают, исходя из удобства вычислений.

Отметку H_E, полученную по формуле (8.20), принимают за исходную для последующего уравнивания каждого нивелирного хода как одиночного.

Для оценки точности отметки H_E узловой точки находят поправки в сумму превышений по каждому ходу

$$v_1 = H_E-H_1;\ v_2 = H_E-H_2;\ v_3 = H_E-H_3;\ v_4 = H_E-H_4. \qquad (8.21)$$

Контролем вычислений служит равенство $[pv] = 0$.

Образовав затем сумму произведений $[pv^2] = 0$, определяют среднюю квадратическую погрешность единицы веса по формуле

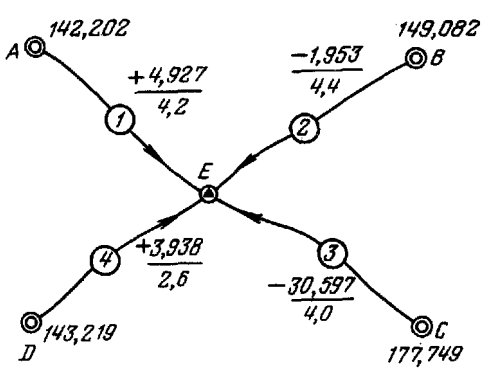


Рис. 103. Нивелирная сеть с одной узловой точкой

Таблица 19

№ исходных реперов	$H_{исх}$ (м)	h (м)	Длина хода L (км)	Вес $p=\frac{10}{L}$	$H_{узл}$ (м)	v (мм)	pv^2
A	142,202	+4,927	4,2	2,4	147,129	+15	540
B	149,082	—1,953	4,4	2,3	147,129	+15	518
C	177,749	—30,597	4,0	2,5	147,152	—8	160
D	143,219	+3,938	2,6	3,8	147,157	—13	642
			[*p*]	11,0	H_E = 147,144	[pv^2]	1860

$$\mu = \sqrt{\frac{[pv^2]}{n-1}},$$

где n — число ходов.

Средняя квадратическая погрешность превышения на один километр хода определяется из соотношения

$$m_{км} = \frac{\mu}{\sqrt{c}}.$$

Средняя квадратическая погрешность уравненной отметки узловой точки находится по формуле

$$M_H = \frac{\mu}{\sqrt{[p]}},$$

где $[p]=p_1+p_2+p_3+p_4$.

Ниже приводится пример уравнивания нивелирной сети, представленной на рис. 103. Исходные данные и уравнительные вычисления включены в табл. 19.

Средняя квадратическая погрешность единицы веса равна

$$\mu = \sqrt{\frac{1860}{4-1}} = 25 \text{ мм}.$$

Средняя квадратическая погрешность превышения на 1 км хода

$$m_{км} = \frac{\mu}{\sqrt{c}} = \frac{25 \text{ мм}}{\sqrt{10}} = 7{,}8 \text{ мм}.$$

Средняя квадратическая погрешность отметки узловой точки

$$M_н = \frac{\mu}{\sqrt{[p]}} = \frac{25 \text{ мм}}{\sqrt{11}} = 7{,}6 \text{ мм}.$$

§ 79. УРАВНИВАНИЕ СИСТЕМЫ ТЕОДОЛИТНЫХ ХОДОВ С ОДНОЙ УЗЛОВОЙ ТОЧКОЙ

На рис. 104 представлена система теодолитных ходов с одной узловой точкой *5*, опирающихся на пункты *II, IV, VI* геодезической сети более высокого порядка, для которых известны координаты

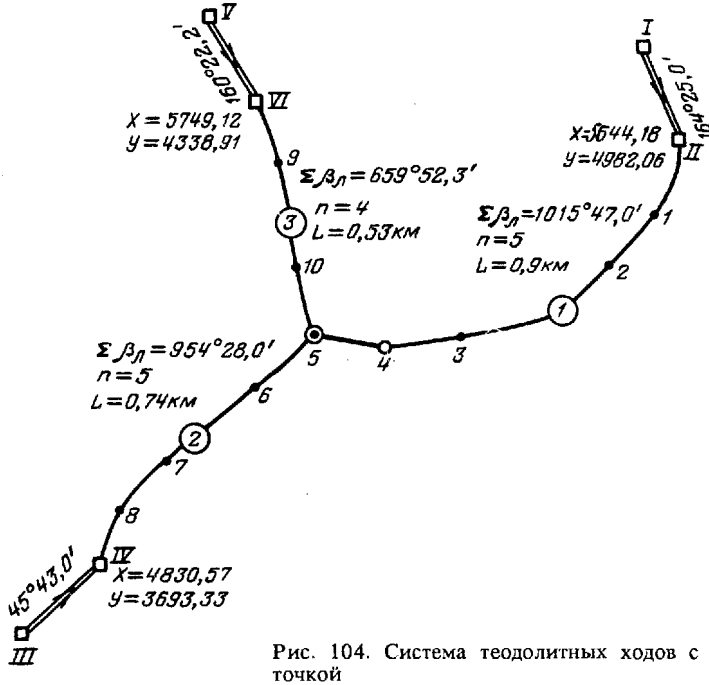


Рис. 104. Система теодолитных ходов с одной узловой точкой

и дирекционные углы направлений по сторонам *II—I*, *IV—III*, *VI—V* (табл. 20 и 21).

Уравнительные вычисления выполняются в следующем порядке.

1. По каждому ходу подсчитывают сумму измеренных углов и вычисляют дирекционный угол α_{4-5} узловой линии *4—5*, пользуясь формулой (8.12) для левых углов. Так, по данным таблицы (ход 1) искомый дирекционный угол будет равен

$$\alpha'_{4-5} = 164°25,0' + 1015°47,0' - 900° = 280°12,0'.$$

2. Из трех полученных значений дирекционного угла находят весовое среднее по формуле

$$\alpha_{4-5} = \frac{p_1\alpha'_{4-5} + p_2\alpha''_{4-5} + p_3\alpha'''_{4-5}}{p_1 + p_2 + p_3}, \qquad (8.22)$$

где p_1, p_2, p_3 — веса дирекционных углов по каждому ходу, определяемые из соотношений

$$p_1 = \frac{c}{n_1};\ p_2 = \frac{c}{n_2};\ p_3 = \frac{c}{n_3},$$

α'_{4-5}, α''_{4-5} и α'''_{4-5} — дирекционные углы, вычисленные соответственно по 1, 2 и 3 ходам, n_1, n_2, n_3 — число углов в каждом ходе.

Таблица 20

№№ ходов	Значения α_{4-5}	Число углов n	Вес $p = 20/n$	$p\alpha$ (мм)
1	280°12,0′	5	4	48,0′
2	280°11,0′	5	4	44,0′
3	280°14,5′	4	5	72,5′
α_{4-5}	280°12,7′		$[p] = 13$	$[p\alpha] = 164,5'$

Здесь c — постоянная величина, принятая для удобства вычислений равной 20; схема вычислений уравненного значения α_{4-5} приведена в табл. 20.

3. По формуле (8.14) вычисляют угловые невязки f_β для каждого хода и определяют их допустимость. Например, для хода 1 невязка f_{β_1} будет равна (столбец 2, табл. 21)

$$f_{\beta_1} = 164°25,0' + 1015°47' - 900° - 280°12,7' = -0,7'.$$

Полученная невязка не превышает допустимой

$$f_{\beta_{доп}} = \pm 1'\sqrt{n} = \pm 1'\sqrt{5} = \pm 2,2'$$

и ее распределяют с обратным знаком поровну между всеми углами (столбец 2, табл. 21).

4. Пользуясь исправленными углами, уравненным значением α_{4-5} и исходными дирекционными углами, вычисляют дирекционные углы всех сторон ходов 1, 2 и 3 (столбец 4 табл. 21).

$$\alpha_i = \alpha_{i-1} - 180° + \beta_{испр},$$

где βиспр — исправленные углы.

5. Вычисляют приращения координат по каждому ходу, образуют их суммы $[\Delta x]$ и $[\Delta y]$ и вычисляют частные значения координат узловой точки 5 по формулам (8.23)

$$x_5 = x_{исх} + [\Delta x], \quad y_5 = y_{исх} + [\Delta y].$$

Например, по ходу *I* координаты точки *5* будут равны

$$x_5' = x_{II} + [\Delta x]_1 = 5644,18 - 413,83 = 5230,36 \text{ м},$$

$$y_5' = y_{II} + [\Delta y]_1 = 4982,06 - 707,51 = 4274,55 \text{ м}.$$

6. Вычисляют уравненные значения координат узловой точки по формулам

$$x = \frac{p_1x_1 + p_2x_2 + p_3x_3}{p_1 + p_2 + p_3} = \frac{px}{[p]},$$

$$y = \frac{p_1y_1 + p_2y_2 + p_3y_3}{p_1 + p_2 + p_3} = \frac{py}{[p]}, \qquad (8.23)$$

Таблица 21

№ вершин	Измеренные углы	Исправленные углы	Дирекционные углы	Длины линий, м	Приращения координат		Координаты	
					Δx	Δy	x	y
1	2	3	4	5	6	7	8	9
			Ход I					
I			**164°25,0**					
	+0,1′							
II	221°10,0′	221°10,1′			+1	—5	**+5644,18**	**+4982,06**
			205°35,1′	156,62	—141,26	—67,64		
	+0,2							
1	190 28,5	190 28,7			+1	—6	+5502,93	+4914,37
			216 03,8	198,16	—160,18	—116,65		
	+0,2							
2	207 47,0	207 47,2			+2	—8	+5342,76	+4797,66
			243 51,0	205,89	—90,74	—184,82		
	+0,1							
3	186 41,5	186 41,6			+1	—5	+5252,04	+4612,76
			250 32,6	164,25	—54,70	—154,87		
	+0,1							
4	209 40,0	209 40,1			+1	—6	+5197,35	+4457,84
			280 12,7	186,48	+33,06	—183,53		
5							+5230,42	+4274,25
$\Sigma\beta$	1015°47,0′			911,40	—413,82	—707,51		
$\alpha_н$	**164°25,0′**				**—413,76**	**—707,81**		
$\alpha_н+\Sigma\beta$	1180°12,0′			f_x = —0,06 м		f_y = +0,30 м		
—180(n+1)—900°				f_s = 0,0916 = ±0,30 м				
$\alpha_{выч}$	280°12,0′							
$\alpha_{исх}$	280°12,7′							
f_β	—0,7′							
$f_{доп}$	±2,2′							

$$\frac{f_s}{[s]} \approx \frac{1}{3000}$$

Ход 2

III	+0,3′		45°43,0′					
IV	178°41,5′	178°41,8′			+6	+4	+4830,57	+3693,33
			44 24,8	184,16	+131,55	+128,88		
	+0,4							
8	168 47,0	168 47,4			+6	+4	+4962,18	+3822,25
			33 12,2	195,88	+163,90	+107,26		
	+0,4							
7	215 45,0	215 45,4			+7	+5	+5126,14	+3929,55
			68 57,6	201,92	+72,48	+188,46		
	+0,3							
6	189 34,0	189 34,3			+5	+4	+5198,69	+4118,06
			78 31,9	159,33	+31,68	+156,15		
	+0,3							
5	201 40,5	201 40,8					+5230,42	+4274,25
4			100 12,7		+399,61	+580,75		
$\Sigma\beta_n$	954°28,0′			741,29	+399,85	+580,92		

$\alpha_н$ **45 43,0**

$\alpha_н + \Sigma\beta_n$ 1000 11,0

$-180°(n-1)-900°$

$\alpha_к$ 100 11,0

$\alpha_{исх}$ 100 12,7

$f\beta$ —1,7′

$f_{доп}$ ±2,2′

$f_x = -0{,}24$ м $\quad f_y = -0{,}17$ м

$f_s = 0{,}0865 = \pm 0{,}29$ м

$$\frac{f_s}{[s]} = \frac{1}{2600}$$

Продолжение табл. 21

№ вершин	Измеренные углы	Исправленные углы	Дирекционные углы	Длины линий, м	Приращения координат		Координаты	
					Δx	Δy	x	y
1	2	3	4	5	6	7	8	9
			Ход 3					
V			160°22,2′					
	—0,5′							
VI	200°46,0′	200°46,5′					+5749,12	+4338,91
					—8	+2		
			181 07,7	202,12	—202,08	—1,96		
	—0,5							
9	181 35,5	181 35,0			—7	+1	+5546,96	+4336,97
			182 42,7	149,24	—149,07	—7,06		
	—0,4							
10	195 41,8	195 41,4					+5397,82	+4329,92
					—7	+1		
			198 24,1	176,35	—167,33	—55,68		
	—0,4							
5	81 49,0	81 48,6					+5230,42	+4274,25
			100 12,7					
4								
$\Sigma\beta_n$	659°52,3′							
$\alpha_н$	160 22,2			527,71	—518,48	—64,70		
$\alpha_н+\Sigma\beta_n$	820°14,5′				—518,70	—64,66		
$-180°(n+1)-720°$			$f_x = +0{,}22$ м; $f_y = -0{,}04$ м					
$\alpha_к$	100 14,5		$f_s = \pm\sqrt{0{,}05} = \pm 0{,}22$ м					
$\alpha_{исх}$	100 12,7		$\frac{f_s}{[s]} = \frac{1}{2400}$					
$f\beta$	+1,8							
$f_{доп}$	±2,0							

Таблица 22

№ ходов	Координаты, м		Длины ходов, км	Вес $p = \frac{1}{\quad}$	px	py
	x	y				
1	5230,36	4274,55	0.9	1,1	0,40	0,60
2	5230,18	4274,08	0,7	1,4	0,25	0,11
3	5230,64	4274,21	0,5	2,0	1,28	0,42
	5230,42	4274,25		$[p] = 4,5$	$[px] = 1,93$	$[py] = 1,13$

где веса p_1, p_2, p_3 определяются из соотношений

$$p_1 = \frac{1}{L_1};\ p_2 = \frac{1}{L_2};\ p_3 = \frac{1}{L_3};$$

$L_1 = [s]_1$, $L_2 = [s]_2$ и $L_3 = [s]_3$ — длины ходов.

Вычисления x_5 и y_5 выполнены в табл. 22.

7. Вычисляют невязки в координатах по каждому ходу как разности координат точки 5, определенные по формулам (8.19). Например, невязки в ходе 1 будут равны

$$f_x = 5230,36 - 5230,42 = -0,06 \text{ м},$$

$$f_y = 4274,55 - 4274,25 = +0,30 \text{ м}.$$

Величины невязок f_x и f_y выписывают в табл. 21 (столбцы 6 и 7), их допустимость устанавливается из условия

$$\frac{f_s}{L} = \sqrt{\frac{f_x^2 + f_y^2}{L}} \leq \frac{1}{2000}.$$

8. Заключительным этапом вычислений является уравнивание приращений абсцисс и ординат по отдельным ходам: вычисленные невязки f_x и f_y распределяются между приращениями с обратным знаком пропорционально длинам сторон хода, после чего окончательно вычисляются координаты всех точек сети теодолитных ходов (табл. 21, столбцы 8 и 9).

Если система ходов имеет две и более узловых точек, то определение весового среднего дирекционных углов линий и координат узловых точек не может быть выполнено непосредственно по формулам (8.22) и (8.23). В этом случае применяют способ последовательных приближений.

§ 80. УРАВНИВАНИЕ СЕТИ НИВЕЛИРНЫХ ХОДОВ СПОСОБОМ ПОСЛЕДОВАТЕЛЬНЫХ ПРИБЛИЖЕНИЙ

Рассмотрим порядок вычислений, необходимых для определения уравненных значений отметок двух узловых точек E и F (рис. 105), связанных нивелирными ходами с исходными пунктами B, C и D. Вначале находят отметки точки E по ходам 1 и 4 и точки F по ходам 2 и 3 соответственно от исходных пунктов A, D, B и C

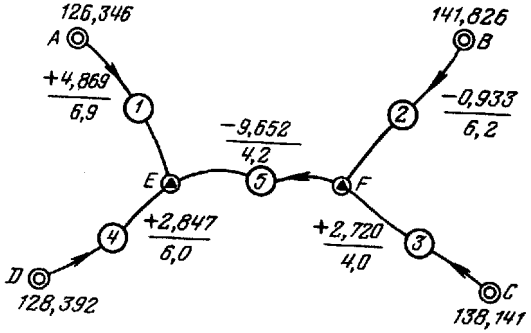


Рис. 105. Сеть нивелирных ходов с двумя узловыми точками

$H_E = H_A + h_1$ и $H_E = H_D + h_4$

$H_F = H_B + h_2$ и $H_F = H_C + h_3$.

Найденные таким путем отметки H_E и H_F выписывают в столбец 6 ведомости вычислений (табл. 23) и в качестве первых приближений принимают средние значения для каждой из них H_E' и H_F'. Во втором приближении отметки тех же точек E и F вычисляют по формулам среднего весового, используя, как исходные, значения H_E' и H_F', полученные из первого приближения

$$H_E'' = \frac{p_1(H_A+h_1)+p_4(H_D+h_4)+p_5(H_F'+h_5)}{p_1+p_4+p_5},$$

$$H_F'' = \frac{p_2(H_B+h_2)+p_3(H_C+h_3)+p_5(H_E'-h_5)}{p_2+p_3+p_5},$$

где $p_i = \frac{c}{L_i}$.

В третьем приближении используют уже новые значения H_E' и H_F', т. е.

$$H_E''' = \frac{p_1(H_A+h_1)+p_4(H_D+h_4)+p_5(H_F''+h_5)}{p_1+p_4+p_5},$$

$$H_F''' = \frac{p_2(H_B+h_2)+p_3(H_C+h_3)+p_5(H_E''-h_5)}{p_2+p_3+p_5}.$$

Вычисления продолжают до тех пор, пока разности величин искомых отметок в двух последних приближениях будут в пределах 1 мм, эти величины и принимают за окончательные. Для оценки точности полевых измерений составляют разности v (8.21) и, образуя сумму произведений $[pv^2]$, находят среднюю квадратическую погрешность единицы веса по формуле

$$\mu = \sqrt{\frac{[pv^2]}{n-k}}$$

и среднюю квадратическую погрешность превышения на 1 км хода

Таблица 23

Пункты		Превышения h, м	Длина хода L, км	Вес $p=\frac{10}{L}$	I	II	III	IV	v	pv^2
определяемые	исходные									
	A	+4,869	6,9	1,4	131,215	131,215	131,215	131,215	+11	169
E	F	—9,652	4,2	2,4	—	225	223	223	+3	22
	D	+2,847	6,0	1,7	239	239	239	239	—13	287
			$[p]=$	5,5	227	227	226	226		
	B	—0,933	6,2	1,6	140,893	140,893	140,893	140,893	—18	518
F	E	+9,652	4,2	2,4	—	879	878	878	+3	—
	C	+2,720	4,0	2,5	861	861	861	861	+14	490
			$[p]=$	6,5	877	876	875	875		
									$[pv^2]$	1486

$$\mu = \sqrt{\frac{1486}{5-2}} = 22{,}3 \text{ мм}$$

$$m_{км}=\frac{22{,}3}{\sqrt{10}}=7{,}0 \text{ мм}$$

$$m_{км} = \frac{\mu}{\sqrt{c}}.$$

В табл. 23 приведен пример уравнивания нивелирной сети, изображенной на рис. 116.

§ 81. УРАВНИВАНИЕ СИСТЕМЫ ТЕОДОЛИТНЫХ ХОДОВ С НЕСКОЛЬКИМИ УЗЛОВЫМИ ТОЧКАМИ СПОСОБОМ ПОСЛЕДОВАТЕЛЬНЫХ ПРИБЛИЖЕНИЙ

Вычисления по этому способу начинают с уравнивания дирекционных углов узловых направлений в следующем порядке:

1. Первоначальные их значения (нулевые приближения) получают передачей с исходных направлений по каждому из ходов, (формулы (8.12) и (8.13)). Так, дирекционные углы α_{KK_1}, α_{MM_1} и α_{NN_1} можно вычислить по ходам 1, 3 и 5 (рис. 106) от исходных

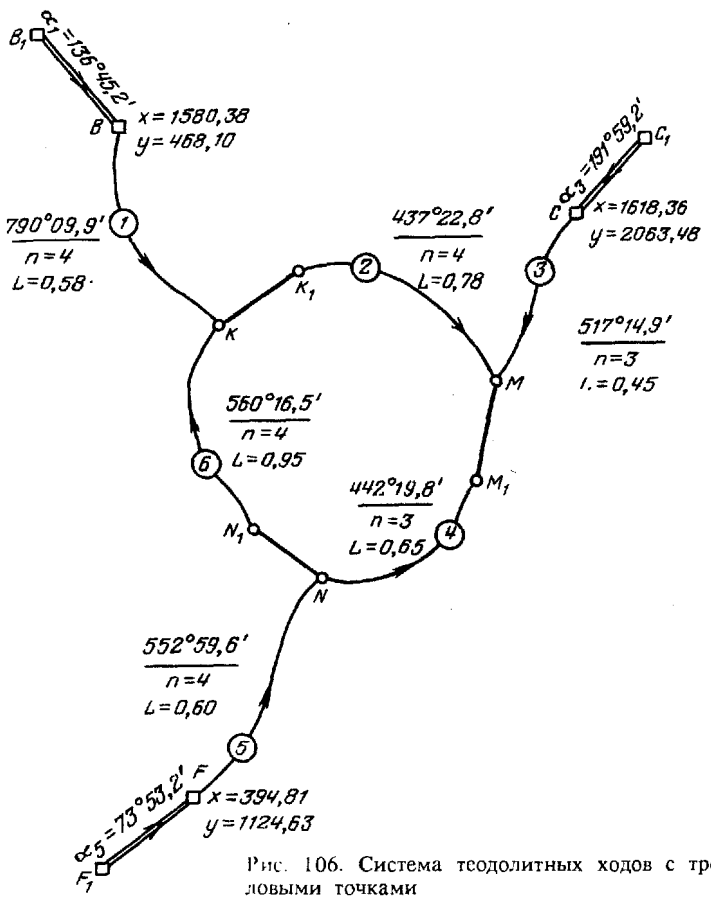


Рис. 106. Система теодолитных ходов с тремя узловыми точками

дирекционных углов α_1, α_2 и α_3; полученные результаты можно условно назвать нулевым приближением. Величину α'_{KK_1} в первом приближении находят как среднее весовое из трех результатов, полученных как по ходу 1, так и по ходам 2 и 6 от дирекционных углов α_{MM_1} и α_{NN_1}.

2. Таким же образом вычисляют среднее весовое значение α'_{MM_1} как результат передачи по ходам 3, 4 и 2 с учетом первого приближения α'_{KK_1}. Во втором приближении используют первые приближения всех дирекционных углов узловых направлений в качестве исходных, и так до тех пор, пока результаты вычислений в двух последних приближениях будут одинаковы с точностью 0,1′.

3. Принимая затем полученные дирекционные углы за исходные, уравнивают по всем ходам углы поворота β по правилам одиночного хода.

4. Тем же способом приближений находят координаты X и Y узловых точек и считают их в дальнейшем исходными. После уравнивания в каждом ходе приращений координат Δx и Δy вычисляют координаты всех промежуточных точек сети.

В таблицах 24 и 25 приведен пример уравнивания сети теодолитных ходов с тремя узловыми точками; схемы сети представлены на рис. 117. На схеме указываются величины исходных дирекционных углов, номера и направления ходов, число n измеренных углов в каждом ходе и их сумма, записываемая с той стороны хода, с которой расположены соответствующие углы β.

Порядок вычислений. 1. Пользуясь формулами (8.12) или (8.13)

$$\alpha_к = \alpha_н + \Sigma\beta_л - 180° \cdot n,$$

$$\alpha_к = \alpha_н + \Sigma\beta_п + 180° \cdot n,$$

для каждой узловой линии — KK_1, MM_1, NN_1 — находят нулевые приближения (первоначальные значения) дирекционных углов, вычисленные от исходных направлений по трем ходам — 1, 3 и 5.

Так, для направления KK_1 (ход 1) по формуле (8.13) имеем

$$\alpha_{KK_1} = 136°45{,}2' - 790°09{,}9' + 720° = 66°35{,}3',$$

для направлений MM_1 и NN_1 (ходы 3 и 5) по формуле (8.12) получим

$$\alpha_{MM_1} = 191°59{,}2' + 517°14{,}9' - 540° = 169°14{,}1',$$

$$\alpha_{NN_1} = 73°53{,}2' + 552°59{,}6' - 720° = 266°52{,}8'.$$

Найденные значения дирекционных углов выписывают в соответствующих строках столбца 9 ведомости вычислений (см. табл. 24).

Таблица 24

Направления		Номера ходов	Дирекционные углы исходных направлений	Суммы ходов по ходам	Правые, левые углы	Число углов n	Веса $p=\frac{12}{n}$	Приближения		
узловые	исходные							I	II	III
KK_1	B_1B	1	136°45,2′	790°09,9′	П	4	3	66°36,3′	66°35,3′	66°35,3′
	MM_1	2		437 22,8	Л	3	4	36,9	36,2	36,2
	NN_1	6		560 16,5	П	4	3	36,3	36,6	36,5
								66°36,2′	66°36,0′	66°36,0′
MM_1	C_1C	3	191°59,2′	517 14,9	Л	3	4	169°14,4′	169°14,1′	169°13,4′
	KK_1	2		437 22,8	П	3	4	13,4	13,2	13,2
	NN_1	4		442 19,8	Л	3	4	12,6	12,9	12,8
								169°13,4′	169°13,4′	169°13,4′
NN_1	FF_1	5	73°53,2′	552 59,6	Л	4	3	226°52,8′	226°52,8′	226°52,8′
	MM_1	4		442 19,8	П	3	4	53,6	53,6	53,6
	KK_1	6		560 16,5	Л	4	3	52,7	52,5	52,5
								266°53,1′	266°53,0′	266°53,0′

Таблица 25

Пункты		Номера ходов	Длины ходов	Веса $p=\frac{1}{L}$	$[\Delta x]$	Приближения				$[\Delta y]$	Приближения			
узловые	исходные					I	II	III	IV		I	II	III	IV
	B	1	0,58	1,72	—198,80	1381,58	1381,58	1381,58	1381,58	+503,37	971,47	971,47	971,47	971,47
K	*M*	2	0,78	1,28	+23,12	36	32	35	36	—730,99	71	67	65	65
	N	6	0,95	1,05	+566,63	23	34	35	36	—496,40	75	73	72	71
			[*p*]=	4,05		1381,42	1381,43	1381,45	1381,45		971,62	971,60	971,59	971,59
	C	3	0,45	2,23	—260,12	1358,24	1358,24	1358,24	1358,24	—360,78	1702,70	1702,70	1702,70	1702,70
M	*K*	2	0,78	1,28	—23,12	30	31	33	33	+730,99	61	59	58	58
	N	4	0,65	1,53	+543,44	04	15	16	17	+234,48	63	61	60	59
			[*p*]=	5,04		1358,20	1358,23	138,24	1358,24		1702,66	1702,64	1702,64	1702,64
	F	5	60	1,66	+419,79	814,60	814,60	814,60	814,60	+343,52	1468,15	1468,15	1468,15	1468,15
N	*M*	4	65	1,53	—543,44	76	76	79	80	—234,48	18	16	16	16
	K	6	95	1,05	—566,63	79	79	80	82	+496,40	02	00	—01	—01
			[*p*]=	4,24		814,71	814,72	814,73	814,73		1468,13	1468,12	1468,11	1468,11

2. Первое приближение для дирекционного угла α_{KK_1} получают по формуле (8.22) как среднее весовое из дирекционных углов, переданных по ходам 1, 2 и 6. По ходу 1 первое значение уже найдено (66°35,3′).

При вычислении дирекционного угла α_{KK_1} от исходного (приближенного) значения α_{MM_1} следует иметь в виду, что ход 2 меняет свое направление, поэтому пользуются формулой (8.13) для правых углов.

$$\alpha_{KK_1} = 169°14,1′ + 437°22,8′ - 540° = 66°36,9′$$

по ходу 6

$$\alpha_{KK_1} = 266°52,9′ - 560°16,5′ - 720° = 66°36,3′.$$

Веса сумм углов в каждом ходе принимают равными

$$p = 12/n,$$

тогда

$$\alpha'_{KK_1} = 66° + \frac{3 \cdot 35,3′ + 4 \cdot 36,9′ + 3 \cdot 36,3′}{3+4+3} = 66°36,2′.$$

3. Полученное значение α'_{KK_1} используется для вычисления первого приближения дирекционного угла α_{MM_1} по ходу 2.

По формуле (8.13) для правых углов имеем

$$\alpha_{MM_1} = 66°36,2′ + 437°22,8′ + 720° = 169°13,4′.$$

С учетом третьего значения α_{MM_1}, найденного по ходу 4 от α_{NN_1}, получим

$$\alpha_{MM_1} = 266°52,8′ + 442°19,8′ - 540° = 169°12,6′.$$

Таким образом, значение α_{MM_1} в первом приближении по формуле (8.22) будет равно

$$\alpha'_{MM_1} = 169° + \frac{4 \cdot 14,1′ + 4 \cdot 13,4′ + 4 \cdot 12,6′}{4+4+4} = 169°13,4′.$$

По этим новым значениям α'_{KK_1} и α'_{MM_1} вычисляют дирекционный угол α'_{NN_1} в первом приближении.

4. Для вычисления второго приближения α''_{KK_1} используются теперь первые приближения дирекционных углов α'_{MM_1} и α'_{NN_1} и т. д.

Как видно из табл. 24, окончательные уравненные значения искомых дирекционных углов получены в третьем приближении (α'''_{KK_1}, α'''_{MM_1} и α'''_{NN_1}).

5. Вычисления координат x и y узловых точек сети приведены

в табл. 25 без дополнительных пояснений; отметим лишь, что уравненные значения абсцисс и ординат точек K, M и N получены практически уже в третьем приближении — их разность в двух последних приближениях не превышает 1 см.

§ 82. УРАВНИВАНИЕ НИВЕЛИРНЫХ ПОЛИГОНОВ СПОСОБОМ В. В. ПОПОВА

Предложенный В. В. Поповым способ уравнивания сводится к последовательному распределению невязок в каждом полигоне методом приближений пропорционально длинам отдельных входящих в него ходов. Для нивелирных сетей этот способ является строгим; сущность способа, позволяющего производить уравнивание непосредственно на схеме сети, поясним на следующем примере. Пусть требуется уравнять сеть нивелирных полигонов, представленных на рис. 107 по следующим исходным данным. Длины ходов L_{AB}=7,1 км, L_{DA}=5,7 км и L_{BD}=3,2 км; L_{BC}=4,2 км, L_{CA}=4,9 км, L_{CD}=2,6 км. Невязки в полигонах равны соответственно $f_{h_I} = -21$ мм, $f_{h_{II}} = +46$ мм, $f_{h_{III}} = +39$ мм. Процесс уравнивания включает в себя следующие этапы:

1. Внутри каждого полигона вычерчивают таблички, над которыми указывают значения невязок; в последующем в этих

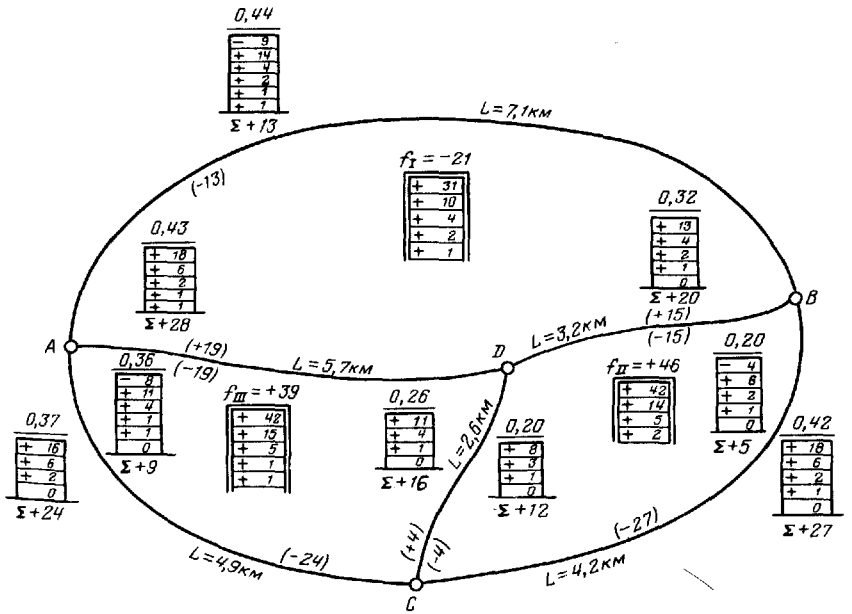


Рис. 107. Схема уравнивания нивелирной сети способом В. В. Попова

табличках выписывают новые невязки, полученные в результате уравнивания во всех приближениях.

2. Для каждого полигона приводят суммы длин входящих в него ходов к единице; с этой целью вычисляют для каждого хода отношение К длины этого хода к периметру полигона. Например, для первого полигона

$$K' = \frac{7{,}1\ км}{7{,}1\ км+5{,}7\ км+3{,}2\ км} = 0{,}44;$$

$$K'' = \frac{3{,}2\ км}{3{,}2\ км+5{,}7\ км+7{,}1\ км} = 0{,}20;$$

$$K''' = \frac{5{,}7\ км}{5{,}7\ км+7{,}1\ км+3{,}2\ км} = 0{,}36.$$

Вычисленные значения К, называемые к р а с н ы м и ч и с л а м и, выписывают красным цветом над табличками, располагаемыми вне полигона, возле соответствующего хода. Правильность вычисления красных чисел в каждом полигоне проверяется по их сумме, которая должна быть равна единице. Например, в полигоне 1

$$K' + K'' + K''' = 0{,}44 + 0{,}20 + 0{,}36 = 1{,}00.$$

3. Распределяют невязку f_{h_I} первого полигона пропорционально длинам ходов, умножая ее на красные числа; например, для полигона 1 имеем

$$v' = -21\ мм \cdot 0{,}44 = -9\ мм;$$

$$v'' = -21\ мм \cdot 0{,}20 = -4\ мм;$$

$$v''' = -21\ мм \cdot 0{,}36 = -8\ мм.$$

Контролем вычисления поправок служит равенство их суммы распределяемой невязке полигона (—9+(—4)+(—8)=(21). Найденные поправки выписывают в табличках под красными числами, а распределенную в первом приближении невязку подчеркивают.

4. При распределении невязки во втором полигоне учитывают поправку —4 мм, полученную из 1 полигона по ходу L_{BD}, общему для обоих полигонов. Это значит, что невязка второго полигона будет равна сумме +46—4 = +42; ее подписывают под невязкой второго полигона и подчеркивают, подчеркивается также и учтенная поправка —4. Невязку +42 распределяют так же, как и в первом полигоне, умножая ее на красные числа

$$+42\ мм \cdot 0{,}32 = +13\ мм, \quad +42\ мм \cdot 0{,}26 = +11\ мм,$$

$$+42\ мм \cdot 0{,}42 = +18\ мм.$$

Контроль: +13+11+18 = +42.

5. Распределяют невязку третьего полигона с учетом поправок двух смежных ходов L_{AD} и L_{DC}

+39+11—8 = +42.

Величину +42 выписывают в табличке под первоначальной

невязкой полигона +39 и подчеркивают, так же, как и учтенные поправки +11 и —8. По аналогии с предыдущим вычисляют поправки в каждый из ходов третьего полигона, умножая невязку +42 на красные числа. Проконтролировав найденные поправки +8+16+18 = +42, записывают их в табличках под красными числами.

6. Приступают к вторичному распределению невязки первого полигона, в который вошли в первом приближении невязки +13 и +18 второго и третьего полигонов. Умножая новое значение невязки +31 на красные числа, получают поправки +14, +6 и +11 и записывают их под красными числами. Учтенные поправки +13 и +18 подчеркивают.

7. Распределяют во втором приближении новую невязку третьего полигона с учетом поправок смежных ходов +4+11 = +15; затем вычисляют поправки ходов, умножая невязку +15 на красные числа. Учтенные поправки +4 и +11 и новое значение невязки подчеркивают. Таким образом продолжают вычисления до тех пор, пока оставшиеся значения невязок в каждом полигоне не будут превышать единицы.

8. Далее вычисляют суммарные поправки в каждый ход сети, принимая направление хода совпадающим с направлением обхода полигона. Если ход не является смежным, его поправка, взятая с обратным знаком, будет равна сумме поправок внешней таблички этого хода.

Например, для хода *AB* сумма поправок внешней таблички равна +13, окончательная поправка для этого же хода равна —13; для ходов *BC* и *CA* имеем соответственно —27 и —24. Поправку в смежные ходы вычисляют как разность сумм поправок внешней и внутренней табличек; например, для хода *BD* поправка равна $v_{BD} = +20 - (+5) = +15$. Для смежного хода полигона эта поправка будет равна той же величине, но с обратным знаком.

Найденные окончательные суммарные поправки выписывают в скобках возле каждого хода, а для смежного хода — по обе его стороны.

9. Контролем окончательного уравнивания служит равенство сумм поправок по ходам исходной невязки полигона. Например, по первому полигону:

$$[v_I] = +15+19-13 = +21 \qquad f_{h_I} = -21$$

$$[v_{II}] = -15-27-4 = -46 \qquad f_{h_{II}} = +46$$

$$[v_{III}] = +4-24-19 = -39 \qquad f_{h_{III}} = +39.$$

Проконтролированные поправки вводят в измеренные превышения и получают их уравненные значения, по которым вычисляют затем отметки узловых точек. Дальнейшее уравнивание каждого из шести нивелирных ходов выполняют по правилам, изложенным ранее для одиночного хода. Средняя квадратическая погрешность измеренного превышения на 1 км хода $m_{км}$ (погрешность единицы веса μ) вычисляется по формуле

$$m_{км} = \sqrt{\frac{p[pv^2]}{r}}.$$

где $p = \frac{1}{L}$, L — длина хода, r — число полигонов, в данном примере равное 3.

Пользуясь значениями длин ходов L и поправок v, взятыми со схемы уравнивания (рис. 118) получим

$$m_{км} = \sqrt{\frac{454{,}8}{3}} = 12{,}3 \text{ мм}.$$

Следует иметь в виду, что приведенная оценка точности будет надежна лишь при достаточно большом числе полигонов r.

Глава 9

МЕНЗУЛЬНАЯ СЪЕМКА

§ 83. ОБЩИЕ СВЕДЕНИЯ О ТОПОГРАФИЧЕСКИХ СЪЕМКАХ

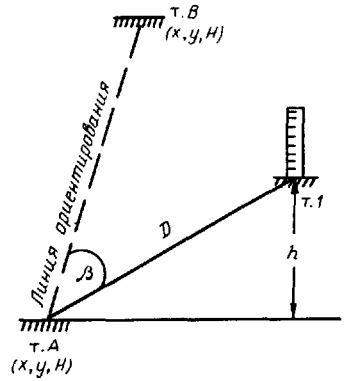
Топографическая съемка местности — это совокупность топографо-геодезических работ, в результате которых создается съемочный оригинал карты или плана местности. Топографические съемки выполняются наземными и аэрофототопографическими методами. К наземным методам относятся мензульная, тахеометрическая теодолитная и фототеодолитная съемки. Аэрофототопографическая съемка выполняется стереотопографическим и комбинированным методами.

Выбор метода определяется экономической целесообразностью, которая в свою очередь зависит от размеров снимаемой территории, ее залесенности, застроенности, сложности рельефа и т. д.

В настоящее время, если съемка идет на большой территории, экономически самым выгодным является аэрофототопографический метод. Если надо заснять небольшие участки местности, то из-за высокой стоимости летно-съемочных работ аэрофотосъемка становится экономически невыгодной, поэтому в таких случаях применяется мензульная съемка. Тахеометрическая съемка производится в случаях, если снимаемая территория представляет из себя вытянутую узкую полосу, что обычно бывает при сооружении линейных обьектов — дорог, линий связи, электропередач или трубопроводов.

Сущность мензульной и тахеометрической съемок в принципе одинакова (рис. 108): в исходной точке т. A планово-высотного обоснования устанавливается соответствующий прибор, в точке местности, называемой пикетом (т. 1), устанавливается рейка. Чтобы получить плановое положение точки местности в полярной

Рис. 108. Полярная система координат в топографических съемках



системе координат, надо определить угол β между линией ориентирования прибора и направлением на пикет и расстояние до него D. Положение точки по высоте определяется измеренным превышением h между точкой стояния т. A и пикетом (т. 1).

На застроенной территории целесообразно вести раздельную съемку контуров и рельефа методами теодолитной (горизонтальной) и тахеометрической съемок в сочетании с мензульной съемкой.

При фототеодолитном методе съемок с помощью специальной фотокамеры, соединенной с теодолитом и называемой фототеодолитом, фотографируют местность. При этом фотографирование производится с двух концов известного базиса, что позволяет в дальнейшем после определенной обработки фотоснимков создать план местности. Этот метод применяется в горных районах, в карьерах, при съемке труднодоступных небольших участков.

Все методы топографических съемок взаимозаменяемы и поэтому должны удовлетворять одинаковым требованиям к точности съемки рельефа и ситуации. Средние погрешности в положении на карте или плане четкого контура относительно ближайших точек съемочного обоснования должны быть не более 0,5 мм, а в залесенных и горных районах — 0,7 мм. На застроенной территории требования к плановому положению объекта более жесткие, и поэтому предельные погрешности во взаимном положении на плане точек ближайших контуров не должны быть более 0,4 мм.

Точность изображения рельефа горизонталями зависит от углов наклона местности, средние погрешности съемки рельефа не должны превышать:

1/4 высоты сечения рельефа при углах наклона не более 2°;

1/3 высоты сечения рельефа при углах наклона от 2 до 6° (в масштабах 1 : 1000 и 1 : 500 до 10°).

В районах с углами наклона более 6° (в масштабах 1 : 1000 и 1 : 500 более 10°) точность изображения рельефа считается удовлетворительной, если число горизонталей на плане соответствует разности высот на перегибах ската, определенной из контрольных измерений.

Таблица 26

Масштаб съемки	1 : 10 000	1 : 5000	1 : 2000	1 : 1000	1 : 500
Число точек на 1 км^2	3—4	12—22	22—50	48—80	80—140

Важнейшим моментом в съемке является создание съемочного планово-высотного обоснования. Плановое съемочное обоснование создается проложением теодолитных ходов, построением аналитических сетей и сетей триангуляции, а также засечками. Дальнейшее сгущение плановой сети производится проложением мензульных, тахеометрических ходов и переходными точками.

Высоты H точек обоснования определяются нивелированием, причем метод нивелирования (геометрический или тригонометрический) зависит от высоты сечения рельефа, а высота сечения — от масштаба съемки и характера рельефа.

При высоте сечения 2 м и более высоты определяются тригонометрическим методом, при высоте сечения 1 м и менее — геометрическим, т. е. чем меньше высота сечения, тем точнее должны определяться высоты точек.

Количество пунктов обоснования, приходящиеся на 1 км^2, называется **плотностью обоснования**. Плотность зависит от масштаба съемки, высоты сечения и характера снимаемой территории. Чем крупнее масштаб съемки, чем больше застроена территория, тем выше плотность обоснования. Приведем ориентировочную плотность съемочного обоснования, включая исходные пункты (табл. 26).

Плотность пунктов планово-высотной съемочной сети определяется погрешностью их положения относительно ближайших пунктов государственной геодезической сети или сетей сгущения. Так, средние погрешности положения пунктов плановой съемочной сети должны быть не более 0,1 мм, предельные — 0,2 мм в масштабе снимаемой карты на открытой и застроенной территории, 0,3 мм — на местности, закрытой древесной и кустарниковой растительностью. Средние погрешности в определении высот точек съемочной сети могут быть порядка 1/10 высоты сечения рельефа, предельные — не более $1/5h_{сеч}$.

§ 84. СУЩНОСТЬ МЕНЗУЛЬНОЙ СЪЕМКИ

При мензульной съемке полярные углы откладываются на плане непосредственно в поле при помощи специальных приборов — мензулы *1*, кипрегеля *2* и рейки *3* (рис. 109). Мензула — это небольшой столик, состоящий из квадратной деревянной доски, которая с помощью подставки соединяется со штативом. Доска вместе с укрепленной на ней чертежной бумагой или

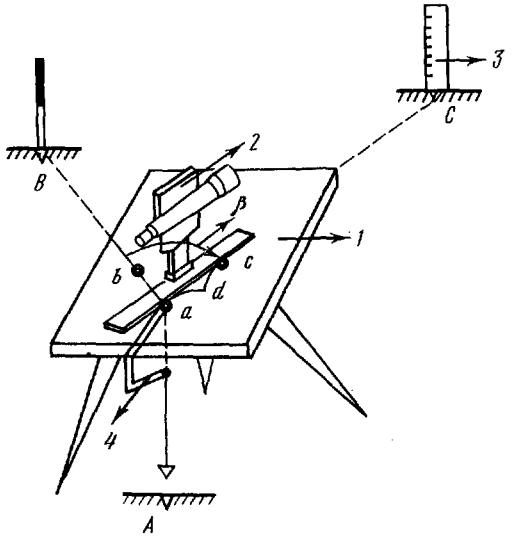


Рис. 109. Сущность мензульной съемки

пластиком называется планшетом. На планшете устанавливается кипрегель, позволяющий при помощи специальной линейки прочерчивать на листе бумаги направление между точкой стояния (станцией) и рейкой.

Для построения на планшете горизонтальной проекции угла (см. рис. 109) мензулу устанавливают в точке *A* так, чтобы верхняя плоскость планшета была горизонтальной, а точка *a* на планшете находилась на одной отвесной линии с точкой *A* местности, для чего служит центрировочная вилка *4*. Для нанесения на планшет направления *AC* скошенный край линейки кипрегеля прикладывают к точке *a* на планшете и, поворачивая кипрегель вокруг нее, наводят зрительную трубу на точку местности *C*. Прочерчивают направление *ac* вдоль скошенного края линейки кипрегеля. Направление *abB* — линия ориентирования планшета. Таким образом графически строится полярный угол *bac*.

Очевидно, что планшет выполняет роль горизонтального круга теодолита, отсчеты по которому заменили прочерченные направления. На полученном на планшете направлении можно отложить горизонтальное проложение между точками, измеренное кипрегелем, и получить положение определяемой точки. Высоту точки получают тригонометрическим нивелированием.

Таким способом на станции можно получить положение характерных точек местности и, глядя на снимаемую территорию, нарисовать ситуацию, а по вычисленным отметкам провести горизонтали, характеризующие рельеф. Мензульная съемка выгодно отличается от других способов наглядностью, так как план составляется непосредственно в поле.

§ 85. УСТРОЙСТВО И ПОВЕРКИ МЕНЗУЛЫ

В настоящее время отечественная промышленность выпускает кипрегели КН и 2КН с облегченной мензулой (рис. 110). Облегченная мензула состоит из мензульной доски (планшета), подставки и штатива. Становой винт, соединяя мензульную доску с подставкой и со штативом, обеспечивает неподвижность мензулы. Наводящий винт позволяет медленно вращать планшет по азимуту при закрепленном становом винте. Вращением подъемных винтов планшет приводится в горизонтальное положение. В мензульной комплект входят центрировочная вилка и прямоугольная буссоль.

Перед началом работы мензулу надо поверить. Мензула должна удовлетворять следующим условиям.

1. *Верхняя поверхность мензульной доски должна быть плоскостью.*

Эта поверка производится с помощью линейки, ребро которой представляет прямую линию. Линейку прикладывают выверенным ребром к планшету в разных его частях. Просвет между ребром линейки и верхней плоскостью планшета должен быть не более 0,5 мм. Нарушение этого требования происходит из-за того, что деревянный планшет со временем деформируется. Небольшие дефекты доски несущественны, если чертежный материал, на котором строится план, имеет свою твердую основу (фанеру,

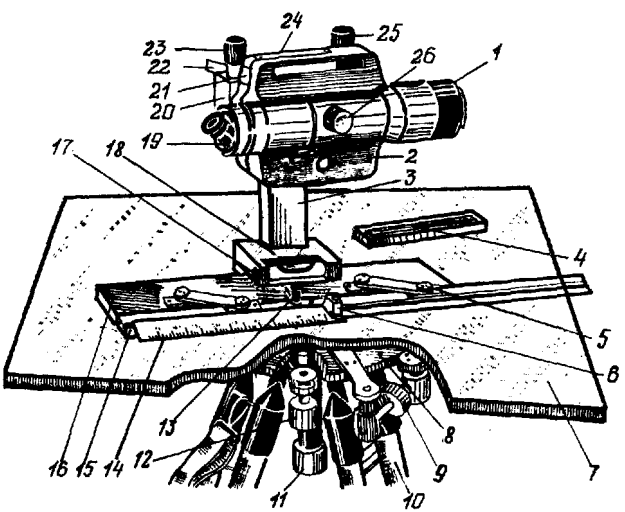


Рис. 110. Мензула и кипрегель КН:

1 — объектив, *2* — корпус вертикального круга; *3* — колонка кипрегеля, *4* — буссоль, *5* — шарнир, *6* — игла, *7* — мензульная доска (планшет), *8* — подставка вертикального круга, *21* — крышка для исправительных винтов уровня, *22* — закрепительный винт трубы, *23* — наводящий винт трубы, *24* — уровень при трубе, *25* — винт уровня вертикального круга, *26* — винт фокусирования

аллюминий). При существенных повреждениях планшет исправляется в мастерской.

2. *Мензула должна быть устойчивой.* В процессе съемки кипрегель перестанавливают на планшете, производят накалывание точек. Эти и другие физические воздействия на мензулу могут вывести ее из исходного положения, особенно если работа ведется на краю планшета. Однако после прекращения этих воздействий мензула должна возвращаться в прежнее положение, как бы пружиня.

Для проверки этого требования после наведения визирной оси кипрегеля на какую-либо точку местности слегка нажимают пальцем на планшет в разных его точках сверху и с боков. Если после прекращения этих действий визирная ось кипрегеля остается наведенной на предмет, то условие выполняется.

При несоблюдении этого условия надо выявить причины неустойчивости мензулы. Их может быть несколько: шатание головки штатива, которое устраняется подкручиванием винтов его ножек, плохое крепление наконечников ножек, люфт оси подставки. Последний дефект можно исправить, подкрутив нижнюю гайку оси подставки. При невозможности самостоятельно добиться устойчивости мензулы исправление делают в мастерской.

3. *Верхняя плоскость мензульной доски (планшета) должна быть перпендикулярна к оси вращения подставки.* Для выполнения этой поверки предварительно тщательно отъюстированным цилиндрическим уровнем кипрегеля нивелируют планшет. Для этого устанавливаем уровень по направлению двух подъемных винтов подставки. Вращая эти винты в разные стороны, приводим пузырек уровня в нуль-пункт. Поворачиваем уровень на 90° и третьим подъемным винтом подставки перемещаем пузырек уровня в нуль-пункт.

Если повернуть теперь мензульный планшет вокруг оси на 360°, то смещение пузырька уровня из нуль-пункта в процессе вращения будет говорить не о нарушениях в установке уровня (он уже поверен и исправлен), а о нарушении перпендикулярности плоскости планшета и оси вращения подставки. Этот дефект исправляется в мастерской.

§ 86. УСТРОЙСТВО И ПОВЕРКИ КИПРЕГЕЛЯ КН

Кипрегель отличается от теодолита тем, что он не имеет горизонтального круга, так как горизонтальные углы в мензульной съемке строятся графически на планшете. Отсутствует в кипрегеле и вертикальная ось вращения прибора, поэтому кипрегель перестанавливают на планшете рукой, которой следует браться за колонку (см. рис. 110). Если мензульная доска выполняет роль горизонтального круга, то роль отсчетного индекса выполняет линейка, она фиксирует направление на точку. На линейке установлен уровень, который служит для приведения мензульного планшета в горизонтальное положение. К основной линейке крепится

шарнирами и защелкой узкая подвижная линейка *15*, имеющая возможность перемещаться параллельно основной. По узкой линейке передвигается масштабная линейка *14* с иголкой *6* для накалывания точек. В комплекте таких масштабных линеек четыре с масштабами 1 : 1000, 1 : 2000, 1 : 2500 и 1 : 5000. Зрительная труба кипрегеля дает прямое изображение и имеет объектив, винт фокусирования, вращающийся окуляр, создающий определенные удобства для наблюдения предметов под большими углами наклона. Труба наглухо скреплена с вертикальным кругом (корпус *2*). Закрепительный и наводящий винты трубы соосны. Винт *25* уровня вертикального круга позволяет приводить его пузырек в нуль-пункт. Исправительный винт этого уровня расположен снизу винта *25*. Зрительная труба имеет свой уровень с зеркалом *24* для приведения визирной оси кипрегеля в горизонтальное положение, когда кипрегелем работают как нивелиром. Крышка *21* закрывает доступ к исправительным винтам этого уровня.

Изображение делений лимба вертикального круга передается в поле зрения трубы. Цена наименьшего деления 5′, его доли отсчитываются на глаз с точностью 1′. Отсчетным индексом является вертикальная нить сетки. На рис. 111 отсчет по вертикальному кругу равен 2°02′.

Вертикальный круг оцифрован так, что отсчеты КП и КЛ для точек, расположенных выше горизонтальной плоскости, проходящей через центр вращения круга, будут меняться от 0 до 50° и иметь знак «+». Точки, расположенные ниже этой плоскости горизонта, имеют отсчеты КП и КЛ также в пределах от 0 до 50° со знаком «—», что соответствует принятым в геодезии знакам превышений.

При круге КЛ в поле зрения трубы видны кривые, или номограммы: начальная окружность НО, кривые превышений h' с коэффициентами ±10, ±20, ±100 и кривые горизонтальных проложений D с коэффициентами 100 и 200. Если углы наклона при КЛ более 40°, то кривые h' и D исчезают из поля зрения трубы. Отсутствуют они в поле зрения и при КП. Начальная окружность с изображением делений лимба видна как при КЛ, так и при КП, однако при КЛ она расположена в нижней части поля зрения, а при КП — в верхней.

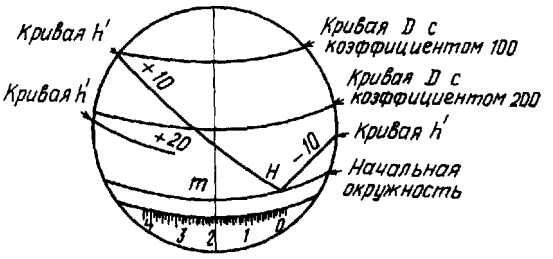


Рис. 111. Поле зрения трубы кипрегеля КН

Визирная ось кипрегеля проходит через точку m пересечения вертикальной нити с начальной окружностью, поэтому начальная окружность служит для наведения на определенные части рейки, вехи и т. д. Кривые рассчитаны и нанесены таким образом, чтобы превышение h' и горизонтальное проложение D между точкой стояния мензулы и рейкой определялись без использования таблиц, что существенно упрощает работу в поле.

Перед началом работы кипрегель следует поверить, причем основная часть требований, положенных в основу конструкции теодолита как угломерного прибора, справедлива и для кипрегеля. Однако отсутствие горизонтального круга и вертикальной оси вращения прибора приводит к тому, что требования к взаимному расположению оси вращения теодолита и других его осей и плоскостей заменяются аналогичными требованиями к взаимному расположению нижней плоскости линейки и осей кипрегеля. Отсчеты по горизонтальному кругу теодолита соответствуют прочерчиванию линий на планшете.

Выполняются следующие поверки кипрегеля.

1. *Скошенные края линеек кипрегеля должны быть прямыми линиями.* На листе бумаги, прикрепленной к доске мензулы, прочерчивают линию вдоль скошенного края линейки. Повернув кипрегель на 180°, прикладывают этот край линейки к концам линии и вновь прочерчивают направление. Если две линии совпали или отклоняются друг от друга в виде дуг не более, чем на 0,1 мм, то условие соблюдено. Большие отклонения требуют исправление линейки в мастерской.

2. *Нижняя поверхность линеек должна быть плоскостью.* Кипрегель прикладывают к выверенной плоскости мензульного планшета в разных его частях. Если между нижней плоскостью линейки и верхней плоскостью мензульной доски образуются большие просветы, особенно на краях линейки, то кипрегель становится неустойчивым. Линейку следует исправить в мастерской, если величина просвета между линейкой и доской более 0,5 мм.

3. *Узкая линейка должна перемещаться параллельно самой себе.* Подвижную узкую линейку перемещают на разные расстояния от основной линейки, прочерчивая по ней линии. Параллельность линий проверяется измерителем: расстояние между двумя точками в начале и конце линий могут отличаться не более, чем на 0,1 мм.

4. *Ось цилиндрического уровня, расположенного на основной линейке, должна быть параллельна нижней плоскости линейки.* Линейку кипрегеля устанавливают в середине мензульного планшета по направлению двух подъемных винтов подставки, которыми приводят пузырек уровня в нуль-пункт. Вдоль края линейки прочерчивают линию. Далее кипрегель поворачивают на 180°, приставив линейку к прочерченной линии. Если условие соблюдено, то пузырек уровня должен оставаться в нуль-пункте. Практически его отклонение от нуль-пункта должно быть не более двух делений на ампуле уровня.

При нарушении этого требования пузырек уровня смещают к нуль-пункту с помощью его исправительных винтов *17* на половину дуги отклонения.

Для приведения планшета в горизонтальное положение по исправленному уровню надо теми же подъемными винтами подставки вернуть пузырек уровня окончательно в нуль-пункт, повернуть кипрегель на 90° и третьим подъемным винтом привести пузырек уровня в нуль-пункт.

5. *Визирная ось зрительной трубы должна быть перпендикулярна к оси вращения трубы.* Выбирают на планшете произвольную точку и через нее прочерчивают вдоль скошенного края линейки линию $v'v'$, наводя визирную ось кипрегеля на точку местности при одном круге, например КП. Точку местности выбирают примерно на уровне линии горизонта, чтобы исключить влияние погрешности, о которой идет речь в шестой поверке. Через эту же точку планшета проводят линию $v''v''$ на ту же точку местности, при другом круге КЛ. Если две эти линии совпали, то условие выполнено. Если линии пересеклись (рис. 112), то в пересечении их образуется угол $2c$. Угол c называют коллимационной погрешностью. Для исправления положения визирной оси линейку кипрегеля следует приложить к биссектрисе vv этого угла, что аналогично установке среднего отсчета из КП и Кл по горизонтальному кругу теодолита. Визирная ось при этом отклонится от точки. Следует вернуть ее на точку, перемещая сетку-призму вправо или влево.

6. *Ось вращения зрительной трубы должна быть параллельна нижней плоскости линейки.* Это условие поверяется так же, как в теодолите, исправление — в мастерской.

7. *Вертикальная нить сетки должна лежать в коллимационной плоскости зрительной трубы.* И эта поверка проводится так же, как в теодолите. Для разворота сетки по кругу надо ослабить стопорный винт.

8. *Коллимационная плоскость зрительной трубы должна проходить через скошенный край линейки или быть ему параллельной.* Визирную ось наводят на удаленную точку местности и у концов

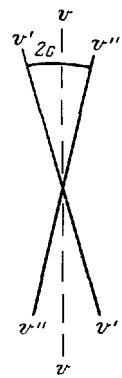


Рис. 112. Коллимацион-ная погрешность

края линейки устанавливают две иголки. Эти иголки и точка должны находиться на одной линии, в створе, что проверяется, визуально. Нарушение этого условия в КН не исправляется, так как колонку, несущую зрительную трубу, нельзя развернуть относительно линейки. Эта погрешность приводит к тому, что все линии на плане будут развернуты относительно соответствующих линий местности на один и тот же угол. Однако взаимное расположение линий на плане будет верным.

9. Отсчет по вертикальному кругу, когда визирная ось горизонтальна, а пузырек уровня вертикального круга находится в нуль-пункте, должен быть постоянен и близок к нулю. При соблюдении этого условия отсчеты по вертикальному кругу сразу дают угол наклона ν. Нарушение этого требования приводит к возникновению погрешности «место нуля» (МО).

Приводят пузырек уровня вертикального круга в нуль-пункт его винтом, наводят начальную окружность на какую-то точку местности при КП и КЛ и берут отсчеты по вертикальному кругу. При МО = 0 отсчеты КЛ = КП = ν. Поэтому если отсчеты не равны, то вычисляем МО по формуле

$$МО = (КЛ—КП)/2. \qquad (9.1)$$

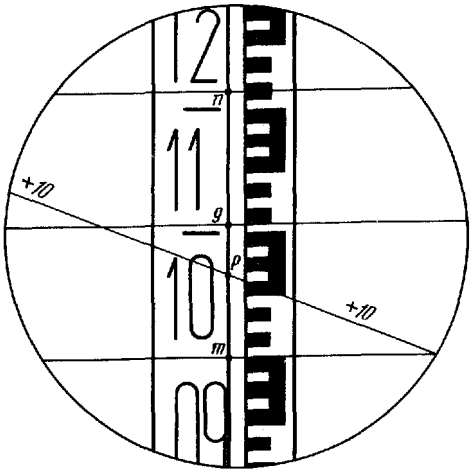
Для надежности получения результата определяем значение МО два-три раза на разные точки. Если среднее значение МО будет более 0,5′, его следует исправить, так как большая величина МО не только затрудняет вычисления угла наклона ν, но и дает неверную величину превышений и расстояний по кривым.

Для исправления МО вычисляют средний отсчет (КП+КЛ)/2, свободный от МО, и устанавливают его винтом уровня вертикального круга *25* (см. рис. 110). Пузырек уровня уйдет из нуль-пункта. Надо вернуть его в нуль-пункт исправительным винтом, который находится под колпачком на торцевой части винта уровня *25*.

10. *Ось уровня зрительной трубы должна быть параллельна визирной оси.* Приводят пузырек вертикального круга в нуль-пункт и устанавливают отсчет, равный МО. Очевидно, что при этом визирная ось займет горизонтальное положение. Если пузырек уровня зрительной трубы в этот момент будет в нуль-пункте тоже, то его ось также будет горизонтальна, а, следовательно, параллельна визирной оси. В противном случае пузырек уровня зрительной трубы приводят в нуль-пункт его исправительными винтами, для чего надо снять крышку *21*.

§ 87. ОПРЕДЕЛЕНИЕ РАССТОЯНИЙ И ПРЕВЫШЕНИЙ КИПРЕГЕЛЕМ КН

Чтобы определить превышение и расстояние между точками, надо установить кипрегель на одной точке, а на другой — поставить отвесно рейку. Пузырек уровня вертикального круга должен быть



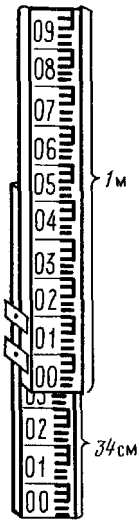


Рис. 113. Схема определения D и h по кривым

Рис. 114. Рейка к кипрегелю КН

в нуль-пункте, вертикальную нить сетки надо навести на ось рейки, а начальную окружность для удобства подсчета делений рейки — на начало какого-то дециметра (рис. 113). Число сантиметровых делений между начальной окружностью и кривой превышений (отрезок mp) позволит получить h', а число делений между начальной окружностью и кривой горизонтальных проложений (отрезок mn) — расстояние D.

$$h' = mp \cdot (+10) = 6{,}2 \text{ см} \cdot (+10) = +62 \text{ см} = +0{,}62 \text{ м}$$

$$D = mn \cdot 100 = 21{,}4 \text{ см} \cdot 100 = 21{,}4 \text{ м}.$$

Если невозможно взять отсчет по кривой D с коэффициентом 100, то можно пользоваться кривой с коэффициентом 200. Точность определения расстояния в этом случае снижается, так как погрешность в отсчете дает удвоенную погрешность в расстоянии в сравнении с погрешностью расстояния, определенного по кривой 100.

При больших углах наклона используют кривые превышений с коэффициентами ± 20, ± 100, но по той же причине точность определения h' будет ниже, чем в том случае, если используется кривая с коэффициентом ± 10.

Полное превышение между точками вычисляется по уже известной формуле тригонометрического нивелирования

$$h = h' + i - v,$$

где i — высота кипрегеля, измеряемая от торца колышка точки стояния мензулы до горизонтальной оси вращения зрительной трубы с точностью 0,01 м; v — высота наведения начальной окружности на рейку, т. е. отсчет по рейке в точке m.

Поправка f за кривизну Земли и рефракцию при съемке не

вводится, потому что расстояние здесь, как правило, не более 250 м, а ее величина для таких расстояний меньше 0,01 м, т. е. ниже точности определения превышения.

Рейка, входящая в комплект КН, состоит из двух частей (рис. 114). Верхняя часть имеет два метровых интервала, окрашенных в черный и красный цвета, оцифрована снизу вверх в соответствии с прямым изображением, которое дает зрительная труба КН. Нижняя выдвижная часть рейки имеет еще один метровый интервал (иногда эта часть чуть больше или меньше метра). Выдвигая нижнюю часть, можно установить на рейке высоту кипрегеля i. Например, $i = 1{,}34$ м. Нижнюю часть выдвигают на 0,34 м и в таком положении закрепляют специальным винтом сзади рейки. Тогда наведение начальной окружности на границу первого и второго метровых интервалов верхней части рейки будет соответствовать наведению на высоту прибора, т. е. $v = i$. Формула превышения в этом случае будет выглядеть так:

$$h = h^1. \tag{9.2}$$

Кипрегель КН позволяет определить превышение не только по кривым, но и по отсчетам вертикального круга через угол наклона. Угол ν вычисляется по формуле с учетом теории вертикального круга и особенности его оцифровки

$$\nu = (КЛ+КП)/2. \tag{9.3}$$

§ 88. ИСПЫТАНИЯ КИПРЕГЕЛЯ КН

Если в задачи поверок любого геодезического прибора входит выяснение отклонений от тех геометрических, оптико-механических и прочих условий, положенных в основу конструкции прибора, и исправление этих отклонений, то задачи испытания прибора несколько иные. Основные из них:

а) определение средних или предельных погрешностей в работе как в целом приборе, так и отдельных его частей;

б) определение констант прибора, таких, как увеличение зрительной трубы, цены деления уровня, коэффициентов кривых и т. д.

Для кипрегеля КН определяются коэффициенты кривых превышений и горизонтальных проложений. Значения коэффициентов устанавливают путем сравнения превышений и расстояний, полученных из измерений кипрегелем и более точных определений.

1. *Коэффициент кривой горизонтального проложения должен быть 100.* На равнинной местности, где в измеренные расстояния не надо вводить поправку за наклон, откладывают линию $D = 100$ м, концы которой закрепляют колышками. На одном конце линии устанавливают мензулу так, чтобы окуляр кипрегеля находился на отвесной линии, проходящей через закрепленную точку. На другом конце линии ставят отвесно рейку. Берут

отсчеты m по начальной окружности и n (см. рис. 118) по кривой горизонтального проложения с коэффициентом 100. Такие отсчеты берутся не менее 100 раз на разных частях рейки, наклоняя зрительную трубу. Коэффициент кривой K вычисляется по формуле:

$$K = \frac{D \text{ см}}{(n-m) \text{ см}}. \qquad (9.4)$$

Отличие действительного значения коэффициента, определенного по формуле (9.4), от номинального должно быть не более 0,2 %, т. е. разность $(n—m)$ может отличаться от 100 см не более, чем на 2 мм.

Если это требование нарушено, надо открепить боковую крышку на зрительной трубе, которая прикрывает винты *1* и *2* (рис. 115). Ослабив эти винты, перемещаем винт *2* вдоль прорези *3* так, чтобы разность $n—m$ равнялась 100 см. Перемещением винта *1* добиваются резкости изображения кривых и осторожно винты подтягивают.

Коэффициент кривой, равный 200, можно не определять, а брать его номинальное значение, так как пользуются этой кривой сравнительно редко.

2. *Коэффициенты кривых превышений должны быть ±10, ±20 и ±100.*

Для этого испытания определяется превышение h_0 между двумя точками (колышками) методом геометрического нивелирования. На одной точке устанавливают мензулу и измеряют высоту прибора i. Приведя пузырек уровня вертикального круга в нульпункт, берут отсчеты m по начальной окружности и p по кривой превышений (см. рис. 118). Отсчет m будет высотой наведения v.

Тогда

$$h_{изм} = (p-m)K_0 + i - m, \qquad (9.5)$$

где K_0 — номинальное значение коэффициента.

Таких отсчетов на разных участках рейки должно быть также не менее 10, а величины $h_{изм}$ не должны различаться между собой более, чем на 5 см, из которых вычисляется среднее значение.

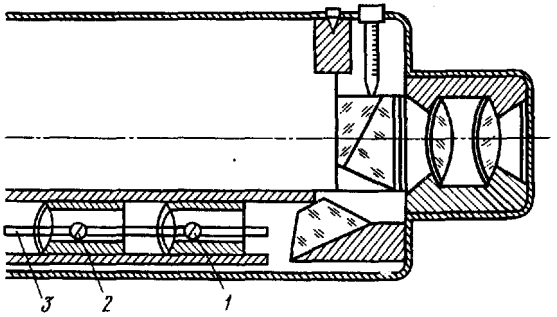


Рис. 115. Схема окулярной части трубы кипрегеля КН

$$K = K_0\left(\frac{h_0}{h_{изм}}\right), \qquad (9.6)$$

где K_0 — номинальное значение коэффициента.

Для определения коэффициента кривой с противоположным знаком надо поменять местами рейку и кипрегель.

Разность между действительным и номинальным значениями коэффициентов должна быть не более 0,1 для кривой ±10; 0,2 для кривой ±20 и 0,4 для кривой ±100.

Коэффициенты кривых превышений исправляют теми же винтами *1* и *2* (см. рис. 115), поэтому после такой юстировки следует снова проверить коэффициент горизонтального проложения. В случае невозможности добиться одновременного соблюдения требований к величинам коэффициентов превышений и горизонтальных проложений надо пользоваться действительным значением коэффициентов.

§ 89. УСТАНОВКА МЕНЗУЛЫ В РАБОЧЕЕ ПОЛОЖЕНИЕ

Перед началом работы на точке мензулу устанавливают в рабочее положение. Эта установка заключается в центрировании, нивелировании и ориентировании планшета.

Центрирование планшета — это установка его таким образом, чтобы точка стояния *а* на планшете находилась на одной отвесной линии, проходящей через эту точку *А* на местности (см. рис. 109).

Точность центрирования мензулы зависит от точности масштаба съемки. Погрешность центрирования не скажется на точности съемки, если она не превышает половины точности масштаба (табл. 27).

Как видно из таблицы, при масштабе съемки 1 : 5000 и мельче центрировать мензулу можно на глаз, при более крупных масштабах прибегают к центрировочной вилке *4*.

Нивелирование планшета, т. е. приведение его в горизонтальное положение производится с помощью отъюстированного уровня на линейке кипрегеля. Для этого его устанавливают по направлению двух подъемных винтов подставки и, вращая их в противоположные стороны, приводят пузырек уровня в нуль-пункт. Затем кипрегель поворачивают на 90° и третьим подъемным винтом приводят

Таблица 27

Масштаб съемки	Точность масштаба, м	Точность центрирования, см	Масштаб съемки	Точность масштаба, м	Точность центрирования, см
1 : 5000	0,5	25	1 : 1000	0,1	5
1 : 2000	0,2	10	1 : 500	0,05	5

пузырек уровня в нуль-пункт. Погрешность приведения планшета в горизонтальное положение должна быть не более двух делений уровня, хотя при работе на краю планшета, при рисовке плана планшет может временно выходить из исходного положения, на что пузырек уровня реагирует большим отклонением от нуль-пункта.

Ориентирование планшета — это расположение его таким образом, чтобы все направления на плане были параллельны соответствующим направлениям местности.

Ориентирование можно выполнять по какому-то известному направлению на местности и по буссоли. Для того чтобы сориентировать мензулу по направлению, надо приложить линейку кипрегеля к точке стояния *a* (см. рис. 109) и к точке ориентирования *b* на плане и развернуть мензулу так, чтобы увидеть в зрительную трубу точку ориентирования *B* на местности. В этом положении мензулу надо закрепить становым винтом *11* (см. рис. 110). Для точного наведения вертикальной нити сетки на точку местности пользуются наводящим винтом *9* подставки мензулы.

Ориентирование планшета следует проверить по другим точкам планового обоснования, причем вначале его ориентируют по наиболее удаленным точкам, а затем проверяют по более коротким направлениям. Контроль ориентирования планшета можно сделать так: повернув кипрегель возле точки стояния на плане, наводят зрительную трубу на другую исходную точку. Если при этом точка на плане не будет уходить от края линейки более, чем на 0,2 мм, то планшет сориентирован правильно.

Ориентирование мензулы по точкам, расстояние до которых на плане менее 5 см, запрещается инструкцией, так как в этом случае погрешность прикладывания края линейки к точкам вызывает бо́льшую погрешность ориентирования, чем на более длинных линиях, которая выходит за пределы точности ориентирования.

На рис. 116 показано, что край линейки не проходит через две точки, диаметр которых 0,1 мм. Однако карандаш, проходя через наколы точек, даст щелчок, что убедит исполнителя в

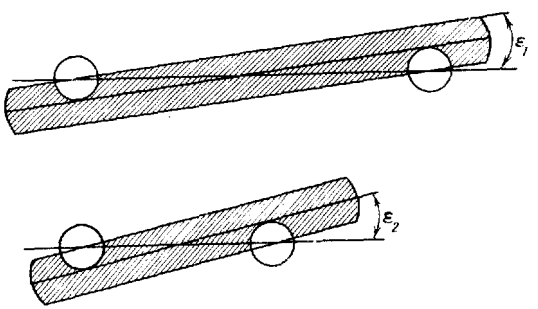


Рис. 116. Зависимость погрешности ориентирования от длины линии

правильности прикладывания линейки к точкам, в правильности линии ориентирования. Но отклонение этой линии на угол ε от ее правильного положения при длине 50 см дает погрешность ориентиро- вания 0,7′, при длине линии 5 см — 7′, а при длине 1 см — 30′, что недопустимо. Такую же погрешность ориентирования 0,5° дает буссоль и это ограничивает ее применение. Ею пользуются при съемке в залесенных районах в мелких масштабах. В этих случаях мензулу ориентируют так же, как ориентируют карту по буссоли.

§ 90. ПОДГОТОВКА ПЛАНШЕТА К СЪЕМКЕ

Как уже отмечалось, план при мензульной съемке составляется непосредственно в поле, поэтому к мензульной доске крепится чертежная бумага высокого качества, наклеенная предварительно на жесткую основу (фанеру, алюминий), или прозрачный малодеформирующийся пластик. На этой чертежной основе строится координатная сетка со сторонами квадратов 10 см, сетка оцифровывается, и на планшет наносятся по координатам точки съемочного обоснования.

Если окажется, что ориентирование планшета на определенных участках съемки будет затруднительным из-за коротких расстояний до точек ориентирования (менее 5 см на плане), следует заранее построить вспомогательные точки. Для этого вычисляют разность координат конечных точек линии ab — Δx и Δy, которые увеличивают в несколько раз. Увеличенные $\Delta x'$ и $\Delta y'$ прибавляют к соответствующим координатам точки a и получают координаты дополнительной точки a', которую и наносят на план.

Очевидно, все три точки a, b и a' будут лежать на одной линии (рис. 117, *а*). Аналогичным образом можно нанести вспо-

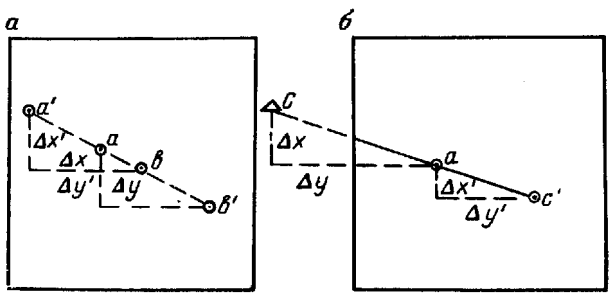


Рис. 117. Вспомогательные линии ориентирования:
а — ориентирный пункт на планшете, *б* — ориентирный пункт вне планшета

могательную точку b, получая линию требуемой длины. На рис. 117, *б* показано, как получить линию ориентирования ac', если пункт C виден на местности, но в силу его удаленности он не помещается на планшете. В этом случае приращения координат Δx и Δy уменьшаются в несколько раз. Полученные приращения $\Delta x'$ $\Delta y'$, прибавленные к соответствующим координатам X и Y, дадут положение точки c'.

§ 91. ПРОЛОЖЕНИЕ МЕНЗУЛЬНОГО ХОДА

Плановым обоснованием мензульной съемки являются пункты триангуляции, полигонометрии, точки теодолитного хода. Но их, как правило, не хватает для полноценной съемки. Сгущением съемочного обоснования надо довести их количество до такой плотности (см. табл. 26), чтобы с этих точек можно было заснять и правильно отобразить все требуемые детали местности как ситуации, так и рельефа. С этой целью прокладывают мензульный ход. Его точки надо максимально приближать к объектам съемки, намечая их, например, на бровках оврага так, чтобы с них просматривались слияния боковых отрогов с основным оврагом, все изгибы тальвега и т. д.

Мензульный ход отличается от теодолитного тем, что углы поворота здесь строятся графически, а стороны измеряются нитяным дальномером (с помощью кривых горизонтальных проложений) с точностью порядка 1/200—1/300, из чего следует, что точность планового положения точек мензульного хода значительно ниже, чем в теодолитном ходе.

Мензульный ход как низшая ступень обоснования должен опираться на более высокую ступень обоснования, будь то точки теодолитного хода или пункты триангуляции, полигонометрии.

До начала работы определяют МО вертикального круга кипрегеля. Если его величина отличается от нуля не более, чем на 0,5′, можно измерять расстояния и превышения по кривым, и тогда работа по проложению хода будет состоять из следующих этапов:

1) устанавливают мензулу в исходной точке A (рис. 118), нанесенной на план, и приводят мензулу в рабочее положение, т. е. центрируют, нивелируют и ориентируют;

2) измеряют высоту кипрегеля i от торца колышка до оси вращения зрительной трубы с точностью до 0,01 м;

3) устанавливают рейку в заранее намеченную точку мензульного хода т. 1 и прикладывают скошенный край линейки к точке стояния a так, чтобы вертикальная нить сетки была наведена на ось рейки;

4) приводят пузырек уровня вертикального круга в нуль-пункт, наводят начальную окружность на какое-то деление рейки и отсчет по рейке записывают как высоту наведения v;

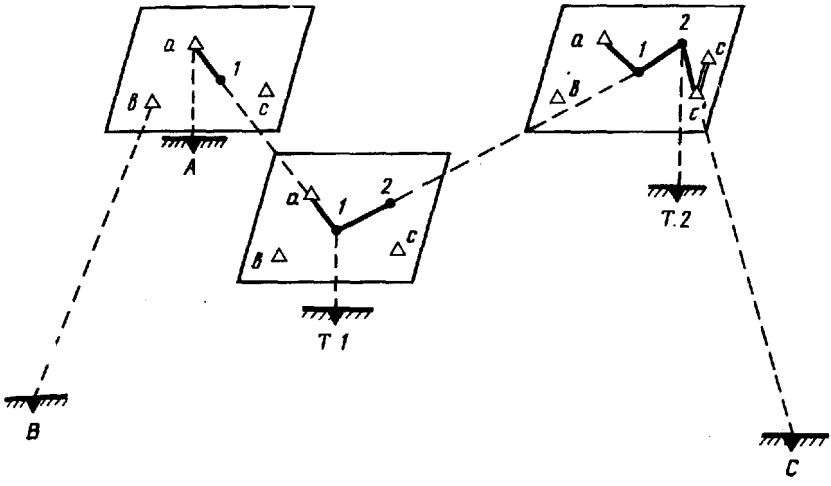


Рис. 118. Схема проложения мензульного хода

5) определяют расстояние до рейки по кривой горизонтальных проложений и откладывают его вдоль края линейки в определенном масштабе;

6) определяют превышение h' по кривой превышений и вычисляют $h = h' + i - v$. Для контроля изменяют высоту наведения v и вновь определяют h;

7) переходят с мензулой в точку хода т. 1, а рейку устанавливают в предыдущей точке стояния A, т. е. меняют местами рейку и мензулу. Приведя планшет в рабочее положение, повторяют действия 2, 3, 4, 5, 6, но уже визируя на рейку, стоящую в точке A. В результате этого контролируют расстояние D и превышение h между точками A — т. 1. Расхождение расстояний, измеренных прямо и обратно, не должно превышать 1/200. Расхождение превышений допускается не более 10 см при расстоянии не более 250 м. Если расстояние более 250 м, то допускается расхождение превышений 4 см на каждые 100 м. Эти же допуски справедливы для контроля на точке при двух наведениях на разную высоту рейки.

Далее устанавливают другую рейку в следующую точку хода т. 2 и, визируя на нее, вновь повторяют действия 3, 4, 5, 6.

Следует заметить, что превышение надо определять, пользуясь кривой с коэффициентом ±10. Если этой кривой пользоваться нельзя по какой-нибудь причине (например, при больших углах наклона), то надо взять отсчеты по вертикальному кругу КП и КЛ. По отсчетам вычисляется угол ν, а затем превышение $h' = D \operatorname{tg} \nu$.

При съемке в масштабе 1/500 расстояния в ходе следует измерять лентой. Если высота сечения рельефа 1 м и менее, то

Таблица 28

Масштаб съемки	Максимальная длина хода, м	Максимальная длина линий, м	Максимальное число линий в ходе
1 : 5000	1000	250	5
1 : 2000	500	200	5
1 : 1000	250	100	3
1 : 500	200	100	2

превышение определяется горизонтальным лучом кипрегеля или нивелиром. Чтобы привести визирную ось кипрегеля в горизонтальное положение, надо привести пузырек уровня зрительной трубы в нуль-пункт. Если такой уровень отсутствует, то следует установить на вертикальном круге отсчет, равный МО, причем пузырек уровня этого круга должен быть в нуль-пункте. Рейку превращают в двух- или трехметровую шашечную одностороннюю рейку, убрав или, наоборот, выдвинув ее нижнюю часть. Кипрегелем работают как нивелиром, беря отсчеты по начальной окружности. Максимальное число точек (линий) в мензульном ходе и его предельная длина зависят от масштаба съемки, что отражено в табл. 28.

§ 92. УРАВНИВАНИЕ МЕНЗУЛЬНОГО ХОДА

Мензульный ход в редких случаях может опираться только одним концом на исходный начальный пункт, причем в этом случае он может состоять всего из двух точек. Такой ход называется «висячим», он не уравнивается. Как правило, ход должен начинаться и оканчиваться на разных исходных пунктах, положение которых уже заранее известно. Поэтому возникает необходимость уравнивания хода как в плане, так и по высоте.

Предположим, мы стоим в предпоследней точке хода т. 2 (см. рис. 118) и посылаем рейку в конечную исходную точку c. Определяем расстояние D до нее и накалываем ее на план — точка c^1.

Так как каждая предыдущая точка хода была нанесена с определенной погрешностью, что положение последней точки определяется также с погрешностью, в которую входят накопившиеся неточности прочерчивания направлений и отложения расстояний на предыдущих точках. В результате этого точка c^1, нанесенная по направлению и расстоянию, не совпадает с точкой c, нанесенной по координатам. Отрезок cc^1 — линейная невязка хода $f_{абс}$. Ее величина не должна быть более 0,8 мм, а относительная погрешность $f_{отн} = f_{абс}/\Sigma S \leq 1/300$, где ΣS — сумма длин сторон хода.

Очевидно, что правильное положение последней точки то, которое нанесено по координатам. Поэтому за окончательное положение конечной точки считают точку c, а все остальные

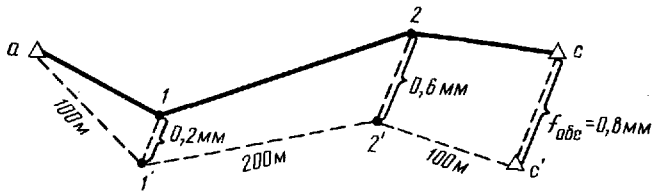


Рис. 119. Схема уравнивания мензульного хода в плане

Таблица 29

Сечение рельефа, м	Допустимая невязка, м	Сечение рельефа, м	Допустимая невязка, м
0,25	0,08	2,0	0,50
0,5	0,15	5,0	1,0
1,0	0,20		

точки хода 1′, 2′ передвигают параллельно смещению последней точки хода на величину, пропорциональную длине хода до данной точки (рис. 119).

Пример. $f_{абс}$ = 0,8 мм. Длина хода ΣS = 400 м. На каждые 100 м хода приходится невязка 0,2 мм. От начальной точки до первой — 100 м, поэтому перемещаем ее на 0,2 мм в точку 1, вторую точку — на 0,6 мм, так как до нее длина хода 300 м и т. д.

Такое перемещение точек называется графическим уравниванием мензульного хода в плане.

Уравнивание хода по высоте ведется так же, как в ходе тригонометрического нивелирования.

Допустимая невязка $f_{h доп}$ зависит от высоты сечения рельефа, что отражено в табл. 29.

Допуски эти рассчитаны, исходя из единого требования к предельным погрешностям в определении высот пунктов съемочного обоснования (§ 83).

Пример уравнивания превышений, определенных тригонометрическим методом нивелирования при $h_{сеч}$ = 2 м, дан в таблице 30.

Если превышения определялись геометрическим нивелированием, то уравнивание ведется как в нивелирном ходе.

§ 93. ОПРЕДЕЛЕНИЕ ПОЛОЖЕНИЯ ПЕРЕХОДНЫХ ТОЧЕК

В открытой местности быстрее, а значит экономически более выгодно, сгущать съемочную сеть с помощью переходных точек, положение которых определяется графически способом прямых, обратных и комбинированных засечек. Расстояния до точек в этом случае могут быть больше, чем допустимые длины сторон

Таблица 30

Название точек	Длина стороны S, км	h прямо, м	h обратно, м	h среднее, м	Высоты точек, м
a				+0,02	214,72
	0,11	+2,34	—2,30	+2,32	
1				+0,03	217,06
	0,14	—3,76	+3,80	—3,78	
2				+0,03	213,31
	0,18	—0,39	+0,40	—0,40	
3				+0,02	212,94
	0,12	+3,16	—3,22	+3,19	
c					216,15
	ΣS = 0,55 км	Σ = +1,35	Σ = −1,32	$\Sigma h_{изм}$ = +1,33 м $\Sigma h_{теор}$ = +1,43 м f_h = −0,10 м $f_{hдоп}$ = 0,50 м	

Поправка на одну сотню метров равна $\frac{0{,}10 \text{ м}}{5{,}5} = +0{,}019 \text{ м} = +0{,}02 \text{ м}$

мензульного хода (см. табл. 28), но не должны превышать их удвоенного предельного значения.

Прямая засечка. Устанавливают мензулу в исходную точку *A* и приводят ее в рабочее положение (рис. 120, *а*). Прикладывают линейку кипрегеля к точке стояния на планшете *a*, так, чтобы вертикальная нить сетки зрительной трубы проходила через ось рейки, которая стоит в переходной точке т. *1*. Прочерчивают направление *am* вдоль края линейки. Расстояние до точки может быть более 250 м, поэтому определить его по дальномеру и наколоть точку нельзя. В переходной точке в таком случае может стоять не рейка, а веха.

Переходят с мензулой в следующую исходную точку *C* (рис. 120, *б*), где вновь приводят ее в рабочее положение. Линейку кипрегеля теперь прикладывают к точке *c* так, чтобы визирная ось была направлена на веху в переходной точке, и прочерчивают направление *cp*. Направления *am* и *cp* пересекутся в точке, которая даст плановое положение определяемой переходной точки т. *1*.

Для контроля переходят с мензулой в третью исходную точку *B*, где аналогично прочерчивают направление на определяемую точку *1*. Все три направления должны пересечься в одной точке. Угол засечки γ должен быть не менее 30° и не более 150°. При нарушении этого требования положение точки пересечения двух линий определяется ненадежно, так как точка пересечения становится не окружностью с диаметром 0,1 мм, а эллипсом, одна из осей которого более 0,1 мм.

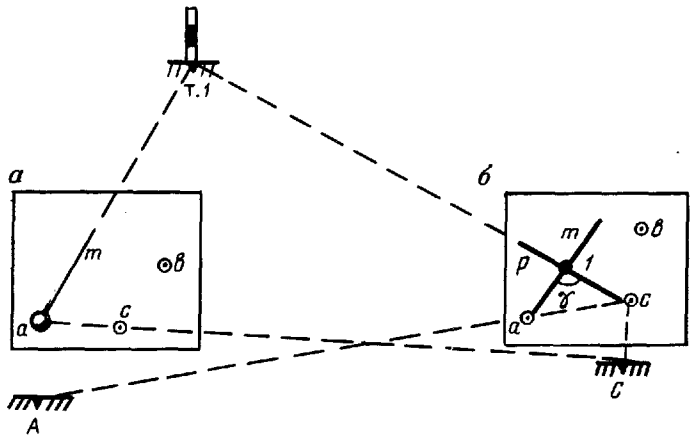


Рис. 120. Схема определения переходной точки прямой засечкой

Для определения высоты H надо на каждой точке стояния A, B и C измерить вертикальный угол ν, записать высоту кипрегеля i и высоту наведения v на веху или рейку. Расстояние D до переходной точки, нужное для вычисления превышения, следует взять с плана, учитывая масштаб съемки. Это будет расстояние, приведенное к горизонту. Тогда искомое превышение h находят по формуле

$$h = D \operatorname{tg} \nu + i - v + f.$$

Высота точки 1 определится трижды от каждого исходного пункта $H_1' = H_A + h_1$, $H_1'' = H_C + h_2$, $H_1''' = H_B + h_3$, где H_A, H_C, H_B — высоты точек стояния.

За окончательное значение берется среднее весовое значение.

Обратная засечка. Этот способ предполагает всего одну точку стояния — определяемую. В этой переходной точке планшет можно привести в горизонтальное положение, но сориентировать его сразу точно нельзя, так как на плане нет точки стояния и нет ориентирной линии, на которой должна она находиться, как в комбинированной засечке. Построить переходную точку D по трем исходным A, B, C — это значит построить при ней углы α и β (рис. 121 ,*а*). Рассмотрим этот вопрос с геометрической точки зрения. Проведем окружность через две исходные точки a и c и определяемую d и продолжим линию, соединяющую исходную точку b с точкой d до пересечения с окружностью в точке p (рис. 121, *а*, *б*). Соединим точки a, c, p и в образовавшемся треугольнике рассмотрим углы (рис. 121, *в*). Угол $adp = 180° - \alpha$ и он опирается на дугу ap. На эту же дугу опирается угол acp и поэтому он тоже равен $180° - \alpha$. Продолжим сторону

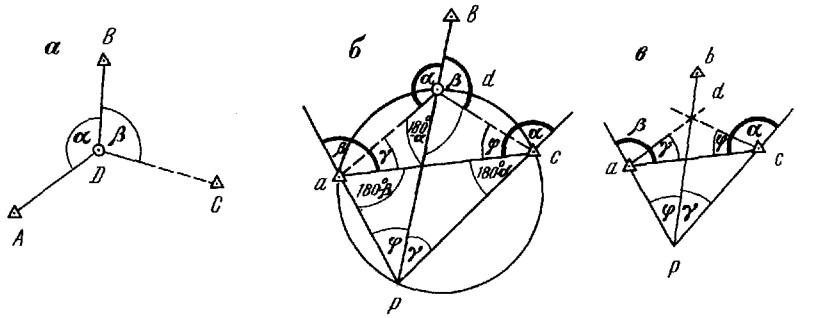


Рис. 121. Геометрическая сущность обратной засечки:
а — измеренные углы при определяемой точке; *б* — положение определяемой точки *d* на планшете; *в* — построение определяемой точки *d* по углам α и β

pc и при точке *c* построится угол α. По аналогии угол $pdc = 180° - \beta$ и равен углу *pac*. Если продолжить сторону *pa*, то при точке *a* построится угол β.

В ы в о д: если построить графически при точке *a* угол β, а при точке *c* угол α, в пересечении продолжения сторон этих углов определим положение *p*. Соединив *p* с *b*, получим линию, на которой должна лежать искомая *d*. Следовательно, эта линия *pb* может быть использована для ориентирования планшета.

Рассмотрим один из способов определения точки обратной засечкой.

Способ трех поворотов планшета. Вообразим, что мензула стоит в точке *C*. Прикладываем линейку кипрегеля к линии *ca* и поворачиваем планшет так, чтобы в зрительную трубу увидеть пункт *A* (рис. 122, *а*). В таком положении закрепляем мензулу. Поворачиваем кипрегель вокруг точки *c*, наводя визирную ось на точку *B*, и прочерчиваем на нее направление *cm*. Это направление не пройдет через точку *b* на плане из-за того, что планшет сориентирован пока неверно, так как стоим в определяемой точке *D*, а не в исходной точке *C*. Но в результате этих действий при точке *c* построен угол α.

Теперь представим, что мензула установлена в точке *A* (рис. 122, *б*) и, открепив планшет, поворачиваем его так, чтобы он был ориентирован по линии *ac*. Закрепляем планшет, линейку кипрегеля прикладываем к точке *a* и направляем визирную ось на точку *B*. Прочерчиваем линию *an*, которая тоже не будет проходить через точку *b*, но в результате чего построим угол β при точке *a*.

В пересечении линий *cm* и *an* образуется точка *p*, соединив которую с точкой *b*, находим линию ориентирования *bp*. Поставив линейку кипрегеля вдоль этой линии, поворачиваем планшет в третий раз, чтобы навести зрительную трубу на точку *B* (рис. 122, *в*). Этот поворот планшета приводит к правильной его ориентировке.

Теперь осталось приложить линейку кипрегеля к точке *a* так,

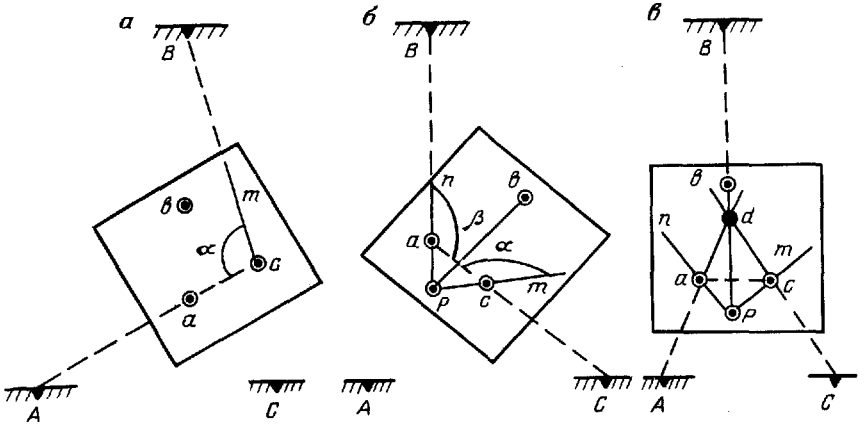


Рис. 122. Решение обратной засечки способом поворотов планшета:
а — ориентирование планшета на пункт *A*; *б* — ориентирование планшета на пункт *C*; *в* — ориентирование планшета на пункт *B*

чтобы направить визирную ось на точку A местности, затем аналогично к точке c, прочерчивая направление вдоль края линейки до пересечения с линией ориентирования bp. Точка пересечения d этих линий с линией ориентирования — искомая определяемая переходная точка.

Рассмотрим случаи различного расположения определяемой точки относительно исходных пунктов. Проведем окружность через исходные пункты a, b, c, которая называется опасным кругом. На рис. 123 показаны случаи расположения определяемой точки d относительно треугольника, стороны которого соединяют исходные пункты, и опасного круга.

Если т. d расположена на опасном круге (см. рис. 123, *а*), то углы α и β для любой точки на этой окружности будут одинаковыми как углы, опирающиеся на одни и те же дуги. Это значит, что положение точки d будет неопределенным. Практически это выразится в том, что вспомогательная точка p совпадет с третьей исходной точкой b на плане, т. е. линия $pb = 0$, что сделает правильное ориентирование планшета и нахождение точки стояния невозможным. По этой причине чем ближе будет располагаться точка стояния к опасному кругу, тем короче линия ориентирования pb и тем менее надежно будет определяться ее положение. Для точек, расположенных внутри треугольника abc (d_1) или между продолжением сторон треугольника (d_2), положение будет определяться вполне надежно (см. рис. 123, *б*).

Превышение по каждой стороне засечки и высота точки определяются как в прямой засечке, но надо помнить, что эти превышения — обратные и поэтому их знак надо изменить на противоположный

$$H_D = H_{\text{исх}} - h_{\text{обр}}.$$

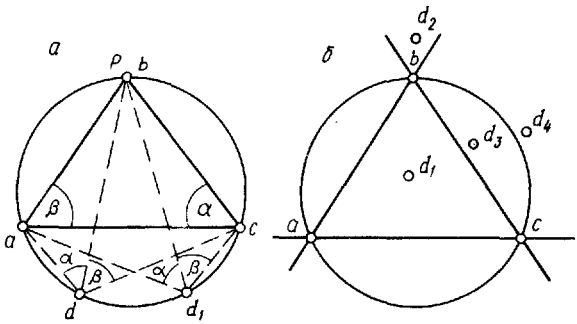


Рис. 123. Расположение определяемой точки относительно исходных пунктов:

а — определяемая точка на опасном круге, *б* — определяемая точка внутри и вне опасного круга

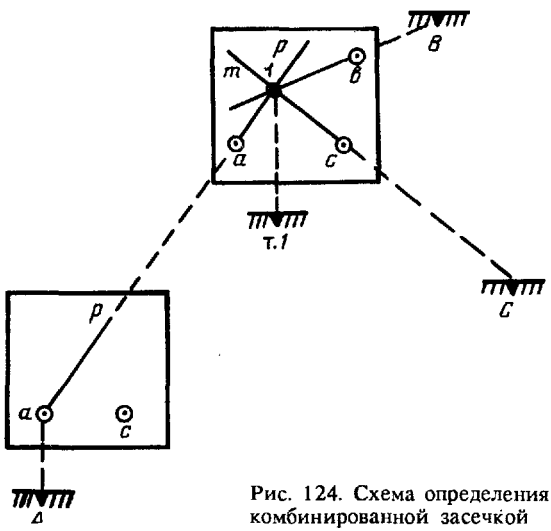


Рис. 124. Схема определения положения переходной точки комбинированной засечкой

Комбинированная засечка. Число точек стояния можно сократить с трех (прямая засечка) до двух, если есть возможность определить положение переходной точки комбинированной засечкой. Она применяется, если есть двусторонняя видимость между исходной и переходной точками.

Так же, как в прямой засечке, устанавливают мензулу в точке обоснования *А* (рис. 124), приводят ее в рабочее положение и прочерчивают направление *ap*.

Переходят в определяемую т. 1, где планшет приводят в горизонтальное положение и ориентируют по направлению *ap*. Хотя точки стояния еще нет в плане, но известно, что она находится на линии *ap*, поэтому ориентирование и первичное центрирование мензулы возможно. Практически положение переходной точки всегда можно указать с точностью 3—5 см, и следовательно, это достаточно точное центрирование. Надобность в уточнении центрировки после нахождения точного положения точки, как правило, не возникает.

Прикладывают линейку кипрегеля к точке *c* на плане и наводят зрительную трубу на веху в точке *C* местности. Прочерчивают направление *cm*. Пересечение линии *cm* и *ap* дает положение определяемой т. *1*. Контролируют ее положение, прочерчивая третье направление, когда линейка кипрегеля прикладывается к третьей исходной точке *b* так, чтобы визирная ось кипрегеля была направлена на веху в этой точке. Это направление также должно проходить через найденную точку *1*.

Превышения между исходными точками и переходной вычисляются через измеренные углы наклона и расстояния так же, как в прямой засечке. Но следует помнить, что по одному направлению *A* т. *1* превышение определяется прямо и обратно, поэтому надо найти его среднее значение, которое будет точнее, чем одностороннее превышение. Вес такого превышения удваивается по сравнению с односторонним превышением. Кроме того, превышения, определенные по другим направлениям, являются обратными, а не прямыми, так как углы наклона измеряются на определяемой точке, а не на исходной, как в прямой засечке. Поэтому

$$H_1' = H_A - h_1,\ H_1' = H_C - h_2,\ H_1' = H_B - h_3,$$

где h_1 — среднее превышение по стороне *A* т. *1*.

Если физико-географические условия местности позволяют, то можно такими графическими засечками определять положение не только отдельной точки, но и ряда точек, где ранее определенные переходные точки становятся исходными для определения положения последующих переходных точек.

В этом случае на плане образуется сеть треугольников, вершины которых определены угловыми засечками. Такая сеть называется **геометрической**. Создание геометрической сети только переходными точками возможно при наличии густой сети исходных пунктов в масштабе 1 : 5000 (на небольших участках) и в более мелких масштабах.

При съемке застроенной территории, съемках более крупного масштаба ситуацию снимают только с точек теодолитных ходов, пунктов триангуляции и полигонометрии, так как определение положения точек графическими засечками и мензульными ходами не обеспечивает требуемой точности съемки контуров в этих случаях (§ 83).

§ 94. СЪЕМКА РЕЛЬЕФА И СИТУАЦИИ

Работа на съемочной точке заключается в следующем.

Мензулу центрируют над точкой стояния, нивелируют и ориентируют.

Определяют МО не менее, чем дважды, чтобы убедиться, что можно работать по кривым. В дальнейшем работы производят при одном рабочем круге КЛ (кипрегель КН). Пузырек уровня

вертикального круга в процессе всей работы должен находиться в нуль-пункте.

Измеряют высоту прибора i с точностью до 0,01 м.

Устанавливают рейку в характерную точку рельефа или ситуации, прикладывают линейку кипрегеля к точке стояния на плане и наводят вертикальную нить сетки зрительной трубы на ось рейки. Практически удобнее поставить кипрегель чуть левее точки стояния, а затем подвести к ней дополнительную подвижную линейку.

Наводят начальную окружность на какое-то деление рейки, отсчет по которому записывают как высоту наведения v. Если с помощью выдвижной части рейки установлена высота кипрегеля, то наведение начальной окружности на первую границу метровых интервалов даст нам $v = i$.

Определяют расстояние до рейки D по кривой горизонтальных проложений и откладывают его, наколов иглой, в масштабе съемки вдоль скошенного края линейки. Так получают плановое положение пикета. Направление на пикет прочерчивать не надо.

Определяют h^1 по кривой превышений. Методика определения D и h^1 кипрегелем КН подробно описана в § 87.

Вычисляют высоту пикета $H_{пик}$ по формуле

$$H_{пик} = H_{исх} + h,$$

где $H_{исх}$ — высота точки стояния.

Если $v = i$, то $h = h^1$ и поэтому $H_{пик} = H_{исх} + h^1$.

Прежде чем подписать высоту пикета, надо, глядя на снимаемую точку местности, визуально проверить, соответствует ли эта отметка действительному понижению или повышению рельефа. Следует помнить, что определение высот и расстояний до пикетов бесконтрольно, но грубые ошибки можно в большинстве случаев обнаружить, делая элементарное сличение с местностью.

При высоте сечения рельефа меньше или равной 1 м высоты точек вычисляются и подписываются на плане с точностью до 0,01 м, при $h_{сеч}$ более 1 м они вычисляются с точностью до 0,01 м, а на плане подписываются с округлением до 0,1 м.

Если снимаемая местность имеет углы наклона $\nu < 3°$, то превышения рекомендуется определять горизонтальным лучом кипрегеля методом нивелирования «вперед». Тогда

$$h = i - a,$$

где i — высота кипрегеля от колышка точки стояния до оси вращения зрительной трубы, измеренная с точностью до 0,01 м, a — отсчет по начальной окружности, когда пузырек уровня зрительной трубы находится в нуль-пункте.

Количество пикетов, необходимое для правильной рисовки рельефа, зависит от его сложности. Обязательно следует брать пикеты в характерных точках рельефа: на вершинах холмов, по водораздельной линии, в местах перегиба склонов и седловин, по линии тальвега, в точках его поворота, разветвления, в

Таблица 31

Высота сечения рельефа, м	Максимальное расстояние между пикетами, м	Максимальное расстояние от мензулы до пикетов при съемке рельефа, м	Максимальное расстояние от мензулы до пикетов при съемке ситуации, м	
			четких контуров	нечетких контуров
	Масштаб съемки 1 : 500			
0,5	20	100	60	80
1,0	20	150	80	80
	Масштаб съемки 1 : 1000			
0,5	30	150	80	100
1,0	40	200	80	100
	Масштаб съемки 1 : 2000			
0,5	50	200	100	150
1,0	50	250	100	150
2,0	60	250	100	150
	Масштаб съемки 1 : 5000			
0,5	75	250	150	200
1,0	100	300	150	200
2,0	120	350	150	200
5,0	150	350	150	200

вершинах и устьях лощин, на дне котловин, ям, по их бровкам и т. д. Если местность однообразная, без четко выраженных характерных точек и линий рельефа, надо брать пикеты равномерно по всей снимаемой территории через определенное расстояние, которое зависит от масштаба съемки и высоты сечения рельефа. В любом масштабе расстояния между соседними пикетами на плане должно быть не более 2,5 см. В табл. 31 приведены требования к расстояниям до пикетов.

Отметки пикетов на уровне водной поверхности водоема называются урезами воды. Они определяются для надежности дважды через каждые 10—12 см на плане и подписываются с указанием даты определения.

Кроме отметок пикетов, нужных для рисовки горизонталей, надо определять высоты плотин, мостов, верха и подошвы насыпей, шлюзов, глубины колодцев, рвов и т. д.

Для правильного нанесения на план ситуации рейку устанавливают в точки, где контур объекта меняет свои очертания: углы строений, повороты дорог, трубопроводов, линий электропередач и связи и т. д.

Надо помнить, что в зависимости от масштаба съемки те или иные объекты могут изобразиться на плане в виде подобной

фигуры, или размеры объектов таковы, что их приходится изображать внемасштабными условными знаками. В первом случае объект снимается детально и точки пикетов съемки намечаются по всему контуру объекта. Во втором случае подробности контура не снимаются. В то же время некоторые объекты из-за малости их размеров не подлежат изображению на плане, а значит и съемке. Тщательное изучение технических требований, пояснений к «Условным знакам» данного масштаба даст ответ на вопрос, следует ли снимать тот или иной объект, изображая его внемасштабным условным знаком, или снимать его не следует.

Рельеф и ситуация вычерчиваются сразу же на станции после набора небольшого числа пикетов. Точки контура объекта соединяются прямыми линиями. Если объект имеет извилистые очертания (повороты ручья, полевой дороги, границы угодий), разрешается спрямлять их изображение так, чтобы линия на плане не отходила от ее действительного положения более, чем на 0,4 мм.

По высоте пикетов находится положение горизонталей способом интерпретации.

Горизонтали проводятся везде, за исключением полотна дорог с искусственным покрытием, железных дорог, насыпей, выемок, рвов, канав, водоемов и различных строений. Если берег реки, склон оврага, возвышенности настолько крут, что горизонтали сливаются при их вычерчивании, то их проводят через одну или применяют условные знаки рельефа — обрыв, промоина, курган, яма и т. д.

Важные детали рельефа, не изобразившиеся основными горизонталями, надо отразить полугоризонталями и вспомогательными горизонталями. Кроме того, полугоризонтали проводятся, если расстояние между основными горизонталями на плане более 2,5 см или, если две соседние горизонтали резко не согласованы, не повторяют очертания друг друга. Полугоризонтали вычерчиваются штриховым пунктиром, штриховой пунктир четвертьгоризонтали в два раза меньше.

§ 95. КАЛЬКИ КОНТУРОВ И ВЫСОТ. КОНТРОЛЬ СЪЕМКИ

Желательно ежедневно после съемки в камеральных условиях составлять кальки высот и контуров. Во всяком случае, разрыв между съемкой и составлением калек должен быть не более трех дней.

Кальку контуров надо вести, чтобы не было потери объектов, искажения контуров, количественных и качественных характеристик, подписей, что возможно, так как в поле работа на плане ведется карандашом. При рисовке горизонталей часто пользуются резинкой, да и линейка кипрегеля при его перемещении по планшету затирает отдельные линии и подписи.

На кальке строится километровая сетка, по координатам наносятся точки обоснования. Затем калька накладывается на

планшет так, чтобы совместились ее линии сетки и точки обоснования с аналогичными линиями и точками плана, и на просвет тушью на нее перечерчиваются объекты ситуации. Здесь же даются элементы рельефа, изображенные условными знаками, подписываются названия населенных пунктов, рек, озер, характеристики лесов, дорог и т. д. Можно вместо условных знаков, заполняющих контур угодий, давать просто их названия (например, «луг», «кустарник», «лес»).

На кальку высот переносят отметки всех точек обоснования и пикетов. Разрешается составлять одну совмещенную кальку контуров и высот, если местность имеет незначительное количество объектов ситуации.

Контроль мензульной съемки начинается с проверки необходимой плотности пунктов планово-высотного обоснования, правильности вычисления превышений и уравнивания высот переходных точек и мензульных ходов. Проверяется правильность ведения журнала съемки, составления калек, применения условных знаков и необходимых характеристик объектов. Контролируется сходимость контуров и горизонталей по рамкам со смежными планшетами, т. е. делается сводка планшетов.

Для этого на восковку копируют рамку планшета, пункты обоснования, а также ситуацию и горизонтали, расположенные на границе планшета. Ширина границы — 2 см плана. Эту восковку накладывают на соседний планшет по точкам обоснования. Расхождения в положении общих точек съемочного обоснования на смежных планшетах должны быть не менее 0,4 мм в положении основных контуров (железные, шоссейные, грунтовые улучшенные дороги, улицы, каналы и береговые линии крупных водоемов) — не более 1,0 мм, в положении прочих контуров — не более 1,5 мм. Расхождения в положении горизонталей не должны превышать двойной величины допустимых средних погрешностей съемки рельефа (§ 83). При соблюдении этих требований горизонтали и контуры перемещаются на каждом плане на половину расхождений.

Кроме этого контроля производится полевая приемка всего планшета. Для этого прокладывается контрольный съемочный ход перпендикулярно основным съемочным ходам или определяется положение переходных точек, с которых выполняют контрольные измерения. Допустимые расхождения этих определений с положением объекта и значением высот, взятых с плана, аналогичны допустимым расхождениям при сводке планшетов.

При окончательном оформлении плана следует придерживаться следующей последовательности вычерчивания элементов ситуации и рельефа, которая выработана, исходя из требований к точности плана.

1. Внутренняя рамка, отдельные сооружения (мосты, трубы, геодезические пункты, километровые столбы и т. д.) и населенные пункты.

2. Подписи населенных пунктов, рек, водоемов, высот точек и урезов, количественные и качественные характеристики леса,

кустарника, дорог, мостов и других гидротехнических сооружений и т. д. На планах масштабов 1 : 500, 1 : 1000 вычерчиваются все отметки, в остальных масштабах оставляют не более 10 отметок характерных точек на 1 дм^2.

3. Дорожная сеть и другие объекты, изображающиеся линейными условными знаками (линии связи, электропередач, трубопроводы и др.).

4. Гидрография.

5. Административные границы и контуры почвенно-растительного покрова.

6. Горизонтали, их подписи и условные знаки рельефа.

7. Заполнение контуров — вычерчивание условных знаков леса, луга, кустарника, сельскохозяйственных угодий и т. д.

8. Внешняя рамка и зарамочное оформление плана.

Все контуры, отметки, дорожная сеть, отдельные сооружения, подписи, характеристики, элементы искусственного рельефа (насыпи, выемки) вычерчиваются черной тушью, гидрографии — зеленой, водные пространства даются голубым цветом, горизонтали и условные знаки естественного рельефа — коричневым.

Глава 10

ТАХЕОМЕТРИЧЕСКАЯ СЪЕМКА

§ 96. СУЩНОСТЬ ТАХЕОМЕТРИЧЕСКОЙ СЪЕМКИ

Тахеометрическая съемка отличается от мензульной тем, что непосредственно в поле выполняются все необходимые измерения, заносимые в журнал, но план составляется в камеральных условиях. Съемка ведется с помощью теодолита, тахеометра и рейки. Над точкой планово-высотного обоснования теодолит устанавливают в рабочее положение (рис. 125). При этом ось его вращения должна быть отвесна и проходить через точку стояния A, а лимб прибора

Рис. 125. Принцип тахеометрической съемки

ориентируется так, что нулевой диаметр 0°—180° располагается по направлению на другую точку обоснования B.

Если после этого навести визирную ось теодолита на рейку, стоящую на пикете, и взять отсчет по горизонтальному кругу, то этот отсчет будет равен полярному углу β, полярное расстояние S определяется по нитяному дальномеру, а превышение h — вычисляется по измеренному углу наклона или определяется по кривым превышений в случае использования тахеометра.

§ 97. ПРОЛОЖЕНИЕ ТАХЕОМЕТРИЧЕСКОГО ХОДА

Если плотность пунктов государственной геодезической сети и сетей сгущения недостаточна, то для создания съемочной сети тахеометрической съемки прокладывают тахеометрические ходы.

Тахеометрический ход отличается от теодолитного тем, что линии в нем измеряют нитяным дальномером. При съемке в масштабе 1 : 500 линии следует измерять лентой с точностью не ниже 1/2000. Горизонтальные углы на точках хода измеряются одним приемом с перестановкой лимба между полуприемами на 1—2°. Ход должен опираться не менее чем на два пункта обоснования более высокой точности.

В зависимости от масштаба съемки и высоты сечения рельефа высоты точек тахеометрического хода можно определять геометрическим, либо тригонометрическим нивелированием. Вертикальные углы измеряют при двух положениях круга.

Длины ходов, сторон и количество точек зависят от масштаба съемки (табл. 32).

Вычисление прямоугольных координат точек тахеометрического хода ведется так же, как в теодолитном ходе. Допустимая линейная невязка f_s определяется по формуле

$$f_s \leq \frac{\Sigma s}{400\sqrt{n}}, \tag{10.1}$$

где Σs — длина хода в метрах; n — число линий в ходе.

Высотная невязка f_h не должна превышать величину

$$f_h \leq 0{,}04\,\frac{\Sigma s}{\sqrt{n}} \text{ см}. \tag{10.2}$$

Таблица 32

Масштаб съемки	Максимальная длина хода, м	Максимальная длина линий, м	Максимальное число линий в ходе
1 : 5000	1200	300	6
1 : 2000	600	200	5
1 : 1000	300	150	3
1 : 500	200	100	2

Теодолит устанавливают в точке обоснования и приводят в рабочее положение. Съемку выполняют при одном рабочем круге теодолита. Рабочий круг — это круг КП или КЛ, при котором отсчет по вертикальному кругу на точку, расположенную выше линии горизонта, есть острый угол при оцифровке круга от 0 до 180°, или со знаком + при оцифровке от 0 до ±90°. Рабочий круг теодолитов Т30, 2Т30, 3Т5КП и тахеометра ТН — КЛ, а для Т5, Т5К, 2Т5К — КП.

Перед началом работы дважды определяется величина МО, записывается его среднее значение, которое далее учитывается при вычислении углов наклона. Рейку устанавливают в характерных точках рельефа и ситуации, но для рисовки рельефа, как правило, требуется большее число пикетов, чем при мензульной съемке того же масштаба. Работа на станции выполняется в такой последовательности:

1. Измеряют высоту прибора i от верхнего среза колышка до оси вращения теодолита с точностью до 0,01 м.

2. Наводят зрительную трубу на рейку так, чтобы вертикальная нить сетки проходила через ось рейки, а верхняя или нижняя дальномерные нити проектировались на начало какого-либо дециметра рейки и берут дальномерный отсчет S.

3. Приводят пузырек уровня вертикального круга в нуль-пункт, наводят среднюю горизонтальную нить сетки на определенную высоту v и отсчитывают по вертикальному кругу. Величины i, v, S и отсчеты по вертикальному и горизонтальному кругам записывают в журнал, где вычисляют угол наклона ν = КЛ—МО (Т30, Т15) или ν = КП—МО (Т5). С помощью калькулятора или тахеометрических таблиц вычисляют горизонтальное проложение D и h', а затем превышение $h = h' + i - v$ и высоту пикета $H_{пик} = H_{исх} + h$, где $H_{исх}$ — высота точки стояния.

Среднюю нить можно наводить на $v = i$ или определять превышение методом геометрического нивелирования «вперед».

Важнейшей особенностью съемки является составление абриса (рис. 126). Абрис — это схематическое изображение местности, где показывается линия ориентирования и взаимное расположение пикетов, причем нумерация пикетов сохраняется такой же, как в журнале съемки. Для правильного изображения рельефа горизонталями на абрисе стрелками показывается направление линий скатов, вдоль которых следует вести интерполяцию горизонталей и схематически примерное направление горизонталей. Ситуация обозначается условными знаками и пояснительными надписями. Абрис ведется на каждой точке стояния. Составлению абриса следует придавать большое значение, так как он значительно облегчает создание плана в камеральных условиях. Отсутствие возможности сравнить план в момент его составления с местностью — существенный недостаток тахеометрической съемки, но

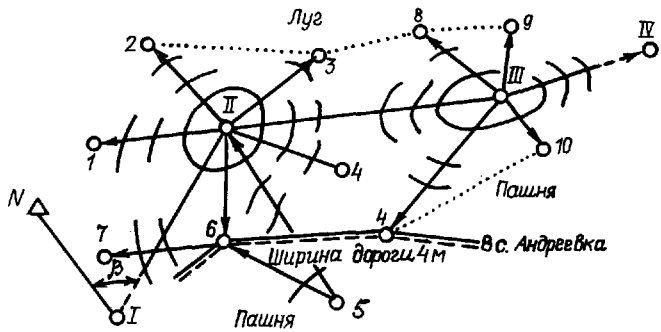


Рис. 126. Абрис

его можно в определенной степени компенсировать подробно составленным абрисом.

§ 99. ОСОБЕННОСТИ УСТРОЙСТВА ТАХЕОМЕТРОВ

К основным недостаткам тахеометрической съемки с помощью теодолитов относится необходимость пользоваться таблицами или микрокалькулятором для вычисления превышений и горизонтальных проложений. Приборы, в которых реализована определенная автоматизация измерений, в результате чего непосредственно измеряются превышения и горизонтальные проложения, называются тахеометрами. В нашей стране выпускаются тахеометры с номограммами ТН, 2ТН, с оптическими дальномерами ТД, ТВ и электронными дальномерами ТЭ. В ТН, 2ТН, ТД и ТВ осуществлена частичная автоматизация первичной обработки измерений — они позволяют превышения h^1 и горизонтальные проложения измерять непосредственно. В электронных тахеометрах автоматизация носит комплексный характер и включает в себя весь измерительный процесс, обработку измерений и выдачу окончательной продукции — высот и координат точек. В них находят применение такие технические достижения в области геодезического приборостроения, как создание устройств с автоматическим или автоматизированным (частичная автоматизация) отсчетом углов, компактных светодальномеров, пригодных для встраивания в корпус малогабаритного теодолита, а также миниатюрных микрокомпьютеров. Современные электронные тахеометры отличаются высокой производительностью труда и достаточной мобильностью в полевых условиях.

Рассмотрим характерные особенности перечисленных выше тахеометров.

ТН и 2ТН — тахеометры номограммные, разработаны на базе теодолитов Т5К и 2Т5К. В поле зрения трубы видны номограммы превышений и расстояний. Номограммы представляют собой систему кривых, подобных кипрегелю КН (§ 86).

Основные характеристики ТН

Увеличение зрительной трубы, крат	27
Цена деления кругов, градус:	
горизонтального	1
вертикального	1
Относительная погрешность измерения линий	1 : 300
Пределы измерения горизонтальных проложений, м	5—350
Средняя квадратическая погрешность измерения угла (одним приемом), с	7
Погрешность отсчитывания по шкалам горизонтального и вертикального кругов, с	6

ТД — тахеометр дифференциальный выполнен на базе теодолита Т5К.

Основной частью такого дальномера является стеклянная призма с очень малым преломляющим углом α, называемая клином. Как известно, стеклянная призма отклоняет проходящие сквозь нее лучи к основанию. При этом угол отклонения β зависит от сорта стекла, от преломляющего угла α и от угла падения γ луча на призму (рис. 127).

Принцип действия дальномера с оптическим клином заключается в следующем. Пусть половина объектива закрыта горизонтальным клином AB (рис. 128, *а*), причем грань AC призмы перпендикулярна к визирной оси qQ трубы, а рейка RR_1 горизонтальна и расположена перпендикулярно к визирной оси трубы (рис. 128, *б*). Тогда пучок лучей, идущих от точки Q рейки через верхнюю свободную часть объектива, даст изображение в точке q, а пучок лучей, попадающий на призму, отклонится от своего первоначального направления и даст изображение в точке q_1. То же самое произойдет и с каждой

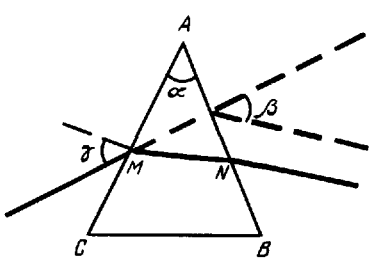
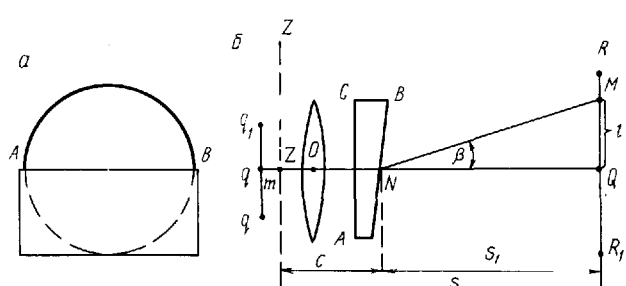


Рис. 127. Оптический клин

Рис. 128. Принципиальная схема дальномера с оптическим клином:
а — шторка объектива, *б* — оптическая схема



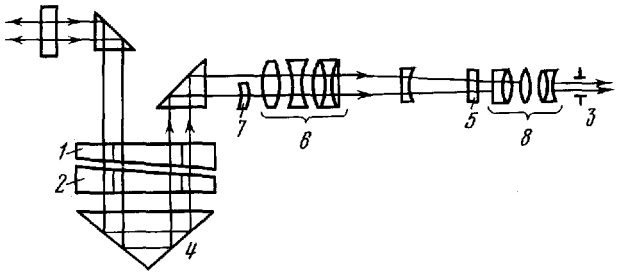


Рис. 129. Оптическая система тахеометра ТД

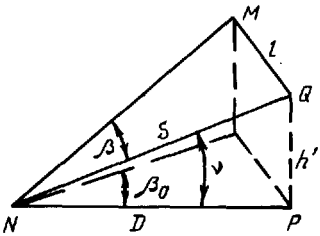


Рис. 130. Схема приведения наклонного расстояния к горизонтальному с помощью оптического клина

другой точкой рейки. В частности, точка M рейки, отстоящая от точки Q на расстоянии l, которое соответствует углу β, называемому параллактическим углом, даст изображение в точке m, совпадающей с точкой q. Таким образом, наблюдатель увидит в зрительную трубу два изображения рейки, смещенные относительно друг друга на величину l и наложенные друг на друга.

Оптический клин *1* (рис. 129), отклоняя световой луч, одновременно разлагает его на различные цвета спектра, что приводит к нечеткости изображения с цветовыми разводами по краям. Чтобы избежать этого, в оптическую систему вводится второй клин *2*, а показатели преломления клиньев подбираются так, чтобы световые лучи не разлагались на цвета спектра (ахроматическая система). Перед объективом *6* установлена полулинза *7*.

Если на окуляр *8* зрительной трубы надеть щелевую диафрагму *3*, то она вместе с оборачивающей призмой *4* и разделительной призмой *5* уберет верхнюю половину одного изображения рейки и нижнюю половину другого, что позволит четко определить по рейке величину смещения изображения.

Найдем зависимость между расстоянием S от оси вращения прибора ZZ до плоскости рейки и смещением l. Из чертежа (см. рис. 128) видно, что $S = S_1 + C$, $aS_1 = l \cdot \operatorname{ctg}\beta = \frac{l}{\operatorname{tg}\beta}$, где c — расстояние от оси вращения прибора до вершины параллактического угла β.

Известно, что синусы малых углов равны их тангенсам и равны этим углам, выраженным в радианной мере. Угол β — малый угол, так как его максимальное значение, соответствующее горизонтальному положению визирной оси, равно 34′22,65″. Поэтому

$\sin\beta = \operatorname{tg}\beta = \beta_{\text{рад}} = \frac{\beta'}{\rho'} = \frac{\beta''}{\rho''}$, где ρ' — угол в 1 радиан, соответствующий 3438′ в градусной мере, ρ'' — угол в 1 радиан, соответствующий 206265″ в градусной мере. Тогда

$$S_1 = \frac{l}{\beta''/\rho''} = \frac{l \cdot \rho''}{\beta''}. \tag{10.3}$$

Величина параллактического угла β зависит от угла наклона ν визирной оси, они связаны (рис. 130) соотношением

$$\beta'' = \beta_0'' \cos\nu,$$

где β — параллактический угол, соответствующий наклонному положению визирной оси NQ; β_0 — максимальное значение этого угла, соответствующее горизонтальному положению визирной оси NP, равное 34,38″ = 2062,65″.

Известно, что $D = S\cos\nu$, где S — наклонное расстояние; D — его горизонтальное проложение.

Подставим в эту формулу значение S, определенное с помощью оптического клина, заменив в свою очередь β'' на $\beta_0'' \cdot \cos\nu$.

$$D = \left(\frac{l\rho''}{\beta''} + c\right)\cos\nu = \frac{l\rho''}{\beta_0 \cos\nu} \cdot \cos\nu + c\cos\nu = \frac{l\rho''}{\beta_0} + c\cos\nu.$$

Так как величины ρ'' и β_0'' постоянны, введем обозначение:

$$K = \frac{\rho''}{\beta_0''} = \frac{206265''}{2062{,}65''} = 100,$$

где K — коэффициент дальномера.

Тогда формула примет вид

$$D = Kl + c\cos\nu. \tag{10.4}$$

Смещение l определяется по рейкам, входящим в комплект ТД. Рейка (рис. 131) двухметровая, цена деления шкалы 2 см, крепится на штанге горизонтально и перпендикулярно к визирному лучу тахеометра.

Кроме шкалы рейка имеет три нониуса, которыми пользуются в зависимости от измеренных расстояний и превышений. Это так называемые обратные нониусы, у которых n делений шкалы соответствуют n—1 делению нониуса. В данном случае одиннадцать делений шкалы рейки соответствуют десяти делениям нониуса.

Цена одного деления нониуса в таком случае будет 2,2 см. Совместим какое-либо деление рейки с нулевым штрихом нониуса, которое здесь помечено треугольничком. Очевидно, что тогда

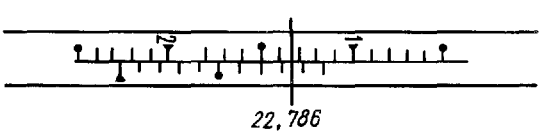


Рис. 131. Схема отсчитывания по рейке ТД

первые от совмещенных штрихи рейки и нониуса будут сдвинуты относительно друг друга на 2 см, вторые на 4 мм и т. д., а одиннадцатый штрих рейки совпадет с десятым штрихом нониуса. Отсюда вытекает, что нониус позволяет измерять интервалы с точностью 2 мм.

Для повышения точности отсчета в оптическую схему ТД введен оптический микрометр. Перед объективом *6* (см. рис. 134) устанавливается оптическая полулинза *7*, через которую проходят лучи, не попавшие на оптические клинья. Полулинза создает дополнительное увеличение, несколько меньшее единицы (110 : 111). Это приводит к тому, что оба изображения шкалы и нониуса проектируются в плоскость сетки зрительной трубы под разным увеличением, от чего и происходит название тахеометра «дифференциальный». При перемещении зрительной трубы по азимуту оба эти изображения будут перемещаться не только относительно сетки нитей, но и относительно друг друга. Чем больше разность в увеличениях этих изображений, тем больше смещение изображений относительно друг друга. В ТД дополнительное увеличение подобрано так, что при перемещении вертикальной нити сетки на всю длину изображения нониуса шкала рейки перемещается относительно него на величину точности нониуса, т. е. на 2 мм. Поэтому перемещение вертикальной нити сетки на 1 деление нониуса даст смещение изображения на 0,2 мм, на 0,1 деления нониуса — на 0,02 мм. Такова точ ность отсчета по рейке с помощью нониуса и оптического микрометра.

Основной нониус расположен в середине рейки, его нулевой штрих совмещен с нулем рейки. Однако рассматривая рейку в зрительную трубу, мы увидим, что нулевой штрих нониуса сместится на несколько целых делений рейки (допустим, на 22 как на рис. 136) плюс еще какая-то часть деления. Чтобы оценить точнее эту часть, надо совместить наиболее близко расположенные друг к другу штрихи рейки и нониуса, вращая наводящий винт алидады горизонтального круга. Число десятых долей деления рейки даст число делений нониуса от нулевого штриха до совмещенного — 7. Сотые деления рейки дает число делений нониуса до вертикальной нити сетки — 8, а тысячные доли отсчитываются на глаз как доли деления нониуса до этой нити сетки —6. Итак, полный отсчет l_1 будет 22,786.

Так как цена одного деления рейки 2 см, этот отсчет следовало бы умножить на 2, но чтобы уменьшить влияние погрешности отсчета, которая в этом случае тоже удвоится автоматически, лучше взять второй отсчет l_2. Тогда сумма двух отсчетов, взятых независимо, даст горизонтальное проложение измеряемой линии $D_1 = Kl_1 + Kl_2$.

В это расстояние вводится поправка ΔS за несовпадение оси вращения прибора с вершиной параллактического угла. Она снимается со шкалы поправок S, которая видна в окошке тахеометра ТД. В окончательном виде формула расстояния будет выглядеть так

$$D = (l_1 + l_2)K + c\cos\nu = (l_1 + l_2)K + \Delta S + c. \qquad (10.5)$$

При расстоянии более 90 м используется правый нониус и расстояние определится по формуле

$$D = (l_1 + l_2)K + \Delta S + c + 90 \text{ м}. \qquad (10.6)$$

Как уже отмечалось, при определении расстояний система клиньев должна быть неподвижной, а плоскость главного сечения — горизонтальной. При этом на рукоятке тахеометра перед наблюдателем находится буква *S*. Если этой рукояткой повернуть систему клиньев на 90° так, чтобы перед наблюдателем оказалась буква *H*, то тахеометр позволит определить превышение. В этом случае угол ν между плоскостью параллактического угла β и плоскостью параллактического угла β_0, соответствующего его горизонтальному положению, также изменится на 90°. Поэтому $\beta'' = \beta_0'' \cos(\nu + 90°) = \beta_0'' \sin\nu$.

Тогда

$$S_1 = \frac{l\rho''}{\beta''} = \frac{l\rho''}{\beta_0'' \sin\nu}.$$

Превышение h' (см. рис. 130) определится по формуле

$h' = S\sin\nu$,

поэтому

$$h' = \frac{l\rho''}{\beta_0''} \cdot \sin\nu = \frac{l\rho''}{\beta_0''} = Kl, \qquad (10.7)$$

где $K = \frac{\rho''}{\beta_0''} = 100$.

Знак h' определяется в зависимости от того, в какой части рейки брался отсчет и с помощью какого нониуса. Если отсчет снимался по основному нониусу, который располагался в левой части рейки, деления которой подписаны черными цифрами, то h' имеет знак «плюс». Как и при определении расстояний, берут два отсчета l_1 и l_2 и вводится поправка Δh за несовпадение оси вращения прибора с вершиной параллактического угла, снимаемая со шкалы в окошке тахеометра ТД. Кроме того, измеряется высота прибора i и высота наведения v. Полное превышение определится по формуле

$$h = (l_1 + l_2)K + i - v + \Delta h. \qquad (10.8)$$

Если нулевой штрих нониуса при отсчете располагался в правой части рейки, где деления подписаны красными цифрами, то h_1 имеет знак «минус», а h вычисляется так

$$h = (l_1 + l_2)K - 200 + i - v + \Delta h. \qquad (10.9)$$

При определении превышения более +90 м, отсчеты берут по правому нониусу и это учитывается в формуле так

$$h = (l_1 + l_2)K - 110 + i + v + \Delta h. \qquad (10.10)$$

Если превышение более —90 м, то работает левый дополнительный нониус. Формула будет выглядеть следующим образом

$$h = (l_1 + l_2)K - 290 + i + v + \Delta h.$$

Технические характеристики ТД

Увеличение зрительной трубы, крат	27
Диаметры кругов, мм:	
горизонтального	95
вертикального	70
Цена деления кругов, градус:	
горизонтального	1
вертикального	1
Пределы измерения горизонтальных проложений, м	20—180
Средняя квадратическая погрешность измерения горизонтального угла (одним приемом), с	7
Относительная погрешность измерений линий	1 : 5000
Коэффициент дальномера	100
Цена деления уровней на 2 мм, с	30
Масса, кг:	
без футляра	5,7
футляра	3,0

ТВ — тахеометр внутрибазный (рис. 132). Он позволяет определять горизонтальное проложение тоже с помощью оптического дальномера двойного изображения, но может работать как с рейкой, так и без нее. Оптическая часть дальномера включает в себя подвижную *3* и неподвижную *1* пентапризмы, систему клиньев, расположенных в колонке *6*, и разделительное устройство *5*. При приборе расположена специальная линейка — база *2*. Вдоль нее перемещается каретка с подвижной пентапризмой. Лупа *4* позволяет брать отсчеты по линейке.

Если расстояние до точки съемки не более 60 м, а пикетная точка — четкий вертикальный контур местности, можно обойтись без рейки, наводя зрительную трубу *7* на этот контур. Принцип определения расстояния заключается в том, что обе части изображения контура, которое дает оптический дальномер, видны в поле зрения трубы полным недеформированным контуром только в том случае, если на линейке установлено расстояние, отношение которого к расстоянию на местности равно углу отклонения луча оптическим клином. Отсчет, взятый по линейке, дает сразу горизонтальное проложение с учетом коэффициента, равного 200

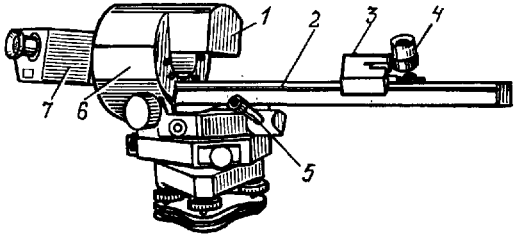


Рис. 132. Тахеометр ТВ

и цены деления линейки, равной 0,5 см. Превышение определяется по углу наклона.

Такой прибор имеет несомненные преимущества перед другими тахеометрами при крупномасштабной съемке труднодоступных участков (карьеры, горные выработки) в городских условиях.

В комплект прибора входят 60-сантиметровая рейка и веха, которые применяются при отсутствии контуров на местности и позволяют измерять расстояние до 180 м.

Ниже приведены технические характеристики ТВ.

Увеличение зрительной трубы, крат	15,7
Диапазон измеряемых расстояний, м:	
до недоступных точек	2—60
с применением рейки	до 180
Средняя квадратическая ошибка измерения:	
расстояния в 60 см, см, 6	
углов горизонтальных, с	30
углов вертикальных, мин	1
Цена деления уровня при алидаде горизонтального круга, с	30
Длина, см:	
базы при приборе	30,5
дополнительной горизонтальной рейки	60
Масса, кг:	
тахеометра	7,5
горизонтальной рейки со штативом	1,5

ТЭ — тахеометр электрооптический. Современные электронные тахеометры могут иметь как обычные оптические лимбы со штрихами градусных или градовых делений, так и кодовые лимбы. Отсчеты с лимбов снимаются визуально или регистрируются на специальную фотопленку и впоследствии расшифровываются, либо результаты измерений подаются на цифровое табло (дисплей) в градусной, градовой или кодовой системе.

Результаты измерений могут вводиться для дальнейшей обработки в компьютер непосредственно наблюдателем путем нажатия определенных клавиш или вводятся в компьютер автоматически. Компьютер работает по нескольким заданным программам и результатом первичной обработки измерений могут являться: вычисленные горизонтальные проложения, превышения, приращения

прямоугольных координат, зенитные расстояния с учетом поправки за MZ. Эти величины также могут высвечиваться на дисплее компьютера. Все электронные тахеометры имеют выход для автоматической передачи данных на внешнее регистрирующее устройство — накопитель информации для последующего контроля и обработки на ЭВМ.

Угломерная часть прибора создана на базе теодолита 2Т5К с компенсатором при вертикальном круге, с визуальным отсчитыванием по кругам в градовой системе. Град (гон) — единица измерения плоского угла, равная $1/100^{c}$ прямого угла, обозначается g. $1^{g} = 0{,}9° = 54' = 3240'' = 0{,}0157$ радиан. Град делится на 100^{c} градовых минут, а 1^{c} на 100^{cc} градовых секунд. Как десятичная система исчислений более удобна при обработке измерений. Цена деления горизонтального и вертикального кругов равна 1^{g}, цена деления шкал микроскопа равна $\sqrt{0{,}01^{g}} = 0{,}54'$. Точность отсчитывания по шкалам — $0{,}001^{g} = 3{,}2''$. Отсчеты можно записывать как в журнал, так и вносить в регистр памяти вычислителя через клавиатуру.

Дальномерная часть тахеометра создана на базе светодальномера 3СМ2 и позволяет измерять расстояния в диапазоне 2—5 км с погрешностью 1,5—2 см.

Вычислительный блок на микропроцессорах имеет клавишное наборное поле с цифровыми или буквенными клавишами и выход на внешнее регистрирующее устройство. В соответствии с заданной программой информация об измеренном наклонном расстоянии автоматически регистрируется, а через клавишное поле вводится информация об измеренных горизонтальных и вертикальных углах. В вычислительном блоке информация обрабатывается и ее результат — горизонтальное проложение, превышение, приращение координат и зенитное расстояние выдается после нажатия определенной клавиши на цифровое табло. Для учета атмосферных условий (температура, давление) и MZ имеется переключатель ввода поправок.

Дальнейшим шагом в автоматизации измерительного процесса являются кодовые тахеометры. В таких приборах лимбы имеют не привычную систему градусных или градовых делений, а систему делений лимба, позволяющую дать информацию об измерении в виде, удобном для ее ввода в компьютер, причем эта информация должна записываться, насколько это возможно, наименьшим числом знаков. Так, угол можно записать в двоичной системе знаков, если лимб разделить на ряд концентрических окружностей — дорожек (рис. 133),, причем каждую дорожку надо разбить на равные в пределах данной дорожки прозрачные и непрозрачные интервалы. Эти интервалы при просвечивании будут нести информацию «есть свет» и «нет света», т. е. соответствовать двум знакам двоичной системы 0 и 1, что на языке геодезии будет обозначать: угол в пределах от 0 до 180° и от 180° до 360°. Количество интервалов n на каждой последующей дорожке p

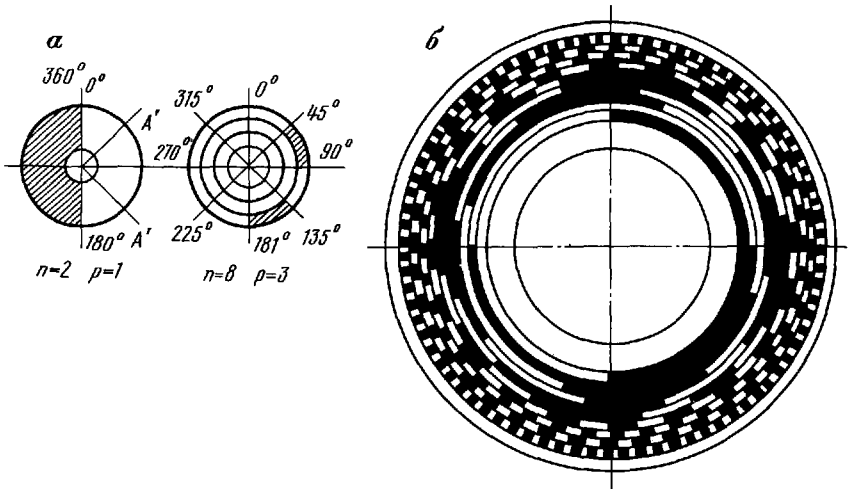


Рис. 133. Кодовые диски:
а — схема построения (*р* — число дорожек, *n* — число интервалов); *б* — общий вид

увеличивается вдвое, что даст возможность на двух дорожках записать угол с точностью 90°, на трех дорожках — с точностью 45° и т. д. Лимб с двадцатью кодовыми дорожками имеет цену наименьшего деления $\Delta = 360° : 2^{20} = 1'',2$. Запись отсчета с такой точностью потребует 20 двоичных знаков, которые автоматически принимаются и передаются для дальнейшей обработки с помощью фотоэлектрического устройства.

Изготовить лимб с двадцатью кодовыми дорожками очень сложно, так как минимальный интервал дорожки не может быть менее нескольких мкм из-за определенной требуемой ширины щели (интервала) для безошибочного считывания информации, а диаметр дорожки младшего разряда конструктивно ограничивается 400 мм. Поэтому в некоторых электронных тахеометрах применяется специальное устройство, позволяющее считывать порядковый номер интервала и измерять его часть. Это соответствует грубому отсчету по обычному лимбу и точному отсчету по оптическому микрометру. Часть интервала измеряется путем заполнения его гармоническими колебаниями или импульсами с частотой, соответствующей требуемой точности отсчета угла.

Другим направлением в области автоматизации измерений и повышения их точности являются теодолиты и тахеометры без кодового лимба, где используется строгая зависимость между углом α поворота прибора и временем t при условии, что угловая скорость ω (рад/с) постоянна: $\alpha = \omega t$. Такой метод требует измерять время с относительной погрешностью не более 10^{-6}.

Хотя рассмотренные тахеометры не дают полной автоматизации всего процесса измерений, так как операции, связанные с

установкой прибора в рабочее положение, с поиском цели и наведением на нее, выполняются наблюдателем, тем не менее процесс полевых измерений, где отпадает необходимость брать отсчеты и вести журнал, менее трудоемкий, менее утомительный, и более достоверный. Точность определения планового положения пикета позволяет намного увеличивать расстояния до снимаемых объектов, что дает возможность с одной точки стояния снимать территорию значительно большую, нежели при съемке обычными тахеометрами.

§ 100. СОСТАВЛЕНИЕ ПЛАНА

На листе чертежной бумаги либо пластике строится километровая сетка и по координатам наносятся точки съемочной сети. Накладка точек съемки производится с помощью транспортира, поперечного масштаба и измерителя. Нулевой диаметр транспортира прикладывается к линии, по которой во время съемки был ориентирован лимб. Центр окружности с нанесенными градусными делениями совмещается с точкой стояния при съемке. На окружности делений намечается точка, соответствующая углу β данного пикета, и вдоль его стороны откладывается горизонтальное проложение до точки D.

С помощью тахеографа (рис. 134) накладку точек делать более удобно. Центр окружности делений совмещен с точкой стояния, при этом вдоль линии ориентирования на точку B установлен отсчет, равный углу $\beta = 70°$. Вдоль линейки в прорези накалывается

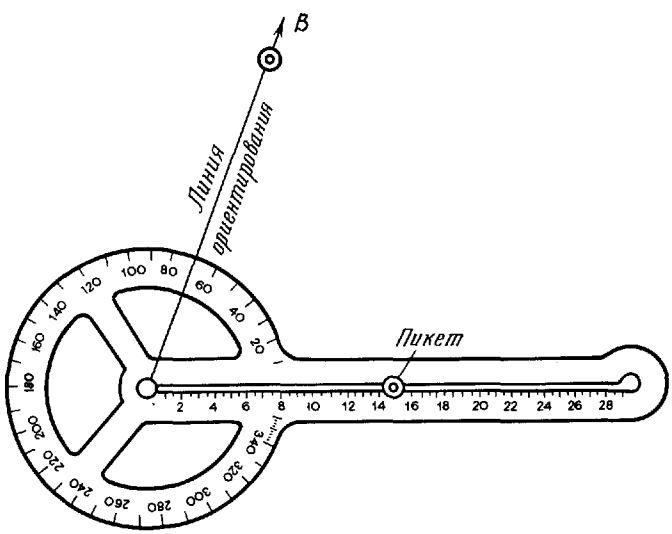


Рис. 134. Схема накладки точек с помощью тахеографа

пикет в соответствии с расстоянием до него. Наименьшее деление линейки 1 мм, поэтому пользоваться ею можно только при накладке точек рельефа.

Положение горизонталей находится методом интерполяции высот пикетов. Накладка точек и проведение горизонталей ведется с непременным использованием абриса, где показано, вдоль каких линий, имеющих характерный уклон, следует вести интерполирование. В соответствии с абрисом проверяется правильность вычерчивания ситуации.

Контроль съемки и окончательное вычерчивание плана производится так же, как при мензульной съемке.

Глава 11

ПОЛЕВАЯ ПОДГОТОВКА АЭРОФОТОСНИМКОВ

§ 101. ОБЩИЕ СВЕДЕНИЯ

Аэрофототопографический метод создания топографических карт является наиболее эффективным и экономичным по сравнению с наземными методами топосъемок. Полученые в результате воздушного фотографирования аэрофотоснимки местности обрабатываются на фотограмметрических приборах, дешифрируются и служат в дальнейшем исходным материалом для топографических карт и планов заданных масштабов.

Аэрофототопографическая съемка выполняется двумя способами: стереотопографическим и комбинированным.

При стереотопографической съемке контурную часть карты и изображение рельефа получают в камеральных условиях по стереомодели местности на специальных приборах.

При комбинированной съемке после фотограмметрической обработки аэрофотоснимков контурную часть карты получают в виде фотоплана—фотографического изображения местности, приведенного к единому масштабу, а съемку рельефа выполняют наземными методами, используя фотоплан в качестве контурной основы, попутно с дешифрированием.

Фотографическое изображение местности на аэрофотоснимках характеризуется рядом искажений. Перспективные искажения вызываются отклонениями оптической оси аэрофотоаппарата от отвесной линии и влиянием рельефа. Вследствие изменений высоты фотографирования из-за воздушных потоков и других причин аэрофотоснимки оказыватюся разномасштабными. Устранение перспективных искажений и приведение аэрофотоснимков к единому масштабу осуществляется путем их трансформирования на специальных фотограмметрических приборах — фототрансформаторах.

Производство топографической съемки любым методом требует наличия исходной геодезической основы с последующим ее сгущением до необходимой плотности развитием съемочного обоснования. Координаты и высоты пунктов съемочного обоснования определяются в процессе полевых измерений. При аэрофототопографическом методе съемки эти пункты должны быть одновременно четкими контурными точками аэрофотоснимка в целях их дальнейшего использования для фототрансформирования.

Такие контурные точки, опознанные или отождествленные в натуре с идентичными точками местности, координаты и высоты которых определены из полевых измерений, называются плановыми и высотными опознаками и обозначаются сокращенно ОП и ОВ. Если для высотного опознака определены координаты, то он называется планово-высотным ОПВ.

Комплекс полевых геодезических работ по определению координат и высот опознаков называется привязкой опознаков или полевой подготовкой аэрофотоснимков. Этот комплекс работ включает в себя следующие процессы:

составление проекта размещения опознаков;

опознавание в натуре контурных точек, их закрепление на местности и оформление аэрофотоснимков;

производство геодезических измерений, необходимых для определения координат и высот опознаков;

обработка результатов полевых измерений и вычисление координат и высот опознаков.

§ 102. ТРЕБОВАНИЯ К ТОЧНОСТИ ОПРЕДЕЛЕНИЯ КООРДИНАТ ПЛАНОВЫХ ОПОЗНАКОВ. МЕТОДЫ ОПРЕДЕЛЕНИЯ КООРДИНАТ

Погрешности в определении положения плановых опознаков должны соответствовать графической точности масштаба составляемых карты или плана. Средние погрешности в положении планового опознака относительно пунктов геодезической основы с учетом его опознавания на аэрофотоснимке не должны превышать 0,1 мм, а предельные — 0,2 мм в масштабе плана (0,3 мм в районах, закрытых древесной и кустарниковой растительностью). Соответствующие им величины на местности приведены в табл. 33.

С учетом этих требований инструкциями по топографическим съемкам установлены допустимые предельные погрешности определения координат плановых опознаков и расхождения значений координат. Так как координаты опознаков получают не менее, чем из двух независимых определений как средние значения, то погрешности в окончательных координатах будут в $\sqrt{2}$ раз меньше, что составит 0,14 мм и 0,21 мм для указанных выше двух видов снимаемой территории. Приведем предельно допустимые значения линейных погрешностей m_s и погрешностей в средних координатах m_x и m_y для разных масштабов съемки (табл. 34).

Таблица 33

Масштаб	Средняя погрешность, м	Предельная погрешность, м	Масштаб	Средняя погрешность, м	Предельная погрешность, м
1 : 25 000	2,5	5,0	1 : 2000	0,2	0,4
1 : 10 000	1,0	2,0	1 : 1000	0,1	0,2
1 : 5000	0,5	1,0	1 : 500	0,05	0,1

Таблица 34

Масштаб карты (плана)	Местность открытая, застроенная территория		Местность закрытая	
	m_s (м)	$m_x m_y$ (м)	m_s (м)	$m_x m_y$ (м)
1 : 25 000	5,00	3,50	7,50	5,40
1 : 10 000	2,00	1,40	3,00	2,10
1 : 5000	1,00	0,71	1,50	1,10
1 : 2000	0,40	0,28	0,60	0,40
1 : 1000	0,20	0,14	0,30	0,20
1 : 500	0,10	0,07	0,15	0,10

Таблица 35

Масштаб карты (плана)	$\Delta m_x, \Delta m_y$ (м)	Масштаб карты (плана)	$\Delta m_x, \Delta m_y$ (м)
1 : 25 000	5,0	1 : 2000	0,8
1 : 10 000	2,0	1 : 1000	0,4
1 : 5000	1,7		

Приведем допустимые расхождения Δm_x и Δm_y в координатах опознака, полученных из двух независимых определений (табл. 35).

Положение планового опознака может быть определено различными методами. Наиболее употребительными из них являются угловые засечки, триангуляционные построения, теодолитные ходы, полярный и параллактический способы, снесение координат и др. В практике широко используют сочетание перечисленных методов, поскольку часто приходится определять одновременно положение целой группы опознаков. Выбор метода зависит от характера района работ и его обеспеченности пунктами государственной геодезической сети и сетей сгущения. Он обусловлен также требованиями наибольшей эффективности и экономичности.

§ 103. СОСТАВЛЕНИЕ ПРОЕКТА РАЗМЕЩЕНИЯ ПЛАНОВЫХ ОПОЗНАКОВ

Густота и расположение плановых опознаков на местности зависят от масштаба создаваемых карты или плана, масштаба аэрофотосъемки, высоты сечения рельефа, физико-географических условий снимаемой территории и методов фотограмметрической обработки аэрофотоснимков.

При составлении проекта размещения опознаков на участках съемки, как правило, используют типовые схемы, приведенные в инструкциях по топографическим съемкам.

Рабочий проект полевой подготовки аэрофотоснимков составляют на репродукциях накидного монтажа или, при наличии материалов прежних аэрофотосъемок, на снимках. Если проектирование производится до аэрофотосъемки, то используют топографические карты наиболее крупного масштаба, имеющиеся на район работ. В последнем случае одновременно проектируют направления аэрофотосъемочных маршрутов и зоны размещения опознаков, а также специальных маркировочных знаков, если они необходимы на данной территории. На проекте показывают все пункты государственной геодезической сети, а для съемки в крупных масштабах также и пункты сетей сгущения, реперы государственного нивелирования. Проектируемый опознак должен находиться в зонах продольного и поперечного перекрытий, но не ближе 1 см от края снимка и 2 см — от линии базиса (линии, соединяющей главные точки смежных аэрофотоснимков) и быть изображен на всех перекрывающихся снимках (рис. 135, *а*).

Общие требования к размещению плановых опознаков на всем участке съемки любого масштаба сводятся к следующему: опознаки располагают рядами, идущими поперек съемочных маршрутов в зонах поперечного перекрытия и, по возможности, в зонах тройного продольного перекрытия аэрофотоснимков. Выбор расстояния между рядами обусловлен масштабом съемки; так, для масштаба 1 : 25 000 эти расстояния принимаются в пределах от 20 до 25 км, для масштаба 1 : 10 000 — от 8 до 10 км (см. рис. 135, *б*). При создании планов в масштабах 1 : 5000, 1 : 2000, 1 : 1000 и 1 : 500 проектируют фотограмметрические секции с пятью опознаками, которые обеспечивают участки местности по длине на маршрутах в 160—200 см в масштабе создаваемого плана. Если участки съемки имеют меньшую длину, число опознаков в секции уменьшают до четырех, располагая их по обе стороны от оси маршрута на расстоянии 80—100 см в масштабе плана (см. рис. 135, *б*). Границы, совпадающие с направлением маршрутов, обеспечиваются дополнительными опознаками через 40—50 см. На рисунке 135, *б* приведены схемы размещения плановых опознаков на участках съемок разных масштабов.

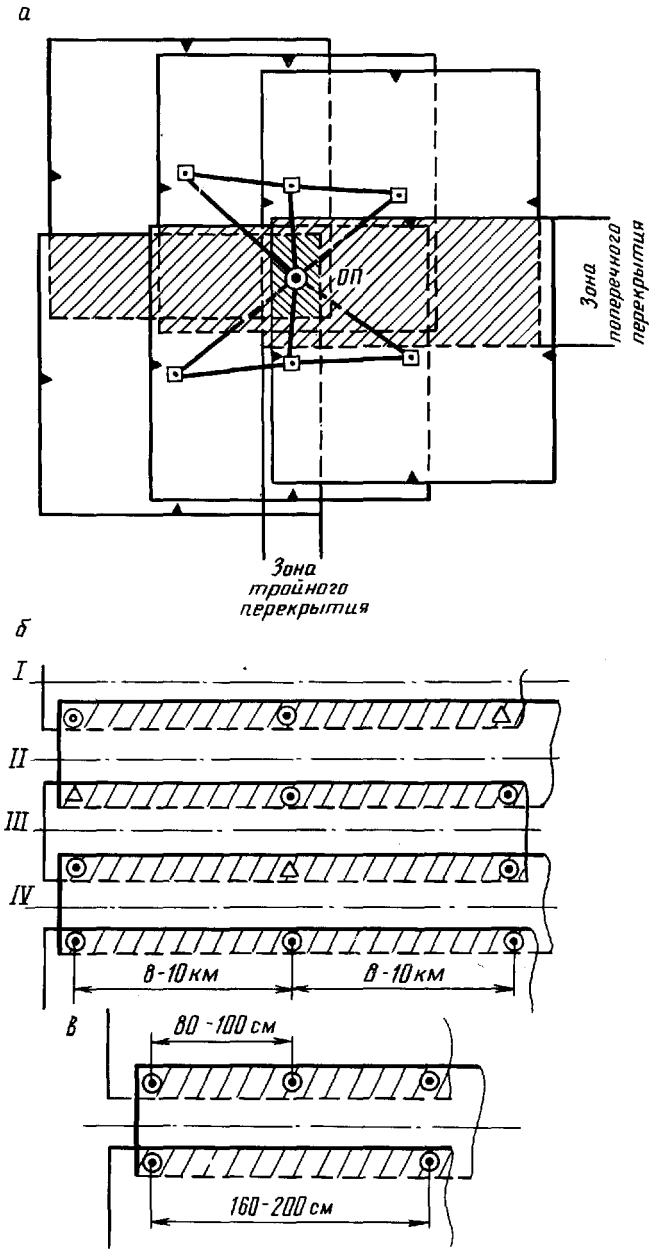


Рис. 135. Схема проектирования плановых опознаков:

а — на аэроснимках; *б* — на маршрутах

§ 104. ВЫБОР КОНТУРОВ, МАРКИРОВКА И ОПОЗНАВАНИЕ

Для обеспечения необходимой точности развития съемочной сети в качестве плановых опознаков в основном выбираются естественные контурные точки, которые можно определить на снимках с ошибкой не более 0,1 мм в масштабе составляемой карты. Такими четкими контурными точками могут быть отдельно стоящие местные предметы (кусты, небольшие деревья, столбы, люки колодцев подземных коммуникаций), а также точки пересечения линейных контуров — дорог, тропинок, канав, границ сельскохозяйственных угодий, углы тротуаров и аллей, углы и характерные выступы различных строений (ограды, углы зданий и т. д.). Нельзя намечать опознаки на крутых склонах и на дне оврагов.

В процессе опознавания составляются схемы привязки опознака к геодезическим пунктам.

Если на местности количество четких естественных контурных точек пригодных для опознавания недостаточно или когда масштаб аэрофотосъемки значительно мельче масштаба создаваемого плана, то непосредственно перед залетом искусственно создают на местности контурные точки путем специальной их разметки — маркировки. Форму, размер и цвет маркировочного знака подбирают в зависимости от характера местности и масштаба фотографирования. При маркировке применяют наиболее дешевые подручные материалы и красители, создавая контрастный искусственный знак или фон.

Маркировочные знаки, как правило, имеют форму простых геометрических фигур. Наиболее употребительные из них — крест, квадрат, круг со свободным пространством в центре.

При создании крупномасштабных топографических планов дополнительно маркируют оси маршрутов в виде прямоугольных полос или стрелок, а также люки колодцев подземных коммуникаций. На каждый маркировочный знак составляют учетную карточку с зарисовкой знака, указанием размеров, формы, материала и местоположения замаркированной точки.

Работы по опознаванию пунктов съемочного обоснования при полевой подготовке аэроснимков включают в себя следующие процессы:

отыскание на местности контурных точек в намеченных по проекту зонах расположения опознаков;

накалывание и оформление опознака на всех перекрывающихся аэрофотоснимках;

закрепление точек на местности временными или, в отдельных случаях, постоянными знаками;

контроль опознавания.

Определив на местности контурную точку, выбранную в качестве опознака, ее накалывают на аэроснимке тонкой иглой с лицевой стороны аэроснимка так, чтобы накол был виден на просвет простым глазом (в этом случае диаметр накола не должен превышать 0,2 мм). Для этого под аэрофотоснимок в момент накола под-

кладывают жесткую основу. С обратной стороны снимка накол обводят мягким карандашом, рядом подписывают номер опознака и делают зарисовку (абрис) расположения выбранной точки относительно ближайших местных предметов. Абрис составляют по данным аэроснимка в тех же тонах, но в более крупном масштабе. Здесь же приводят описание выбранного опознака, точность его определения, дату опознавания и фамилию исполнителя. Оформление лицевой стороны аэроснимка производят после окончания полевых измерений и вычислений по определению координат и высот опознаков. Плановый опознак оформляют следующим образом: с помощью трафарета полевой накол обводят кружком красного цвета диаметром 10 мм; рядом подписывают номер опознака, а также отметку поверхности земли в данной точке.

Инструкциями по топографическим съемкам [9] рекомендуется закреплять плановые опознаки долговременными (постоянными) и временными знаками. Так, при съемках в масштабе 1 : 25 000, 1 : 10 000, а также застроенной территории в любых масштабах, почти все плановые опознаки закрепляются долговременными знаками. При крупномасштабных съемках закрепление плановых опознаков долговременными знаками производится из расчета не менее трех точек на трапецию масштаба 1 : 5000, и не менее двух — для масштаба 1 : 2000, включая пункты государственной геодезической сети и сетей сгущения. Остальные опознаки закрепляют временными знаками с учетом их сохранности на период производства полевых работ. Типы закрепляемых знаков соответствуют знакам для точек съемочной сети наземных методов топографических съемок. По завершении полевых работ по плановой подготовке аэроснимков производится полевое контрольное опознавание и накол контурных точек вторым исполнителем с использованием других экземпляров снимков. В заключение руководитель работ сличает основные и контрольные наколы и составляет по полученным результатам контрольную ведомость.

§ 105. ПРЯМАЯ ЗАСЕЧКА

Угловые засечки используют для привязки опознаков к удаленным геодезическим пунктам в открытых всхолмленных районах, когда имеется прямая видимость для измерения необходимых углов.

Для определения прямоугольных координат точки методом прямой угловой засечки достаточно измерить углы на двух исходных пунктах между соответствующим исходным пунктом и определяемой точкой. Такая засечка называется однократной.

Существуют различные формулы и схемы для решения прямой однократной засечки. Рассмотрим формулы решения, получившие наибольшее применение в производстве.

Решение прямой однократной засечки по формулам котангенсов измеренных углов в треугольнике (формулы Юнга).

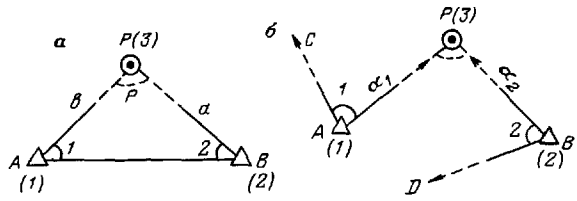


Рис. 136. Схема прямой засечки для однократного решения:
а — по формулам Юнга;
б — по формулам Гаусса

Пусть между двумя исходными пунктами *A(1)* и *B(2)* (рис. 136, *а*) имеется прямая видимость. На них измеряются два угла *1* и *2* на определяемую точку *P(3)*. Обозначим стороны образовавшегося треугольника через *a*, *b*, *p*. Из формул прямой геодезической задачи для направлений *1*, *2* и *1*, *3* имеем

$$\left.\begin{aligned} x_2 - x_1 &= p \cdot \cos \alpha_{1,2} \\ y_2 - y_1 &= p \cdot \sin \alpha_{1,2} \end{aligned}\right\} \tag{11.1}$$

$$\left.\begin{aligned} x_3 - x_1 &= b \cdot \cos \alpha_{1,3} \\ y_3 - y_1 &= b \cdot \sin \alpha_{1,3} \end{aligned}\right\} \tag{11.2}$$

Заменим в формулах (11.2) дирекционный угол $\alpha_{1,3}$ разностью

$$\alpha_{1,3} = \alpha_{1,2} - 1$$

и преобразуем правые части этих уравнений, применив к ним известную из тригонометрии формулу разности углов

$$\begin{aligned} x_3 - x_1 &= b \cdot (\cos \alpha_{1,2} \cdot \cos 1 + \sin \alpha_{1,2} \cdot \sin 1) \\ y_3 - y_1 &= b \cdot (\sin \alpha_{1,2} \cdot \cos 1 - \cos \alpha_{1,2} \cdot \sin 1). \end{aligned} \tag{11.3}$$

Из формул (11.1) следует

$$\cos \alpha_{1,2} = \frac{x_2 - x_1}{p}; \quad \sin \alpha_{1,2} = \frac{y_2 - y_1}{p}.$$

С учетом этого представим формулы (11.3) в виде

$$\begin{aligned} x_3 - x_1 &= b\left(\frac{x_2 - x_1}{p} \cdot \cos 1 + \frac{y_2 - y_1}{p} \cdot \sin 1\right) \\ y_3 - y_1 &= b\left(\frac{y_2 - y_1}{p} \cdot \cos 1 - \frac{x_2 - x_1}{p} \cdot \sin 1\right). \end{aligned} \tag{11.4}$$

Умножим и одновременно разделим все члены правой части формулы (11.4) на $\sin 1$; вынося за скобки выражение $\frac{\sin 1}{p}$, получим

$$\begin{aligned} x_3 - x_1 &= \frac{b \cdot \sin 1}{p}[(x_2 - x_1) \cdot \operatorname{ctg} 1 + y_2 - y_1] \\ y_3 - y_1 &= \frac{b \cdot \sin 1}{p}[(y_2 - y_1) \cdot \operatorname{ctg} 1 - x_2 + x_1]. \end{aligned} \tag{11.5}$$

Из треугольника ABC по теореме синусов найдем

$$\frac{b}{p} = \frac{\sin 2}{\sin (1+2)}.$$

Умножив обе части последнего выражения на sin 1, после простых преобразований получим

$$\frac{b \cdot \sin 1}{p} = \frac{\sin 2 \cdot \sin 1}{\sin (1+2)} = \frac{\sin 2+\sin 1}{\sin 1 \cdot \cos 2+\cos 2 \cdot \sin 2} = \frac{1}{\operatorname{ctg} 1+\operatorname{ctg} 2}.$$

Подставим найденное значение $\frac{b \cdot \sin 1}{p}$ в формулы (11.5)

$$x_3 - x_1 = \frac{(x_2-x_1) \cdot \operatorname{ctg} 1 + y_2 - y_1}{\operatorname{ctg} 1 + \operatorname{ctg} 2},$$

$$y_3 - y_1 = \frac{(y_2-y_1) \cdot \operatorname{ctg} 1 - x_2 + x_1}{\operatorname{ctg} 1 + \operatorname{ctg} 2}. \qquad (11.6)$$

После перенесения в правую часть уравнений (11.6) x_1 и y_1 приведения подобных членов, получим окончательно

$$x_3 = \frac{x_1 \cdot \operatorname{ctg} 2 + x_2 \operatorname{ctg} 1 + y_2 - y_1}{\operatorname{ctg} 1 + \operatorname{ctg} 2},$$

$$y_3 = \frac{y_1 \cdot \operatorname{ctg} 2 + y_2 \cdot \operatorname{ctg} 1 + x_1 - x_2}{\operatorname{ctg} 1 + \operatorname{ctg} 2}. \qquad (11.7)$$

Выведенные уравнения (11.7), связывающие координаты определяемой точки и исходных пунктов с измеренными на них углами, называют формулами котангенсов углов треугольника, или по имени их автора, формулами Юнга. В табл. 36 приведен пример на вычисление координат опознака по формулам Юнга.

Решение прямой однократной засечки по формулам тангенсов или котангенсов дирекционных углов (формулы Гаусса).

Когда между исходными пунктами A и B нет прямой видимости (см. рис. 136, *б*) для определения положения пункта P прямой однократной засечкой измеряют на тех же пунктах A и B углы *1* и *2* между направлениями на другие пункты геодезической сети, например, C и D и направлением на определяемую точку P. Дирекционные углы α_1 и α_2 направлений AP и BP находят из очевидных соотношений с использованием измеренных углов *1* и *2*

$$\alpha_1 = \alpha_{AC} + 1, \quad \alpha_2 = \alpha_{BD} - 2.$$

Из решения обратных геодезических задач имеем

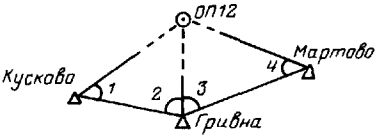
$$\operatorname{tg} \alpha_1 = \frac{y_3 - y_1}{x_3 - x_1} \quad \text{и} \quad \operatorname{tg} \alpha_2 = \frac{y_3 - y_2}{x_3 - x_2}$$

Таблица 36

Вычисление координат ОП 12 по формулам прямой однократной засечки котангенсов углов треугольника (Юнга)

1. *Исходные данные*

Название пунктов	Координаты x	Координаты y	Измеренные углы	Схема засечки
Кусково	58832,9	12799,2	1. 75°49,5′	
Гривна	58563,9	14101,6	2. 46 15,8	
Мартово	60308,4	14638,6	3. 49 10,7	
			4. 54 12,6	



2. *Вычисление координат*

Название пунктов 1 Исходных 2 3 Определяемого	Углы 1 2	x_1 x_2 x_3	ctg 2 ctg 1 ctg 2 + ctg 1	y_1 y_2 y_3
1. Кусково	75°49,5	58832,9	0,95685	12799,2
2. Гривна	46 15,8	58563,9	0,25257	14101,6
3. ОП 12		59853,6	1,20942	13293,6
1. Гривна	49 10,7	58563,9	0,72096	14101,6
2. Мартово	54 12,6	60308,4	0,86384	14638,6
3. ОП 12		59853,6	1,58480	13293,5
		$x_{ср}$ 59853,6		$y_{ср}$ 13293,5

откуда

$$\begin{aligned} y_3 - y_1 &= (x_3 - x_1)\ \mathrm{tg}\,\alpha_1, \\ y_3 - y_2 &= (x_3 - x_2)\ \mathrm{tg}\,\alpha_2. \end{aligned} \qquad (11.8)$$

Из полученной системы двух уравнений с двумя неизвестными x_3 и y_3 найдем вначале x_3, вычитая из первого уравнения второе

$$y_2 - y_1 = (x_3 - x_1)\ \mathrm{tg}\,\alpha_1 - (x_3 - x_2)\ \mathrm{tg}\,\alpha_2$$

или, после преобразований

$$y_2 - y_1 = x_3(\mathrm{tg}\,\alpha_1 - \mathrm{tg}\,\alpha_2) - x_1\ \mathrm{tg}\,\alpha_1 + x_2\ \mathrm{tg}\,\alpha_2,$$

следовательно,

$$x_3 = \frac{x_1\ \mathrm{tg}\,\alpha_1 - x_2\ \mathrm{tg}\,\alpha_2 - y_1 + y_2}{\mathrm{tg}\,\alpha_1 - \mathrm{tg}\,\alpha_2}. \qquad (11.9)$$

Подставив x_3 из (11.9) в (11.8), получим дважды (с контролем) значение координаты y_3

$$\begin{aligned} y_3 &= (x_3 - x_1)\ \mathrm{tg}\,\alpha_1 + y_1 \\ y_3 &= (x_3 - x_2)\ \mathrm{tg}\,\alpha_2 + y_2. \end{aligned} \qquad (11.10)$$

Формулы (11.9) и (11.10), называемые формулами Гаусса, используют при решении не только прямой, но также обратной и комбинированной засечек.

Координаты x_3 и y_3 определяемой точки P могут быть выражены в функции котангенсов дирекционных углов; эта вторая группа формул Гаусса приводится ниже, а ее вывод аналогичен предыдущему

$$y_3 = \frac{y_1 \operatorname{ctg} \alpha_1 - y_2 \operatorname{ctg} \alpha_2 - x_1 + x_2}{\operatorname{ctg} \alpha_1 - \operatorname{ctg} \alpha_2},$$

$$\begin{aligned} x_3 &= (y_3 - y_1) \operatorname{ctg} \alpha_1 + x_1, \\ x_3 &= (y_3 - y_2) \operatorname{ctg} \alpha_2 + x_2. \end{aligned} \qquad (11.11)$$

Выбор той или иной группы формул Гаусса для решения прямой однократной засечки обусловлен величинами дирекционных углов α_1 и α_2. Так, если α_1 и α_2 близки к 90° или 270°, то, даже при незначительных их изменениях, величины $\operatorname{tg} \alpha_1$ и $\operatorname{tg} \alpha_2$ быстро меняются; следовательно, в этом случае необходимо пользоваться формулами котангенсов (11.11).

Указанное положение следует иметь в виду лишь при вычислениях с помощью таблиц натуральных значений тригонометрических функций; при использовании микрокалькуляторов с тригонометрическими функциями и других малых ЭВМ переход ко второй группе формул Гаусса не требуется.

При решении засечки по формулам Гаусса для обеспечения контроля передачи дирекционных углов на каждом исходном пункте измеряют по два примычных угла — β_1 и β_1', β_2 и β_2', β_3 и β_3' (рис. 137).

Средняя квадратическая погрешность точки m_p, определенной прямой угловой засечкой, может быть вычислена по следующей формуле:

$$m_p = \frac{b \cdot m_\beta}{\rho} \cdot \sqrt{\frac{\sin^2 1 + \sin^2 2}{\sin^2 P}} \qquad (11.12)$$

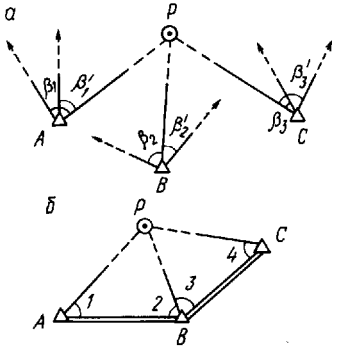


Рис. 137. Схема прямой засечки для решения с контролем:
а — по формулам Юнга, *б* — по формулам Гаусса

где m_β — средняя квадратическая погрешность измерения углов, 1, 2 — значения углов, измеренных на исходных пунктах, P — угол засечки при определяемой точке, b — базис засечки.

Из этой формулы видно, что погрешность положения точки, определяемой прямой однократной засечкой, зависит не только от качества полевых измерений, но и от формы и размеров треугольника, образованного базисом засечки (расстояние между исходными пунктами) и направлениями на определяемую точку.

Задаваясь конкретными данными и подставляя их в формулу (11.12), можно сделать следующие практические выводы:

погрешность положения точки будет возрастать с ее удалением от исходных пунктов и увеличением базиса засечки;

погрешность положения определяемой точки при прочих равных условиях будет наименьшей при величине угла засечки P близком 90°, и наибольшей при острых и тупых углах.

Поэтому в прямой засечке не допускают угол засечки менее 30° и более 150°;

При решении прямой засечки по формулам Гаусса можно трижды получить значения координат определяемой точки в зависимости от принятой комбинации направлений AB—BC, AC—BC и AB—AC (см. рис. 137). В этом случае из трех возможных комбинаций выбирают две наиболее выгодные по точности, т. е. обеспечивающие наименьшие значения найденных по формуле (11.12) погрешностей.

Следует подчеркнуть, что несмотря на имеющийся в приведенных формулах контроль вычислений, координаты, определяющие взаимное положение определяемой и исходных точек, полученные из решения прямой **однократной** засечки, будут бесконтрольными. Это серьезное обстоятельство должно учитываться при выборе метода привязки.

Поэтому для обеспечения однозначного контроля определения координат опознака методом прямой угловой засечки инструкция обязывает проводить измерение углов на определяемую точку не менее, чем с трех исходных пунктов A, B и C геодезической сети (см. рис. 137). Такая прямая засечка называется многократной.

§ 106. ОБРАТНАЯ ЗАСЕЧКА

Для определения координат точки P обратной засечкой (рис. 138) измеряют на этой точке два угла β и γ на исходные пункты A, B и C, а для контроля привязки — еще и третий угол на четвертый исходный пункт D.

По объему полевых работ обратная засечка является менее трудоемкой в сравнении с другими видами засечек, поскольку углы измеряются только на одном определяемом пункте. Однако в этом случае требуется большое число исходных пунктов, что осуществимо лишь в открытых районах, с хорошим обзором и достаточно густой геодезической сетью.

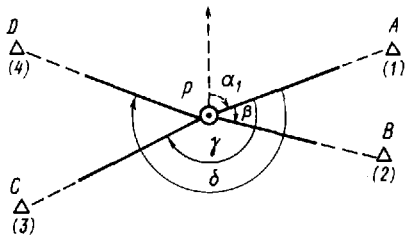


Рис. 138. Схема обратной засечки

Существует несколько способов решения обратной засечки. Рассмотрим один из них, наиболее распространенный на практике.

Решение обратной засечки с использованием формул Деламбра и Гаусса.

Этот способ предусматривает определение координат опознака в три этапа:

— по известным координатам пунктов A, B и C и углам β и γ, измеренным от исходного направления (например от PA), вычисляют дирекционный угол α_1 этого направления (см. рис. 138);

— по найденному дирекционному углу α_1 и измеренным углам $\beta\gamma$ и δ вычисляют дирекционные углы α_2, α_3 и α_4 направлений на все другие исходные пункты B, C и D

$$\alpha_2 = \alpha_1 + \beta,\ \alpha_3 = \alpha_1 + \gamma,\ \alpha_4 = \alpha_1 + \delta;$$

— используя вычисленные дирекционные углы и четвертый пункт D, не участвовавший в решении первого этапа задачи, определяют координаты опознака P дважды по формулам прямой засечки Гаусса (формулы 11.9, 11.10). Приведем один из вариантов вывода формулы тангенса дирекционного угла α_1 (называемой формулой Деламбра). Применяя формулу обратной геодезической задачи, составим систему из трех исходных уравнений

$$\begin{aligned} y_1 - y_P &= (x_1 - x_P)\ \operatorname{tg}\alpha_1, \\ y_2 - y_P &= (x_2 - x_P)\ \operatorname{tg}(\alpha_1 + \beta), \\ y_3 - y_P &= (x_3 - x_P)\ \operatorname{tg}(\alpha_1 + \gamma), \end{aligned} \qquad (11.13)$$

в которые входят три неизвестных x_p, y_p и $\operatorname{tg}\alpha_1$.

Преобразуем известное из тригонометрии выражение для тангенса суммы углов

$$\operatorname{tg}(\alpha_1 + \beta) = \frac{\operatorname{tg}\alpha_1 + \operatorname{tg}\beta}{1 - \operatorname{tg}\alpha_1 \operatorname{tg}\beta},$$

умножив числитель и знаменатель его правой части на $\operatorname{ctg}\beta$, получим

$$\operatorname{tg}(\alpha_1 + \beta) = \frac{\operatorname{tg}\alpha_1 \operatorname{ctg}\beta + 1}{\operatorname{ctg}\beta - \operatorname{tg}\alpha_1}. \qquad (11.14)$$

Подставляя значение тангенса суммы углов из формулы (11.14) поочередно во второе и третье уравнения системы (11.13) и преобразуя полученные выражения, будем иметь

$$y_2 \operatorname{ctg}\beta - y_2 \operatorname{tg}\alpha_1 - y_P \operatorname{ctg}\beta + y_P \operatorname{tg}\alpha_1 = \\ = x_2 \operatorname{tg}\alpha_1 \operatorname{ctg}\beta + x_2 - x_P \operatorname{tg}\alpha_1 \operatorname{ctg}\beta - x_P. \tag{11.15}$$

$$y_3 \operatorname{ctg}\gamma - y_3 \operatorname{tg}\alpha_1 - y_P \operatorname{ctg}\gamma + y_P \operatorname{tg}\alpha_1 = \\ = x_3 \operatorname{tg}\alpha_1 \operatorname{ctg}\gamma + x_3 - x_P \operatorname{tg}\alpha_1 \operatorname{ctg}\gamma - x_P. \tag{11.16}$$

Из уравнения (11.16) вычтем уравнение (11.15)

$$y_3 \operatorname{ctg}\gamma - y_2 \operatorname{ctg}\beta - y_P \operatorname{ctg}\gamma + y_P \operatorname{ctg}\beta - y_3 \operatorname{tg}\alpha_1 + y_2 \operatorname{tg}\alpha_1 = \\ = x_3 \operatorname{tg}\alpha_1 \operatorname{ctg}\gamma - x_2 \operatorname{tg}\alpha_1 \operatorname{ctg}\beta - x_P \operatorname{tg}\alpha_1 \operatorname{ctg}\gamma + \\ + x_P \operatorname{tg}\alpha_1 \operatorname{ctg}\beta + x_3 - x_2. \tag{11.17}$$

Из первого уравнения системы (11.13) определим y_P и подставим его в (11.17); приведя подобные члены, получим

$$y_3 \operatorname{ctg}\gamma - y_2 \operatorname{ctg}\beta - y_1 \operatorname{ctg}\gamma - x_P \operatorname{tg}\alpha_1 \operatorname{ctg}\gamma + x_1 \operatorname{tg}\alpha_1 \operatorname{ctg}\gamma + \\ + y_1 \operatorname{ctg}\beta + x_P \operatorname{tg}\alpha_1 \operatorname{ctg}\beta - x_1 \operatorname{tg}\alpha_1 \operatorname{ctg}\beta - y_3 \operatorname{tg}\alpha_1 + y_2 \operatorname{tg}\alpha_1 = \\ = x_3 \operatorname{tg}\alpha_1 \operatorname{ctg}\gamma - x_2 \operatorname{tg}\alpha_1 \operatorname{ctg}\beta - x_P \operatorname{tg}\alpha_1 \operatorname{ctg}\gamma + \\ + x_P \operatorname{tg}\alpha_1 \operatorname{ctg}\beta + x_3 - x_2. \tag{11.18}$$

Подберем члены, в которые входит неизвестное $\operatorname{tg}\alpha_1$, перенесем их в левую часть уравнения (11.18), в котором теперь останется одно неизвестное

$$\operatorname{tg}\alpha_1(x_1 \operatorname{ctg}\gamma - x_1 \operatorname{ctg}\beta - y_3 + y_2 - x_3 \operatorname{ctg}\gamma + x_2 \operatorname{ctg}\beta) = \\ y_2 \operatorname{ctg}\beta + y_1 \operatorname{ctg}\gamma - y_3 \operatorname{ctg}\gamma - y_1 \operatorname{ctg}\beta - x_2 + x_3, \tag{11.19}$$

откуда и получаем окончательную формулу Деламбра

$$\operatorname{tg}\alpha_1 = \frac{(y_2 - y_1)\operatorname{ctg}\beta + (y_1 - y_3)\operatorname{ctg}\gamma - x_2 + x_3}{(x_2 - x_1)\operatorname{ctg}\beta + (x_1 - x_3)\operatorname{ctg}\gamma + y_2 - y_3}. \tag{11.20}$$

Координаты x_P, y_P можно найти, продолжив решение системы уравнений (11.13).

Можно определить координаты другим путем. Сначала определим углы α_2 и α_3.

$$\alpha_2 = \alpha_1 + \beta; \quad \alpha_3 = \alpha_1 + \gamma.$$

Затем дважды определим координаты x_P, y_P из прямой засечки, вычисляемой по формуле Гаусса (11.9, 11.10)

$$x_P - x_3 = \frac{(x_1 - x_3)\operatorname{tg}\alpha_1 - (y_1 - y_3)}{\operatorname{tg}\alpha_1 - \operatorname{tg}\alpha_3},$$

$$x_P - x_1 = \frac{(x_1 - x_3)\operatorname{tg}\alpha_3 - (y_1 - y_3)}{\operatorname{tg}\alpha_1 - \operatorname{tg}\alpha_3},$$

$$y_P - y_3 = (x_P - x_3)\operatorname{tg}\alpha_3,$$

$$y_P - y_1 = (x_P - x_1)\operatorname{tg}\alpha_1.$$

Заключительным контролем решения засечки является вычисление дирекционного угла α_2

$$\operatorname{tg}\alpha_2 = \frac{y_2 - y_P}{x_2 - x_P}.$$

Полученное значение α_2 является окончательным. Оно может в отдельных случаях отличаться от ранее вычисленного на 180°. В этом случае за окончательное принимается значение, вычисленное по контрольной формуле.

Погрешность определения координат точки способом обратной засечки в значительной степени зависит от расположения точки P относительно исходных пунктов A, B, C и D геодезической сети, что вынуждает выбрать оптимальную комбинацию из трех направлений, обеспечивающую наилучший результат.

Анализ формулы погрешности обратной засечки показывает, что наиболее надежно определяются точки P_1 и P_2, расположенные внутри треугольника, образованного исходными пунктами A, B и C (рис. 139). Таким же благоприятным считается расположение определяемой точки против одной из вершин того же треугольника, т. е. между продолжением его сторон. На рис. 139 зоны наивыгоднейшего в смысле точности расположения определяемого опознака показаны штриховкой. При выборе наилучших комбинаций из трех направлений следует иметь в виду, что существует такое сочетание направлений, при котором аналитическое решение обратной однократной засечки становится неопределенным, как это имело место при решении ее графическим способом.

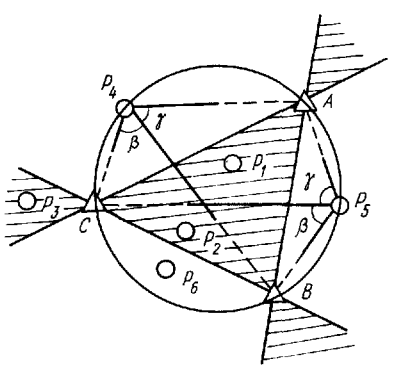
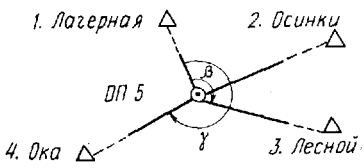


Рис. 139. Случаи расположения определяемой точки при обратной засечке

Таблица 37

Определение координат ОП 5 обратной засечкой

1. *Исходные данные*

Исходные пункты	Исходные координаты		Измеренные направления	Схема засечки
	x	y		
1. Лагерная	5410462,3	6346364,7	0°00,0′	
2. Осинки	5410930,7	6348690,5	48 55,2	
3. Лесной	5407417,6	6353253,7	120 41,6	
4. Ока	5405184,5	6346126,6	226 24,6	

2. *Вычисление дирекционного угла по формуле Деламбра*

Исходные пункты	y_2 y_1 y_3	β γ ctgβ ctgγ	x_2 x_1 x_3
2. Лесной	53253,7	120°41,6′	7417,6
1. Лагерная	46364,7	226 24,6	10462,3
3. Ока	46126,6	—0,59360 +0,95195	5184,5
Числитель	—6095,7		—0,43670
Знаменатель	+13958,6	$/\alpha_1'/\alpha_1$ (23°35,4′)	336°24,6′

3. *Вычисление координат по формулам Гаусса*

Исходные пункты	α_1 α_2	x_1 x_2 x_P	tgα_1 tgα_2 tgα_1−tgα_2	y_1 y_2 y_P
1. Лагерная	336°24,6′	10462,3	—0,43668	46364,7
2. Осинки	25 19,8	10930,7	+0,47334	48690,5
3. ОП 5	—	8150,2	—0,91002	47374,3
1. Осинки	25 19,8	10930,7	+0,47334	48690,5
2. Лесной	97 06,2	7417,6	—8,02469	53253,7
3. ОП 5	—	8150,3	+8,49803	47374,4
	$x_{ср}$	8150,3	$y_{ср}$	47374,4

Такой случай имеет место, если определяемая точка лежит на окружности, проходящей через три исходных пункта (положения P_4 и P_5). Ненадежные результаты получатся также, когда определяемая точка находится вблизи опасного круга (положение P_6).

Практически выбор наилучшей комбинации из трех направлений при решении обратной засечки значительно облегчается, если предварительно определить на схеме геодезической сети положение

Таблица 38

Сокращенная схема решения обратной засечки для определения координат ОП 5 по формулам Деламбра и Гаусса

Название пунктов	Координаты		β γ δ	α_1 α_2	α_3 α_4
	x	y			
ОП 5	8150,1	47374,4	48°55,2′	156°24,5′	227°06,1′
Контроль:	8150,1	47374,3	120 41,6	205 19,7	22 49,1
Исходные пункты:			226 24,6		
Осинки 2	10930,7	48690,5	ctg β+0,87174	tg α_1—0,43670	tg α_3—8,02657
Лагерная 1	10462,3	46364,7	ctg γ—0,59360	tg α_2+0,47330	tg α_4+0,42074
Лесная 3	7417,6	53253,7	Знаменатель —5962,2	—0,91000	—8,44731
Ока 4	5184,5	46126,6			
$x_{ср}$ = 8150,1		$y_{ср}$ = 47374,4			

точки P графически — способом Болотова. На восковке из произвольно взятой точки P' строят при помощи транспортира измеренные углы β, γ, определяющие направления на исходные пункты A, B, C. Затем накладывают восковку на схему геодезической сети и перемещают ее до тех пор, пока все прочерченные направления не пройдут через одноименные исходные пункты; после этого перекалывают точку P' с восковки на схему, получая таким образом приближенное положение точки P.

Так же как и в случае прямой однократной засечки, обратная однократная засечка не дает надежного определения положения точки, что требует дополнительного контроля. И в этом случае инструкция [9] обязывает использовать для привязки опознаков обратной засечкой не менее четырех исходных пунктов. Такая обратная засечка называется многократной. Ее решение с использованием уравнивания измеренных величин обеспечивает надежный контроль.

Ниже приводится пример определения координат опознака обратной засечкой в наивыгоднейшей комбинации направлений *1, 3, 4* по формулам Деламбра (табл. 37). В табл. 38 дана сокращенная схема решения по той же формуле, но с другой комбинацией исходных пунктов *1, 2, 3*. В обоих примерах при вычислении координат по формулам Гаусса для независимого контроля использовался четвертый исходный пункт, не участвовавший в решении обратной засечки.

Таблица 38

Сокращенная схема решения обратной засечки для определения координат ОП 5 по формулам Деламбра и Гаусса

Название пунктов	Координаты		β γ δ	α_1 α_2	α_3 α_4
	x	y			
ОП 5	8150,1	47374,4	48°55,2′	156°24,5′	227°06,1′
Контроль:	8150,1	47374,3	120 41,6	205 19,7	22 49,1
Исходные пункты:			226 24,6		
Осинки 2	10930,7	48690,5	ctg β+0,87174	tg α_1—0,43670	tg α_3—8,02657
Лагерная 1	10462,3	46364,7	ctg γ—0,59360	tg α_2+0,47330	tg α_4+0,42074
Лесная 3	7417,6	53253,7	Знаменатель —5962,2	—0,91000	—8,44731
Ока 4	5184,5	46126,6			
$x_{ср}$ = 8150,1		$y_{ср}$ = 47374,4			

точки P графически — способом Болотова. На восковке из произвольно взятой точки P' строят при помощи транспортира измеренные углы β, γ, определяющие направления на исходные пункты A, B, C. Затем накладывают восковку на схему геодезической сети и перемещают ее до тех пор, пока все прочерченные направления не пройдут через одноименные исходные пункты; после этого перекалывают точку P' с восковки на схему, получая таким образом приближенное положение точки P.

Так же как и в случае прямой однократной засечки, обратная однократная засечка не дает надежного определения положения точки, что требует дополнительного контроля. И в этом случае инструкция [9] обязывает использовать для привязки опознаков обратной засечкой не менее четырех исходных пунктов. Такая обратная засечка называется многократной. Ее решение с использованием уравнивания измеренных величин обеспечивает надежный контроль.

Ниже приводится пример определения координат опознака обратной засечкой в наивыгоднейшей комбинации направлений *1, 3, 4* по формулам Деламбра (табл. 37). В табл. 38 дана сокращенная схема решения по той же формуле, но с другой комбинацией исходных пунктов *1, 2, 3*. В обоих примерах при вычислении координат по формулам Гаусса для независимого контроля использовался четвертый исходный пункт, не участвовавший в решении обратной засечки.

Если с определяемой точки P видны лишь три исходных геодезических пункта A, B и C и измерены два угла β_1 и β_2 между этими направлениями, координаты точки P могут быть определены из обратной однократной засечки, однако это определение будет бесконтрольным (рис. 140, *а*). Поэтому для контроля необходимо измерить с одного из исходных пунктов еще два примычных угла β_3 и β_4 между направлениями на определяемую точку и на два любых геодезических пункта. Поскольку в этом случае угловые измерения производятся как с исходного пункта, так и с определяемой точки, элементы прямой и обратной засечки сочетаются между собой, то такая засечка получила название комбинированной засечки. В качестве исходного пункта A, с которого измеряются примычные углы β_3 и β_4, выбирается тот, с которого обеспечивается наилучшая видимость на определяемую точку P (рис. 140, *б*).

Координаты опознака, определенного комбинированной засечкой, вычисляют по известным формулам Гаусса, пользуясь дирекционными углами α_1, α_2 и α_3 направлений PA, PB и PC. Вычисления выполняют в следующем порядке. Вначале по измеренным на пункте A углам находят дважды с контролем дирекционный угол α_1 первого направления AP

$$\alpha'_1 = \alpha'_{\text{исх}} \pm \beta_3 \quad \text{и} \quad \alpha''_1 = \alpha''_{\text{исх}} \pm \beta_4.$$

Если разность двух полученных значений α_1 не превышает допустимой (0,8′), вычисляют его среднее значение, а затем определяют дирекционные углы α_2 и α_3 на остальные исходные направления PB и PC по измеренным углам на определяемой точке.

$$\alpha_2 = \alpha_1 \pm \beta_1, \quad \alpha_3 = \alpha_1 \pm \beta_2.$$

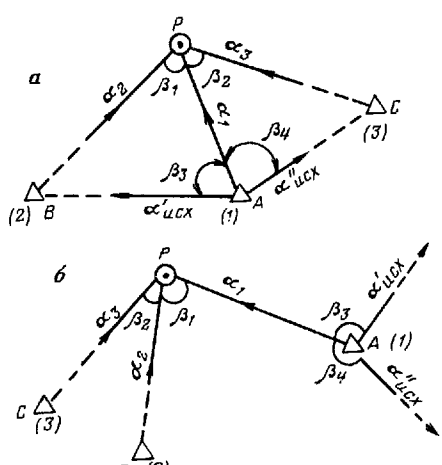


Рис. 140. Схемы комбинированной засечки

Выбор наилучших комбинаций для вычисления координат опознака P комбинированной засечкой и анализ точности полученных результатов осуществляются так же, как и в случае прямой и обратной засечек.

§ 108. ТРИАНГУЛЯЦИОННЫЕ ПОСТРОЕНИЯ

Метод триангуляции широко используется для привязки опознаков в открытой и всхолмленной местности в случае надежного обеспечения взаимной видимости по всем необходимым направлениям, с использованием простейших схем построения в виде одного треугольника, цепочки треугольников, геодезического четырехугольника, вставки в угол или центральной системы. Рассмотрим перечисленные схемы. На рис. 141, *а* представлен отдельный треугольник, одной из вершин которого является опознак P, а две другие A и B совмещены с пунктами геодезической сети. Контролем качества угловых измерений служит величина невязки w_β треугольника, вычисленная по формуле

$$w_\beta = (1+2+3) - 180^\circ.$$

Согласно требованиям инструкции значение w_β не должно превышать $1{,}5'$;

Для надежного контроля определения положения опознака измеряют примычный угол на третий пункт D геодезической сети. Равенство этого угла разности дирекционных углов направлений $\alpha_{BD} - \alpha_{BP}$ гарантирует от ошибок неправильно выписанных координат исходных пунктов или неверно отнаблюденных (по названию) пунктов геодезической сети. Изображенная на рис. 141, *б* система называется геодезическим четырехугольником, его вершинами являются опознак P, вспомогательная точка C и два исходных пункта A и B. Углы при одной из определяемых точек — P и C — можно не измерять. Используют эту схему, если углы в отдельном треугольнике меньше предельно допустимых. В этом случае координаты опознака получают дважды из решения смежных треугольников PAC и PBC с помощью предварительно определенной прямой засечкой вспомогательной точки C. Полный полевой контроль, как и для отдельного треугольника обеспечивается измерением дополнительного примычного угла на третий геодезический пункт. Определить одновременно положение двух (P_1 и P_2) или более опознаков можно путем вставки треугольников в угол, образованный исходными сторонами AB и BC геодезической сети (см. рис. 141, *в*). Такая система достаточно хорошо контролируется без дополнительных измерений двойным определением координат опознаков с двух исходных сторон. Центральная система (рис. 141, *г*) образована замкнутой цепочкой треугольников и служит для одновременного определения координат нескольких опознаков (P_1, P_2) от одной исходной стороны AB с помощью вспомогательных точек C_1 и C_2 и дополнительного измеренного примычного угла

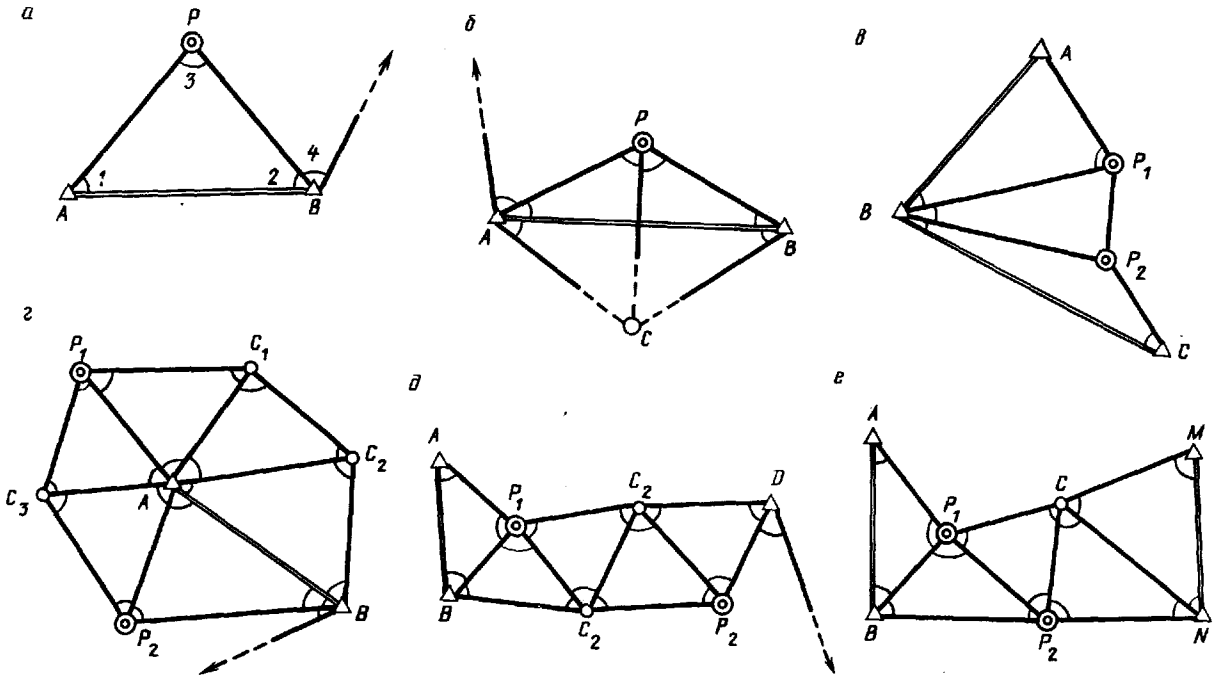


Рис. 141. Триангуляционные построения:

а — треугольник, *б* — геодезический четырехугольник, *в* — вставка в угол, *г* — центральная система, д — цепочка треугольников между опорными пунктами, *е* — цепочка треугольников между двумя сторонами

на третий пункт геодезической сети. На рис. 141, *д*, *е* представлены цепочки треугольников, проложенные соответственно между стороной и исходным пунктом и между двумя сторонами триангуляционной сети.

Метод триангуляции предусматривает использование формулы котангенсов углов треугольников (формулы Юнга) для вычисления координат опознаков. В центральных системах и цепочках треугольников в полученные координаты вводятся поправки, пропорциональные отстоянию опознаков от исходных пунктов. Этим частично компенсируется накопление погрешностей, возрастающее по мере удаления определяемых точек от пунктов геодезической сети.

В общем случае погрешности координат опознаков, определенных из триангуляционных построений, обусловлены целым рядом факторов: качеством угловых измерений, формой треугольников (т. е. величинами их углов и сторон), числом треугольников, вставляемых между исходными пунктами и длинами самих цепочек. Для обеспечения необходимой точности привязки углы в треугольниках должны быть не менее 20°, а сторон — не короче 150 м. Конкретные значения предельных длин цепочек треугольников и числа последних в зависимости от масштаба съемки приводятся в соответствующих инструкциях по топографическим съемкам; при этом указывается, что при крупномасштабных съемках триангуляционные построения, включающие более двух опознаков, должны опираться не менее, чем на две исходные стороны.

§ 109. ПОЛЯРНЫЙ СПОСОБ

При расположении опознаков в непосредственной близости от пунктов геодезической сети их привязка осуществляется полярным методом (рис. 142). С этой целью измеряют в прямом и обратном направлениях расстояние между исходным пунктом A и опознаком P, а также два примычных угла на исходном пункте, необходимые для передачи (с контролем) исходного дирекционного угла на искомое направление AP. Дополнительный контроль привязки обеспечивается измерением углов также и на самом опознаке.

В зависимости от условий местности, удобства проведения линейных измерений, а также взаимного расположения определяемой и исходной точек, применяют различные схемы привязки опознаков полярным способом. На рис. 142 представлены наиболее употребительные из них. Если расстояние S_{AP} между опознаком P и пунктом геодезической сети A (см. рис. 142, *а*) измерено непосредственно и на обоих пунктах измерены углы *1*, *2*, *3*, *4*, то координаты опознака находят из решения прямой геодезической задачи. Контролем привязки служит в этом случае сходимость двух значений угла *3*: непосредственно измеренного и вычисленного как разность дирекционных углов $\alpha_{PA}-\alpha_{PD}$. При этом для вычисления дирекционного угла α_{PD} используют контролируемые координаты

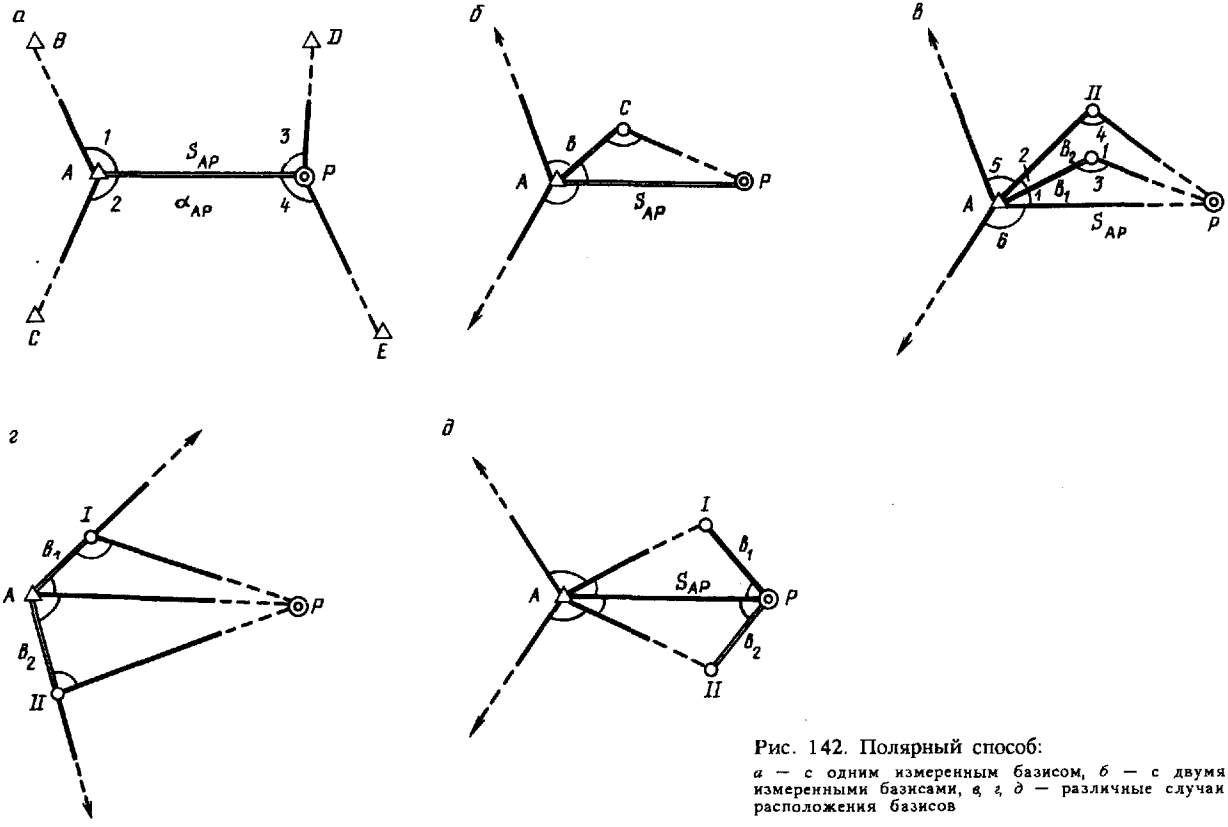


Рис. 142. Полярный способ:

а — с одним измеренным базисом, *б* — с двумя измеренными базисами, *в*, *г*, *д* — различные случаи расположения базисов

точки P. Другой способ контроля состоит в вычислении координат x_P и y_P двумя независимыми путями: первый — решением прямой геодезической задачи от пункта A к пункту P, второй — по формулам Гаусса с использованием дирекционных углов α_{PE} и α_{PD}.

На рис. 142, *б* координаты точки P получают дважды из решения трех прямых геодезических задач — непосредственно от пункта A и через вспомогательную точку B по направлениям AB и BP, для чего в образовавшемся треугольнике APB, кроме S_{AP}, дополнительно измеряют базис b и прибазисный угол.

Когда условия местности не позволяют измерить непосредственно расстояние до определяемой точки, то его получают дважды из решения двух вспомогательных треугольников, в каждом из которых измеряют базисы b_1 и b_2 и прибазисные углы I и II. Как видно из рис. 142, *в*, *г*, базисы могут располагаться и при исходном A и при определяемом P пунктах, с одной стороны или по обе стороны от неприступного расстояния S_{AP}. Контролем определения положения точки P в этих случаях будет служить сходимость ее координат, полученных из двух независимых вычислений: непосредственно от пункта A и через одну из базисных вершин треугольника.

Точность полярного метода определения координат опознака обусловлена как качеством угловых и линейных измерений, так и формой вспомогательных треугольников; их противолежащие базисам углы не должны быть меньше 30°. В целях уменьшения объемов полевых и вычислительных работ контрольные точки *I* и *II* выгоднее выбирать в створе одного из примычных направлений (см. рис. 142, *г*).

Полярный способ часто применяют в сочетании с другими способами привязки, наиболее употребительные из них — комбинации с угловыми засечками.

Вычисление координат опознаков, определенных полярным способом. Рассмотрим последовательность вычислений координат x_P и y_P опознака применительно к двум типовым схемам плановой привязки.

Схема первая (см. рис. 142, *а*). 1. Используя углы *1* и *2* дважды вычисляют дирекционный угол направления AP

$$\alpha' = \alpha_{AB} + 1, \quad \alpha'' = \alpha_{AC} - 2.$$

Если разность полученных дирекционных углов $\alpha' - \alpha''$ не превышает 2′, в качестве окончательного его значения принимают среднее

$$\alpha_{AP} = \frac{\alpha' + \alpha''}{2}.$$

2. Путем решения прямой геодезической задачи вычисляют приращения координат опознака Δx_{AP} и Δy_{AP}

$$\Delta x = S_{AP} \cdot \cos \alpha_{AP}, \quad \Delta y = S_{AP} \cdot \sin \alpha_{AP},$$

а затем и сами координаты

$$x_P = x_A + \Delta x,\ y_P = y_A + \Delta y.$$

Контроль вычислений и определений x_P и y_P можно осуществить двумя путями.

Вначале из решения обратных геодезических задач с использованием контролируемых координат x_P и y_P находят дирекционные углы примычных направлений PD и PE

$$\alpha_{PD} = \alpha_{AP} + 3;\ \alpha_{PE} = \alpha_{AP} - 4.$$

Вторые (контрольные) значения координат опознака P получают, решая прямую засечку по формулам Гаусса.

$$x_P = \frac{x_D \operatorname{tg} \alpha_{PD} - x_E \operatorname{tg} \alpha_{PE} - y_D + y_E}{\operatorname{tg} \alpha_{PD} - \operatorname{tg} \alpha_{PE}},$$

$$y_P = (x_P - x_D)\operatorname{tg} \alpha_{PD} + y_D = (x_P - x_E)\operatorname{tg} \alpha_{PE} + y_E.$$

Допустимые расхождения в координатах из двух определений зависят от масштаба съемки и приведены в табл. 35.

Если один из углов при опознаке (например 3) лежит в пределах 60—120°, то можно выполнить контроль через этот угол, так как его измеренное значение должно равняться разности соответствующих дирекционных углов в пределах точности определений 2′

$$(\alpha_{PD} - \alpha_{PA}) - 3 \leq 2',$$

где α_{PD} получают из решения обратной геодезической задачи с использованием контролируемых координат x_P, y_P .

Схема вторая (см. рис. 142, *в*). 1. Решая треугольники API и $APII$ по теореме синусов, дважды определяют неприступное расстояние S_{AP}

$$S' = \frac{b_1 \cdot \sin 3}{\sin (1+3)},\ S'' = \frac{b_2 \cdot \sin 4}{\sin (1+2+4)}$$

Если расхождение значений S' и S'' не превышает 1 : 1000 их величины, вычисляют среднее из них

$$S_{AP} = \frac{S' + S''}{2}.$$

2. Определяют дирекционный угол направления AP дважды с контролем

$$\alpha' = \alpha_{AB} + (1+2+5),\ \alpha'' = \alpha_{AC} - 6.$$

При допустимом расхождении между α' и α'' находят среднее из них.

3. Получают координаты опознака P в первом цикле вычислений

$$x_P = x_A + S_{AP} \cdot \cos \alpha_{AP},\ y_P = y_A + S_{AP} \cdot \sin \alpha_{AP}.$$

4. В целях контроля вторично вычисляют x_P, y_P через одну из базисных точек треугольников, например *I*

$$\alpha_{AI} = \alpha_{AB} + (2+5); \quad \alpha_{IP} = \alpha_{AI} - 3;$$

$$x_I = x_A + b_1 \cos \alpha_{AI}; \quad x_P = x_1 + S_{IP} \cdot \cos \alpha_{IP};$$

$$y_I = y_A + b_1 \sin \alpha_{AI}; \quad y_P = y_I + S_{IP} \cdot \sin \alpha_{IP},$$

где S_{IP} — находят по теореме синусов из того же треугольника, что и S_{AP}.

5. При допустимых значениях разностей двух значений координат x_P и y_P (см. табл. 35) находят их окончательные значения как среднее.

§ 110. СПОСОБ СНЕСЕНИЯ КООРДИНАТ С ВЕРШИНЫ ЗНАКА НА ЗЕМЛЮ

Этот способ используют для привязки опознака *P* к геодезическому пункту *A*, недоступному и для угловых, и для линейных измерений — шпиль башни, дымовой трубы, мачты и др. (рис. 143). Необходимым условием такой привязки является обеспечение видимости с опознака не только на близлежащий недоступный пункт *A*, но и еще на два каких-либо удаленных пункта *M* и *N* геодезической сети, называемых боковыми пунктами.

Решение задачи начинают с построения двух малых вспомогательных треугольников *API* и *APII*, в которых с целью определения неприступного расстояния S_{AP} измеряют базисы b_1 и b_2 и прибазисные углы *1, 2, 3, 4*. Для передачи дирекционного угла на направление *AP* должны быть измерены еще два угла *5* и *6* на удаленные боковые пункты *M* и *N*. Размеры и направления базисов выбирают с таким расчетом, чтобы при недоступном пункте А углы были не менее 25°, а прибазисные углы — не менее 50°. По известным формулам теоремы синусов (см. рис. 142, *в*) расстояние S_{AP} определяется дважды как неприступное. Далее необходимо определить примычные углы λ_1 и λ_2 при пункте *A*, которые нельзя измерить непосредственно. Для вычисления одного из них, например λ_1,

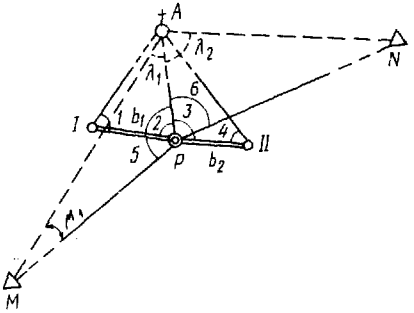


Рис. 143. Схема снесения координат

из решения обратной геодезической задачи находят исходный дирекционный угол α_{AM} и длину стороны S_{AM}:

$$\operatorname{tg}\alpha_{AM}=\frac{y_M-y_A}{x_M-x_A};\quad S_{AM}=\frac{y_M-y_A}{\sin\alpha_{AM}}=\frac{x_M-x_A}{\cos\alpha_{AM}}.$$

Затем из большого треугольника APM по теореме синусов вычисляют угол μ_1

$$\sin\mu_1=\frac{S_{AP}}{S_{AM}}\cdot\sin 5.$$

Тогда примычный угол λ_1 определяют как дополнение суммы углов до 180°: $\lambda_1=180^\circ-(\mu_1+5)$. Вычислив аналогично углы μ_2 и λ_2 из второго треугольника (APN), получают возможность контроля правильности определения обоих примычных углов $\lambda_1+\lambda_2=\alpha_{AM}-\alpha_{AN}$.

По вычисленным углам λ_1 и λ_2 находят дважды значения искомого дирекционного угла α_{AP}: $\alpha'=\alpha_{AM}\pm\lambda_1$; $\alpha''=\alpha_{AN}\pm\lambda_2$. Знаки «+» и «—» в этих формулах берутся в зависимости от расположения боковых пунктов M и N по отношению к пункту A. Если разность $\alpha'-\alpha''$ не превышает 2′, вычисляют среднее

$$\alpha_{AP}=\frac{\alpha'+\alpha''}{2}.$$

Все дальнейшие вычисления по определению и контролю координат опознака P производятся в полной аналогии с полярным методом по любой из рассмотренных ранее вычислительных схем — первой или второй (см. рис. 142, *а*, *в*) путем решения прямых геодезических задач или прямой засечки по формулам Гаусса. В табл. 39 приведен пример на вычисление координат опознака по схеме снесения координат с использованием двух видов контроля.

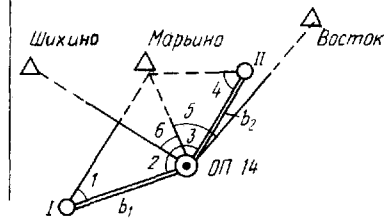
§ 111. ПАРАЛЛАКТИЧЕСКИЙ СПОСОБ

Этот способ применяют в тех случаях, когда с опознака затруднена или вовсе отсутствует видимость на пункт геодезической сети, например из-за рельефа местности. Как и в способе снесения координат, параллактический способ привязки является частным случаем полярного способа и требует производства как угловых, так и линейных измерений. Сущность способа состоит в следующем: на местности выбирается вспомогательная точка B с таким расчетом, чтобы с нее были видны как исходный A, так и определяемый P пункты (рис. 144). От этой точки разбивают два базиса b_1 и b_2 примерно перпендикулярно к линии AP. В образовавшихся треугольниках PBI, $PBII$, BAI и $BAII$ измеряют углы *1*, *2* и *3* при точке B. На пунктах A и P также измеряют углы *5*, *6*, *8*, *9* на концы базисов. Решая все четыре треугольника по теореме синусов, находят стороны S_{AB} и S_{BP}, каждую с контролем из двух

Таблица 39

Вычисление координат ОП 14 по методу снесения координат

Исходные данные

Исходные пункты	x	y	Измеренные углы		Измеренные базисы, м	Схема определения
Марьино	5460308,4	6414638,6	1. 57°57,0′	4. 60°54,4′	107,22	
Восток	5465546,9	6416075,7	2. 56 29,2	5. 93 29,5	111,41	
Шихино	5460104,7	6410443,9	3. 36 55,2	6. 13 17,2		

Решение треугольников

Название вершин	Углы	sin углов	Стороны, м	Название вершин	Углы	sin углов	Стороны, м
Марьино	(66° 23,8′)	0,91634	107,21	Восток	1° 02,0′	0,01805	98,26
ОП 14	56 29,2	0,83376	97,55	ОП 14	93 29,4	0,99814	5434,78
Iбаз	57 07,0	0,83978	98,25	Марьино	85 28,5	—	—
	180 00,0				180 00,0		
Марьино	(82 10,4)	0,99068	111,40	Шихино	0 18,5	0,00538	98,26
ОП 14	36 55,2	0,60070	67,55	ОП 14	13 17,2	0,22982	4199,92
IIбаз	60 54,4	0,87383	98,26	Марьино	166 24,3	—	—
	180 00,0		98,26		180 00,0		

Вычисление дирекционного угла неприступного расстояния (М—ОП 14)

$\alpha' = \alpha_{МВ} + \lambda_1 = 15°20,4' + 85°28,5' = 100°48,9';$

$\alpha'' = \alpha_{МШ} - \lambda_2 = 267°13,2' - 166°24,3' = 100°48,9';$

$\alpha_{ср} = 100°48,9'.$

Вычисление координат ОП 14 по формулам прямой геодезической задачи

Название вершин	Углы поворота	Дирекционные углы	Горизонтальное проложение (м)	Приращения		Координаты	
				Δx	Δy	x	y
Марьино						60308,4	14638,6
		100°48,9′	98,26	—18,4	+96,5		
ОП 14						60290,0	14735,1
						Контроль:	
Марьино	66°23,8′					60308,4	14638,6
		167 12,7	97,55	—95,1	+21,6		
$I_{баз}$	57 07,0					60213,3	14660,2
		44 19,7	107,21	+76,7	+74,9		
ОП 14						60290,0	14735,1
						60290,0	14735,1

Контрольное вычисление координат ОП 14 по формулам прямой засечки Гаусса

Названия пунктов 1 Исходных 2 3 Определяемого	α_1 α_2	x_1 x_2 x_P	$\operatorname{ctg}\alpha_1$ $\operatorname{ctg}\alpha_2$ $\operatorname{ctg}\alpha_1-\operatorname{ctg}\alpha_2$	y_1 y_2 y_P
1. Шихино	87° 31,7′	60104,7	+0,04317	10443,9
2. Восток	194 18,4	65546,9	+3,92125	16075,7
3. ОП 14		60290,0	—3,87808	14735,1

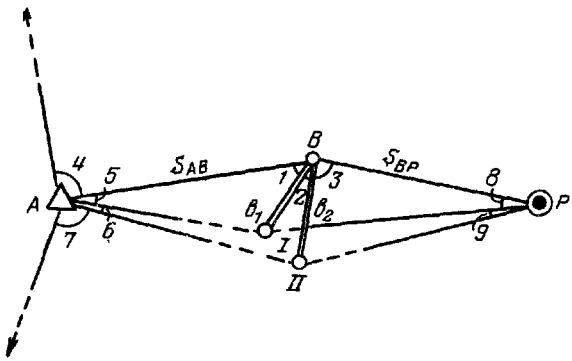


Рис. 144. Параллактический способ

треугольников. Далее по двум исходным направлениям AC и AD и измеренным примычным углам *4* и *7* вычисляют дирекционные углы α_{AB} и α_{BP}, а затем из решения прямых геодезических задач от A к B и от B к P находят координаты определяемого опознака. Для контроля передача координат на опознак может быть осуществлена от того же пункта A через направления на базисные вспомогательные точки *I* и *II*.

Малые углы *5*, *6*, *8*, *9* при точках A и P, называемые параллактическими, играют главную роль в определении основных расстояний S_{AB} и S_{BP}, отсюда и происходит само название этого способа привязки. Малые по величине параллактические углы создают неблагоприятную форму треугольников при их решении по теореме синусов, что значительно снижает точность полученных результатов. Строить большие базисы, противолежащие этим углам, невыгодно, так как это приводит к увеличению объемов линейных измерений и возрастанию абсолютной погрешности в длинах базисов. Поэтому инструкцией предусмотрено ограничение допустимых минимальных значений параллактических углов пределами 8—15°, а также повышение точности их измерений за счет использования более точных теодолитов и увеличения числа приемов. Так, углы порядка 8° рекомендуется измерять четырьмя приемами теодолитами типа Т2, а углы в 15° — теодолитами типа Т5 шестью приемами.

§ 112. СПОСОБ БЕЗДИАГОНАЛЬНЫХ ЧЕТЫРЕХУГОЛЬНИКОВ

В лесных районах, а также на застроенных территориях, плановые опознаки включаются в сеть пунктов, развиваемую в виде примыкающих друг к другу четырехугольников (рис. 145). В каждом из них измеряются все углы и одна сторона b, b_1, ..., b_n, а в первом и последнем четырехугольниках — две смежные стороны — a, b и b_n, c_n. Чтобы вычислить в первом четырехугольнике длины двух других сторон c и d, проведем из точки B линию BE, параллельную AD, а из точки E — линию EF, параллельную AB. Тогда

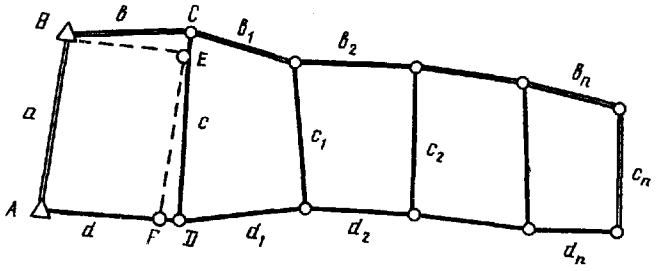


Рис. 145. Сеть бездиагональных четырехугольников

$c = DE + EC$, $d = AF + FD$.

Из треугольника CEB по теореме синусов получим

$$\frac{CE}{\sin(C+D)} = \frac{b}{\sin D}, \text{ откуда } CE = \frac{b \cdot \sin(C+D)}{\sin D}.$$

Из треугольника EDF аналогично имеем

$$\frac{ED}{\sin A} = \frac{a}{\sin D} \text{ и } ED = \frac{a \cdot \sin A}{\sin D}.$$

Следовательно, сторона c, как сумма отрезков CE и ED, будет равна

$$c = \frac{a \cdot \sin A + b \sin(C+D)}{\sin D}. \tag{11.21}$$

Из тех же треугольников аналогично предыдущему, найдем выражения для AF и FD

$$AF = \frac{b \cdot \sin C}{\sin D} \text{ и } FD = \frac{a \cdot \sin(A+D)}{\sin D}.$$

Таким образом

$$d = \frac{b \cdot \sin C + a \cdot \sin(A+D)}{\sin D}. \tag{11.22}$$

Пользуясь формулами (11.21, 11.22), вычисляют стороны всех остальных четырехугольников, предварительно увязав углы каждого из них. Служащая контролем угловых измерений невязка не должна первышать 1,7′ для каждой фигуры; заключительный контроль состоит в сравнении измеренной стороны последнего четырехугольника с ее вычисленным значением. Их расхождение не должно превышать 1/1000 длины стороны.

Погрешность определения сторон зависит от формы четырехугольников и будет тем меньше, чем ближе они по форме к квадратам. Этот способ привязки целесообразен, если при линейных измерениях используются свето- и радиодальномеры. Координаты вершин четырехугольников находят таким же способом, что и в теодолитном ходе.

§ 113. СОЧЕТАНИЯ МЕТОДОВ ПЛАНОВОЙ ПРИВЯЗКИ ОПОЗНАКОВ

При одновременном определении положения группы опознаков часто сочетают друг с другом различные методы привязки. Так, можно комбинировать все виды засечек, а также засечки с полярным методом или с астрономическим определением азимута.

Сочетание двух обратных засечек. На рис. 146, *а* представлена схема привязки двух опознаков P_1 и P_2 обратными засечками по трем направлениям на исходные геодезические пункты. Четвертым (контрольным) направлением здесь является направление взаимного наблюдения опознаков P_1—P_2. Вычислив их координаты по формулам обратной засечки без контроля, находят вторично по методу комбинированной засечки координаты одного из опознаков, пользуясь полученными значениями координат второго. Правильность определения положения обоих опознаков подтвердит сходимость двух значений координат для одного из них.

Сочетание прямой, обратной и комбинированной засечек. Пример привязки группы опознаков P_1, P_2 и P_3 комбинированной засечкой с двух исходных пунктов и со вспомогательной точки M, которая, в свою очередь, получена обратной засечкой с контролем по четырем направлениям A, B, C и D приведен на рис. 146, *б*. На рис. 146, *в* вспомогательная точка M определена прямой засечкой с трех пунктов геодезической сети A, B и C с контролем привязки опознаков P_1 и P_2 — комбинированными засечками с двух исходных пунктов и со вспомогательной точки M, а опознака P_3 — комбинированной засечкой с пунктов B и C с использованием направления P_3—P_2.

Сочетание обратной засечки с полярным способом. Если с опознака ограничена видимость, а с ближайшей точки местности M (см. рис. 146, *г*), выбранной в качестве вспомогательной, можно отнаблюдать четыре геодезических пункта, определяют точку M обратной засечкой с полным контролем. Затем с нее передают координаты на опознак P полярным способом, применяя, в зависимости от условий местности и расположения опознака по отношению к вспомогательной точке, любую из рассмотренных ранее схем вычислений (см. § 109). В данном случае базис малого треугольника выбран в створе одного из направлений на геодезический пункт D.

Сочетание обратной засечки с определением астрономического азимута. Если опознак определен обратной засечкой по трем направлениям A, B, C на геодезические пункты, контролем привязки может служить азимут одного из этих направлений, определенный астрономическим или другим автономным методом. Такой способ привязки представлен на рис. 146, *д*, где стрелкой обозначено направление PB, по которому был отнаблюден астроазимут.

Перейдя от азимута этого направления к дирекционному углу, сравнивают его значение с полученным из решения обратной засечки. Допустимым считается расхождение в пределах точности определений. Приведенные схемы сочетаний способов плановой

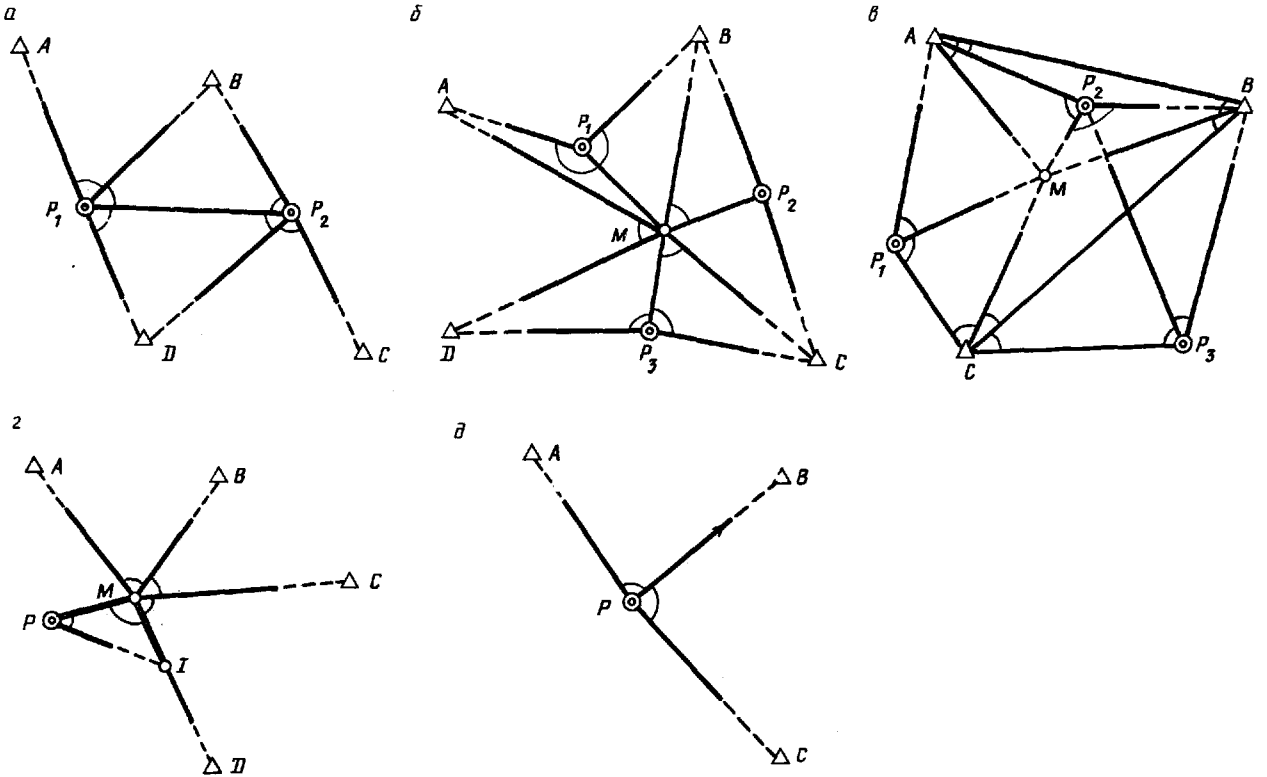


Рис. 146. Схемы сочетания методов плановой привязки аэрофотоснимков

привязки опознаков не исчерпывают всех возможных комбинаций. Для лучшего усвоения материала данного раздела желательно, чтобы учащиеся сами составили и рассмотрели другие схемы сочетаний; при этом необходимо разобраться в последовательности их решений, а также убедиться в достаточном количестве избыточных (контрольных) измерений.

§ 114. ОПРЕДЕЛЕНИЕ КООРДИНАТ ОПОЗНАКОВ ТЕОДОЛИТНЫМИ ХОДАМИ

Теодолитные ходы чаще других методов используют для привязки опознаков при крупномасштабной съемке, а при съемке залесенных и застроенных территорий и в других масштабах.

На рис. 147 представлены различные схемы теодолитных ходов и их систем. В основе их камеральной обработки лежит раздельное уравнивание углов и приращений координат разомкнутого одиночного хода, опирающегося на два исходных пункта (см. рис. 147, *а*). Инструкциями по топографическим съемкам [9, 10] допускается проложение замкнутых теодолитных ходов, опираю-

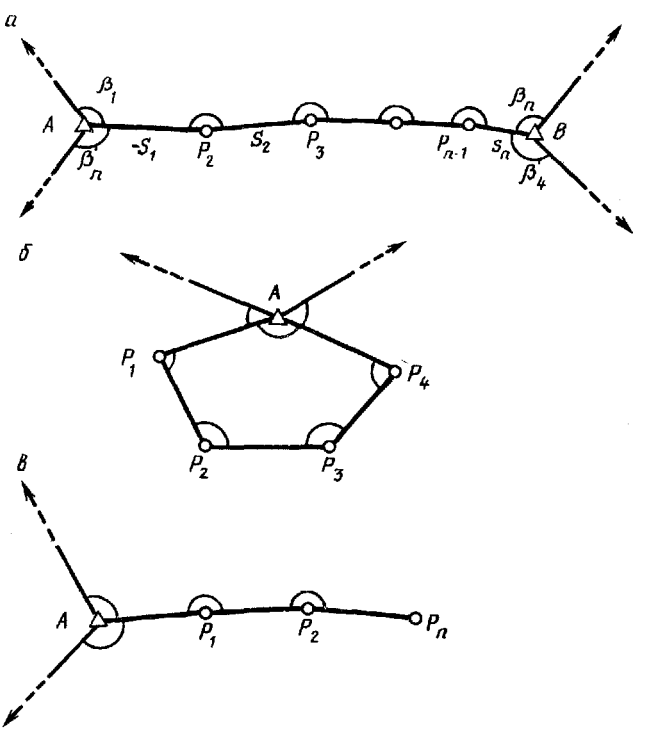
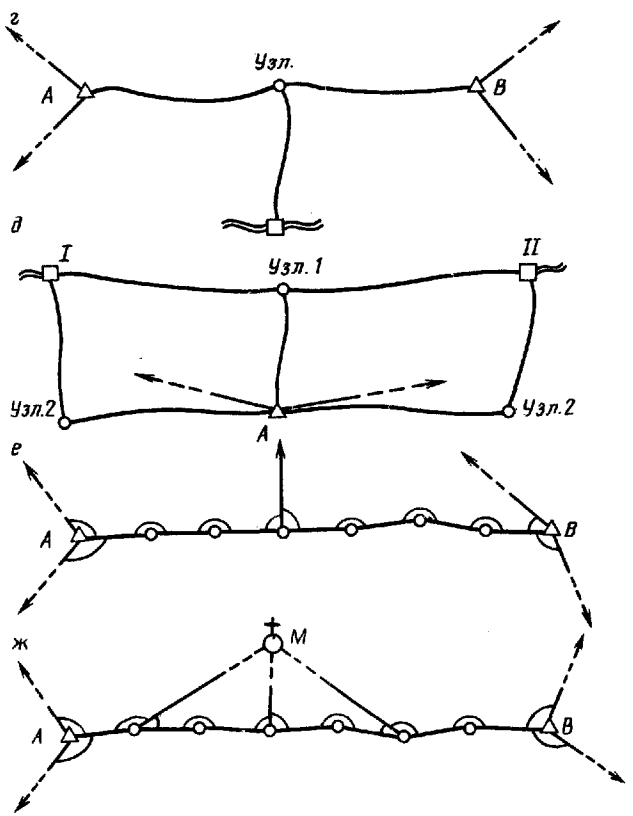


Рис. 147. Схемы теодолитных ходов и их систем

щихся на один исходный пункт (рис. 147, *б*). В проложенном также от одного исходного пункта *А* висячем теодолитном ходе рис. 147, *в* задача уравнивания не возникает, поскольку отсутствует избыточная величина — координаты второго исходного пункта. Поэтому точность такого хода снижается, что вынуждает ограничивать число его вершин до определенного предела.

Если расстояния между исходными пунктами превышают предельно допустимые длины ходов, приводимые в инструкциях, одиночные ходы заменяют системами ходов с одной или несколькими узловыми точками, опирающимися не менее, чем на три исходные пункта (см. рис. 147, *д*, *г*). При недопустимом числе сторон или углов поворота хода для ослабления накопления погрешностей угловых измерений в середине теодолитного хода определяют астрономическим методом (по Солнцу или по Полярной звезде) азимут одной из сторон или направления на удаленный предмет с точностью 30″ (см. рис. 147, *е*).

В тех случаях, когда с двух и более вершин теодолитного хода имеется видимость на местные предметы, расположенные



справа или слева от него (см. рис. 147, *ж*) и называемые боковыми пунктами, следует определять их положение прямыми засечками. Сходимость координат боковых пунктов, вычисленных от различных вершин теодолитного хода, будет служить контролем правильности угловых и линейных измерений, выполненных при его проложении.

Процесс проложения теодолитного хода является весьма трудоемким по сравнению с угловыми засечками и триангуляционными построениями, так как требует большого количества как угловых, так и линейных измерений. В то же время число опознаков может быть значительно меньше числа вершин хода, которые в этом случае будут играть роль вспомогательных точек. И все же, благодаря внедрению в геодезическое производство малых свето- и радиодальномеров, заметно повышающих эффективность теодолитных ходов, последние находят все более широкое применение как метод плановой привязки опознаков.

Согласно инструкции по крупномасштабным съемкам теодолитные ходы прокладываются с предельными относительными погрешностями 1/3000, 1/2000 и 1/1000 в соответствии с табл. 40.

В системах теодолитных ходов предельные допустимые длины ходов между узловыми точками должны быть на 30 % меньше приведенных в табл. 40.

Длины сторон теодолитных ходов не должны быть менее 20 м и более 350 м на застроенной территории и соответственно 40 и 350 м — на незастроенной территории. Длины висячих ходов не должны превышать величин, указанных в табл. 41.

Таблица 40

Масштаб	$m_s = 0{,}2$ мм			$m_s = 0{,}3$ мм	
	$\frac{1}{N} = \frac{1}{3000}$	$\frac{1}{N} = \frac{1}{2000}$	$\frac{1}{N} = \frac{1}{1000}$	$\frac{1}{N} = \frac{1}{2000}$	$\frac{1}{N} = \frac{1}{1000}$
	Допустимые длины между исходными пунктами, км $[s]_{пр}$				
1 : 5000	6,0	4,0	2,0	6,0	3,0
1 : 2000	3,0	2,0	1,0	3,6	1,5
1 : 1000	1,8	1,2	0,6	1,5	1,5
1 : 500	0,9	0,6	0,3	—	—

Таблица 41

Масштаб съемки	Длины висячих ходов, м		Масштаб съемки	Длины висячих ходов, м	
	на застроенных территориях	на незастроенных территориях		на застроенных территориях	на незастроенных территориях
1 : 5000	350	500	1 : 1000	150	200
1 : 2000	200	300	1 : 500	100	150

Число сторон в висячих теодолитных ходах на незастроенной территории должно быть не более трех, а на застроенной — не более четырех.

Предельные длины ходов могут быть определены по формуле

$$[s]_{\text{пр}} = f_s \cdot M \cdot N, \tag{11.23}$$

где f_s — предельная линейная невязка хода (от 0,4 до 0,6 мм) рассчитана на основании предельной погрешности в положении опознака; M — знаменатель численного масштаба съемки; N — знаменатель предельной относительной погрешности хода.

Для определения точности положения опознака, определяемого теодолитным ходом, можно использовать формулу средней квадратической погрешности и положения конечной точки хода вытянутой формы:

$$M_2 = [m_s^2] + \frac{m_\beta^2}{\rho^2} \cdot L^2 \cdot \frac{n+3}{12}, \tag{11.24}$$

где $[m_s^2] = \left(\frac{m_s}{s}\right)^2 \cdot s_{\text{ср}} \cdot n$, $\frac{m_s}{s}$ — предельная относительная погрешность линейных измерений в ходе; $S_{\text{ср}}$ — средняя длина стороны хода; L — длина хода; n — число сторон хода; m_β — средняя квадратическая погрешность измерения углов.

Например, для масштаба съемки 1 : 5000 при $\frac{1}{N} = \frac{m_s}{s} = \frac{1}{2000}$, $L = 4000$ м; $s_{\text{ср}} = 150$ м; $n = 25$; $m_\beta = 30''$, $\rho'' \approx 2 \cdot 10^{\prime\prime 5}$;

$$M^2 = \left(\frac{1}{2000}\right)^2 \cdot 150^2 \text{ м} \cdot 25 + \left(\frac{30''}{2 \cdot 10^{\prime\prime 5}}\right)^2 \cdot (4000 \text{ м})^2 \cdot \frac{25+3}{12} =$$

$$= 0{,}14 + 0{,}84 = 0{,}98 \text{ м}^2;$$

$$M = 0{,}99 \text{ м}.$$

Такая погрешность является предельной для данного масштаба и равной 0,2 мм (1,0 м в масштабе съемки). Поэтому для повышения точности хода необходимо уменьшить погрешность угловых измерений m_β и число сторон хода n, увеличив при этом их длину.

Тогда при той же точности линейных измерений $\frac{m_s}{s}$ и длине хода L, принятых в предыдущем примере, будем иметь $s_{\text{ср}} = 250$ м, $n = 15$, погрешность угловых измерений уменьшена до $m_\beta = 20''$;

$$M^2 = \left(\frac{1}{2000}\right)^2 \cdot 250^2 \text{ м} \cdot 15 + \left(\frac{20''}{2 \cdot 10^{\prime\prime 5}}\right)^2 \cdot (4000 \text{ м})^2 \cdot \frac{15+3}{12} =$$

$$= 0{,}23 + 0{,}24 = 0{,}47 \text{ м}^2;$$

$$M = 0{,}69 \text{ м}.$$

В этом случае результат предвычисления точности теодолитного хода удовлетворяет требованиям допустимой погрешности масштаба

1 : 5000. Таким же образом, используя формулу (11.24) и, задаваясь допустимой средней квадратической погрешностью положения заданной точки хода, можно рассчитать его длину и число сторон, а также точность угловых и линейных измерений, выполняемых при его проложении.

Повысить точность определения положения опознаков при использовании для привязки теодолитных ходов можно также путем проложения дополнительного хода, позволяющего образовать систему ходов с одной узловой точкой. Тогда средняя квадратическая погрешность определения опознака, расположенного в узловой точке, будет равна

$$M = \frac{1}{\sqrt{[p]}}, \qquad (11.25)$$

где $[p] = \left[\frac{1}{m^2}\right]$, а m_1, m_2, m_3 — средние квадратические погрешности в положении конечных точек ходов, сходящихся в узловой точке.

Принимая для удобства расчета величины M по формуле (11.25) средние квадратические погрешности всех ходов системы одинаковыми и равными $m_1 = m_2 = m_3 = 0{,}70$ м (предыдущий пример), получим значение M примерно на одну треть меньше вычисленной по формуле (11.24)

$$\left[\frac{1}{p}\right] = \left(\frac{1}{m^2}\right) \cdot 3 = \frac{3}{0{,}49} = 6{,}12;$$

$$M = \frac{1}{\sqrt{6{,}12}} = \frac{1}{2{,}47} = 0{,}40 \text{ м}.$$

§ 115. ТРЕБОВАНИЯ К ПОЛЕВЫМ ИЗМЕРЕНИЯМ ПРИ ПЛАНОВОЙ ПОДГОТОВКЕ АЭРОФОТОСНИМКОВ

Наиболее приемлемый метод определения координат опознаков, обеспечивающий требуемую точность и минимальные затраты труда устанавливают в процессе рекогносцировки. Перед началом работы в журнале угловых измерений составляют схему привязки, что позволяет в дальнейшем своевременно и полно контролировать порядок наблюдений. Для измерений углов используют теодолиты соответствующей точности — типа Т30, Т5, Т2 и другие им равноточные.

Измерениям предшествуют поверки и юстировки прибора.

Углы поворота в теодолитных ходах и углы в треугольниках при других способах привязки измеряют одним полным приемом. Расхождение значений углов в двух полуприемах допускается в пределах 45″ (0,8′). На пунктах с тремя или более направлениями

(например, при триангуляционных построениях, засечках, на узловых точках или при измерении примычных углов) применяют способ круговых приемов (двумя приемами с перестановкой лимба между приемами на угол $\delta = 90°$). В общем случае при измерении угла n приемами величина δ вычисляется по формуле

$$\delta = 180°/n.$$

С целью ориентировки схемы привязки при выполнении первого приема лимб ориентируют по магнитному меридиану.

Расхождения в замыкании горизонта и в направлениях, приведенных к общему нулю, не должны превышать $45''(0{,}8')$. Угловые невязки f_β в теодолитных ходах и других геометрических фигурах допускаются в пределах $1'\sqrt{n}$, где n — число углов (например, для треугольника допустимая невязка составляет $1{,}5'$, для четырехугольника — $2'$).

Измеренные примычные углы не должны отличаться от их значений, полученных по исходным данным, не более чем на $1'$. Визирными целями на опознаках и вспомогательных точках служат специальные вехи высотой от 2 до 5 метров в зависимости от рельефа местности и условий видимости.

Если при привязке невозможно установить теодолит на выбранной точке, то выбирают недалеко от центра знака C точку I (рис. 148) с таким расчетом, чтобы расстояние между ними l не превышало 1 : 10 000 от наименьшей стороны угла AIB. В случае, когда отрезок l, называемый линейным элементом центрировки, больше этого допуска, в измеренное направление CA вводится поправка за центрировку c. Из рисунка следует, что для определения поправки c необходимо знать расстояние s между наблюдаемыми пунктами, а также измерить величину l и угол θ при точке I, называемый угловым элементом центрировки. Из треугольника CIA по теореме синусов имеем

$$\sin c = \frac{l}{s} \cdot \sin\theta.$$

По малости угла c заменим $\sin c$ самим углом; получим

$$\frac{c}{\rho} = \frac{l}{s} \cdot \sin\theta,$$

или окончательно

$$c = \frac{l \cdot \rho}{s} \cdot \sin\theta.$$

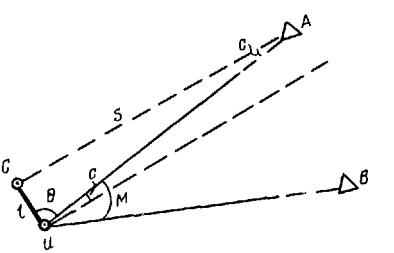


Рис. 148. Элементы центрировки

Длины линий в теодолитных ходах, используемых для плановой привязки опознаков, измеряются малыми светодальномерами типа 2СМ2, ЕОК 2000, светодальномерными насадками, электронными тахеометрами и редукционными тахеометрами, длиномерами типа АД, а также оптическими дальномерами Д2 и ДНР-5 при крупномасштабных съемках и ДН-8 — при съемках масштабов 1 : 10 000 и 1 : 25 000. При полярном способе привязки, где измеряемые расстояния сравнительно невелики, применяют, как правило, стальные рулетки; мерные 20-ти метровые ленты используют как исключение.

Перед началом работ на полевом компараторе определяют поправки за компарирование и коэффициенты дальномеров. При углах наклона, превышающих 1,5°, вводятся поправки за приведение к горизонту; поправка за температуру учитывается, если температура измерений отличается от температуры при компарировании не менее, чем на 8°, а поправка за компарирование — если она составляет более 1 : 10 000 от длины линии.

Применяя при развитии съемочных сетей для линейных измерений приборы, обеспечивающие точность порядка 1 : 5000 и выше (свето- и радиодальномеры, электронные и редукционные тахеометры, длиномеры и др.), в производственной практике допускают увеличение предельных длин теодолитных ходов и длин их сторон примерно вдвое.

§ 116. РЕКОМЕНДАЦИИ ПО ОБРАБОТКЕ РЕЗУЛЬТАТОВ ИЗМЕРЕНИЙ ПРИ ПЛАНОВОЙ ПОДГОТОВКЕ

По окончании полевых работ исполнитель обязан тщательно проверить все записи в журналах и соответствие точности выполненных измерений требованиям инструкции. Далее на отдельных листах или в специальных альбомах вычерчивают схемы привязки и выписывают на них средние значения измеренных углов и длин сторон. На схемах приводятся также взятые из каталогов исходные данные — координаты пунктов государственной геодезической сети и геодезических сетей сгущения, длины сторон и дирекционные углы. Если последние в каталогах отсутствуют, их вычисляют по координатам из решения обратных геодезических задач.

Следует обратить особое внимание на правильное пользование каталогами; любая допущенная при выписке данных ошибка сведет на нет результаты всех полевых работ.

Учитывая требования обеспечения графической точности масштаба съемки, а также сравнительно небольшие расстояния между определяемыми и исходными пунктами, координаты плановых опознаков вычисляют упрощенными способами, используя малые программируемые ЭВМ, микрокалькуляторы, а при их отсутствии — простейшие калькуляторы или арифмометры в сочетании с пятизначными таблицами натуральных значений тригонометрических функций. Координаты опознаков вычисляют, как правило,

дважды, с контролем из двух независимых определений при соблюдении допустимых расхождений; за окончательный результат принимают среднее арифметическое из двух определений, тем самым повышая его точность. Окончательные значения углов округляются до 0,1′ (0,001°), сторон — до 0,01 м, приращений координат и самих координат — до 0,1 м.

Все вычисления выполняются на специальных бланках, содержащих типовую схему действий (алгоритм), соответствующую выбранной группе формул.

§ 117. НАЗНАЧЕНИЕ И ПРОЕКТИРОВАНИЕ ВЫСОТНЫХ ОПОЗНАКОВ

При стереотопографическом методе съемки, когда и плановая, и высотная части карты выполняются в камеральных условиях, высотное съемочное обоснование создается привязкой высотных опознаков. При этом четкие контурные точки аэрофотоснимка, выбранные в качестве высотных опознаков, должны быть опознаны и наколоты на снимке с погрешностью, не превышающей 0,2 мм в масштабе карты или плана, а затем закреплены на местности.

Так как для плановых опознаков определяют не только координаты, но и их отметки, в качестве высотных используют также и плановые опознаки. Высотная подготовка аэроснимков включает в себя следующие виды работ:

составление проекта размещения высотных опознаков (ОВ);

выбор, опознавание и закрепление на местности контурных точек;

полевые измерения по определению отметок опознаков;

вычисление отметок опознаков и составление каталога.

При составлении проекта размещения высотных опознаков возможны два варианта высотной подготовки: *сплошная и разреженная.* Выбор того или иного варианта зависит от масштаба фотографирования, заданной высоты сечения рельефа, характера местности (застроенная или незастроенная территория) и последующего метода фотограмметрической обработки.

Сплошная (или полная) высотная подготовка для съемки масштаба 1 : 10 000 предусматривает обеспечение каждой стереопары четырьмя, и для съемок крупных масштабов — пятью высотными опознаками (рис. 149). При этом высотные опознаки располагают в углах стереопары в зонах поперечного перекрытия снимков; пятый опознак находится в середине рабочей зоны и служит для контроля рисовки рельефа.

При съемках с минимальной высотой сечения рельефа 0,25 м всегда проводится сплошная высотная подготовка, а для сечений 0,5 и 1,0 м ее выполняют только в равнинной местности.

Разреженная высотная подготовка осуществляется с целью сокращения объемов полевых работ и применяется при сечениях

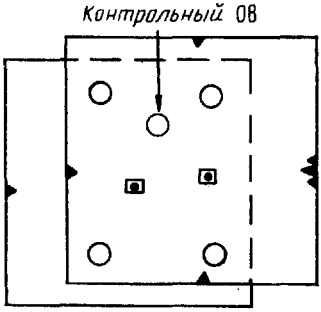


Рис. 149. Схема расположения высотных опознаков ОВ на стереопаре

Таблица 42

Масштаб съемки	Высота сечения рельефа, м	Расстояние между рядами ОВ, км	Масштаб съемки	Высота сечения рельефа, м	Расстояние между рядами ОВ, км
1 : 500 — 1 : 5000	0,5 1,0	2,0—2,5 2,0—2,5	1 : 25 000	2,5 5,0	8,0—10,0 20—25,0
1 : 10 000	2,0	8,0—10,0			

1,0, 2,0, 2,5, 5,0 и 10,0 м; в этом случае высотные опознаки располагаются не на каждой стереопаре, а парами, на определенных расстояниях друг от друга в зонах поперечного перекрытия, по обе стороны от оси маршрутов.

В зависимости от масштаба топографической съемки и заданной высоты сечения рельефа рекомендуемые инструкциями расстояния между парами (рядами) опознаков видны из табл. 42.

Следует иметь в виду, что для высот сечения рельефа 2,0 и 5,0 м в масштабах 1 : 500—1 : 5000; 5,0 м — в масштабе 1 : 10 000 и 10 м — в масштабе 1 : 25 000 все высотные опознаки должны быть совмещены с плановыми. Для малых же высот сечения рельефа — 0,25, 0,5 и 1,0 м требуемая густота высотных опознаков значительно выше, чем плановых.

Типовые схемы размещения плановых и высотных опознаков приводятся в действующих инструкциях по топографическим съемкам [9, 10].

В дополнение ко всем перечисленным выше основным точкам, в процессе высотной подготовки аэрофотоснимков предусмотрено определение отметок урезов воды в реках и водоемах (через каждые 10—15 см на плане) и характерных точек рельефа, являющихся четкими контурами в промежутках между опознаками. Кроме того, высотными опознаками обеспечиваются крайние на участке съемки маршруты. Все эти дополнительные точки используются в дальнейшем для контроля стереорисовки рельефа.

Так, при съемках крупных масштабов на каждую съемочную трапецию должно быть определено не менее пяти таких дополнительных высотных точек.

В качестве контрольных точек могут использоваться также пункты триангуляции, полигонометрии, грунтовые реперы, точки съемочной сети и контрольных ходов, изобразившиеся на аэрофотоснимках. Точность опознавания ОВ не должна приводить к погрешности в его отметке, превышающей 1/10 высоты сечения рельефа. Поэтому высотные опознаки необходимо выбирать на четко опознаваемых контурах, хорошо изобразившихся на всех перекрывающихся аэрофотоснимках; при этом нужно помнить, что ОВ не следует намечать на крутых склонах и вблизи высоких строений и деревьев. Если съемка выполняется в малоконтурных районах и опознавание высотных точек затруднено, их положение разрешается определять промерами расстояний не менее, чем от трех близлежащих и четко изобразившихся на снимках контуров или в створе между двумя из них.

Все опознанные высотные точки фиксируют на снимках наколами, обводят кружками черной тушью и подписывают их номера. Кружками того же цвета, но меньшего диаметра, обводят опознанные и наколотые на снимке характерные точки рельефа и ситуации. Урезы воды оформляют и подписывают зеленым цветом. На обратной стороне аэрофотоснимка накол обводят мягким карандашом, рядом с наколом и номером точки приводят характеристику опознака, и, если необходимо, зарисовывают абрис или профиль местности (рис. 150).

Высотные опознаки, определенные промерами, не накалывают, а оформляют на лицевой стороне снимка пунктиром; в этом случае наколами фиксируют контурные точки, от которых определялось положение опознака. На обратной стороне аэрофотоснимка вычерчивается схема с указанием расстояний от ОВ до контурных точек.

Закрепление ОВ на местности производится, как правило, временными знаками: деревянными кольями, металлическими трубками, штырями и т. д., забиваемыми в грунт на глубину 0,4—0,6 м. Знак окапывается круглой канавой, его центр обозначается гвоздем, вбитым в верхний срез кола или насечкой на металле.

По завершении высотной подготовки выполняется контрольное опознавание ОВ на чистом экземпляре аэрофотоснимков. При

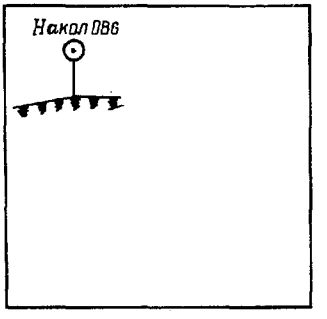


Рис. 150. Схема оформления ОВ на обратной стороне аэрофотоснимка

разреженной подготовке контрольному опознаванию подлежат все ОВ, при сплошной — не менее 25 %.

§ 118. МЕТОДЫ И ТОЧНОСТЬ ОПРЕДЕЛЕНИЯ ВЫСОТ ОПОЗНАКОВ

Определение высот опознаков производится геометрическим и тригонометрическим нивелированием путем проложения нивелирных и высотных ходов, а также тригонометрическим нивелированием по сторонам засечек или триангуляционных построений. Высотные ходы могут прокладываться в виде одиночных ходов между двумя исходными реперами или систем ходов с одной или несколькими узловыми точками. Передача превышения на опознак тригонометрическим нивелированием по сторонам засечек или триангуляционных построений осуществляется не менее, чем по трем односторонним или двум двусторонним направлениям. Выбор того или иного способа обусловлен величиной допустимой средней квадратической погрешности определения высоты опознака, равной 1/10 высоты сечения рельефа в равнинной местности и 1/5 — при значительных углах наклона ($\nu = 5°$) в предгорной и горной местности. Для передачи превышений в равнинной местности используют геометрическое нивелирование.

Техническое нивелирование. Оно выполняется в равнинной местности при съемках с высотой сечения рельефа 0,25, 0,5, 1,0 и 2,0 м.

Нивелирование производится с помощью нивелиров типа Н3, Н3К и Н10 с ценой деления цилиндрического уровня не более 45″ на 2 мм. Ходы прокладываются между пунктами высотной геодезической основы в одном направлении с использованием двусторонних шашечных реек, устанавливаемых на нивелирные башмаки или забиваемые в грунт колья. Расстояния от прибора до реек, определяемые нитяным дальномером, допускаются в пределах до 200 м. Расхождения в превышениях, определенных по черной и красной сторонам реек, не должны быть более 5 мм.

Невязки нивелирных ходов не должны превышать величин, вычисляемых по формуле

$$f_h = 5 \text{ см } \sqrt{L}, \tag{11.26}$$

где L — длина хода в км.

Если число станций n в ходе превышает 25 на 1 км, то допустимую невязку подсчитывают по формуле

$$f_h = 10 \text{ см } \sqrt{L}.$$

Задаваясь в формуле (11.26) допустимой невязкой f_h в зависимости от высоты сечения рельефа, можно рассчитать соответствующую предельную длину нивелирного хода.

Так, для высоты сечения рельефа 0,25 м допустимая средняя квадратическая погрешность определения высоты опознака составляет

$0{,}25\ \text{м} \cdot 1/10 = 2{,}5\ \text{см}.$

Следовательно, предельная погрешность будет равна

$f_{h_{\text{пред}}} = 2 \cdot 2{,}5\ \text{см} = 5\ \text{см}.$

Подставив это значение $f_{h_{\text{пред}}}$ в формулу (11.26), найдем допустимую длину L высотного хода

$$L = \frac{f_h^2}{(5\ \text{см})^2} = \frac{5^2\ \text{см}^2}{5^2\ \text{см}^2} = 1\ \text{км}.$$

Для высоты сечения рельефа 0,5, 1,0 м по той же формуле получим соответственно $L = 4$ км и $L = 16$ км.

Нивелирование горизонтальным визирным лучом с помощью теодолита или тахеометра. В этом случае используют теодолиты, кипрегели и тахеометры, имеющие цилиндрический уровень при трубе или компенсатор при вертикальном круге. Такой вид высотной привязки опознаков применяется для съемок в масштабе 1 : 10 000 с высотой сечения рельефа 2,0 и 2,5 м, ходы прокладываются не только между пунктами геодезического обоснования, но и между точками съемочной сети и вспомогательными точками, отметки которых определены геометрическим нивелированием. Порядок работы на станции, допустимые расхождения в превышениях, полученных по черной и красной сторонам реек, а также длины визирных лучей те же, что и при выполнении технического нивелирования.

Допустимая невязка хода определяется формулой

$$f_h = 10\ \text{см}\sqrt{L}. \qquad (11.27)$$

По аналогии с предыдущими расчетами по формуле (11.27) найдем допустимые длины ходов для высоты сечения рельефа 2,0 м и 2,5 м соответственно равными $L = 16$ км и $L = 25$ км. Рассмотренная методика предвычисления точности нивелирных ходов лежит в основе определения нормативов по их предельным длинам, рекомендуемым действующими инструкциями.

Высотный ход, прокладываемый теодолитом или тахеометром наклонным визирным лучом. При топографических съемках с высотой сечения рельефа 2,0 м и 5,0 м высотная привязка может осуществляться тригонометрическим нивелированием с помощью высотных ходов. В этом случае превышения между пунктами хода определяются по формуле

$$h = \frac{1}{2} s \cdot \sin 2\nu + i - v, \qquad (11.28)$$

где s — длина стороны хода; ν — угол наклона; i — высота прибора; v — высота визирования.

Углы наклона в ходе измеряют одним полным приемом при двух положениях вертикального круга. Для контроля измерений

и повышения точности их результатов каждое превышение измеряют в прямом и обратном направлениях.

При проложении высотных ходов методом тригонометрического нивелирования прибор можно устанавливать как в каждой точке хода, так и через точку. В последнем случае превышения определяют дважды в одном направлении, измеряя вертикальные углы на два различных деления рейки, отстоящих друг от друга на расстояние не менее 1 м. Разность между значениями прямого и обратного превышений или двух односторонних превышений не должна быть более 4 см на 100 м расстояния. Допустимые невязки в высотных ходах этого вида определяют по формулам

$$f_h = 20 \text{ см } \sqrt{L},$$

где L — длина хода в км, или

$$f_h = 0{,}04 \text{ см} \cdot s_{\text{ср}} \sqrt{n},$$

где n — число сторон хода, а $s_{\text{ср}}$ — средняя длина стороны хода, вычисляемая из соотношения $s_{\text{ср}} = \frac{L}{n}$. В особых случаях к точности высотного хода, проложенного методом тригонометрического нивелирования, могут предъявляться более высокие требования; соответствующая методика полевых работ устанавливается на основе специальных расчетов.

Оценим точность превышения h, найденного по формуле (11.28), продифференцировав ее по переменным s и ν; погрешности измерения величин i и l не превышают 1 см и ими можно пренебречь

$$dh = \left(\frac{1}{2}\sin 2\nu\right) ds + (s \cdot \cos 2\nu)\frac{d\nu}{\rho}.$$

Переходя к средним квадратическим погрешностям, получим

$$m_h^2 = \left(\frac{1}{2} \cdot \sin 2\nu\right)^2 m_s^2 + (s \cdot \cos 2\nu)^2 \left(\frac{m_\nu}{\rho}\right)^2. \qquad (11.29)$$

Приняв погрешность линейных измерений равной $\frac{m_s}{s} = 1/300$, а погрешность угловых $m_\nu = 30''$ для $s = 100$ м и $\nu = 3^\circ$ по формуле (11.29) найдем $m_h = 2{,}2$ см. Соответствующая предельная погрешность превышения h будет равна $\Delta h = 2 \cdot m_h = 2 \cdot 2{,}2$ см ≈ 4 см. Этот допуск, как известно, принят в качестве предельного расхождения между прямым и обратным превышениями сторон хода. Для оценки точности всего высотного хода длиной L с числом сторон n преобразуем формулу (11.29) таким образом, чтобы найти среднюю квадратическую погрешность отметки последней точки хода как сумму квадратов погрешностей всех измеренных превышений его сторон

$$M_H^2 = \sum_1^n m_h^2.$$

Не приводя всех промежуточных преобразований, представим формулу для подсчета $M_н$ в готовом виде, указав лишь на принятые при ее выводе допущения.

Все стороны хода s считаются примерно одинаковыми.

Углы наклона ν заменены некоторым средним их значением. Учтено также, что точность среднего и прямого и обратного превышений в $\sqrt{2}$ раз выше точности результата его однократного определения

$$M_H^2 = \frac{L \cdot s}{2}\left[\left(\frac{m_s}{s}\right)^2 \operatorname{tg} \nu_{ср}^2 + \left(\frac{m_\nu}{\rho}\right)^2\right]. \qquad (11.30)$$

Для $s = 250$ м, $L = 9$ км, $\nu_{ср} = 2°$, $\frac{m_s}{s} = 1/300$, $m_\nu = 30''$ и $\rho \approx 2 \cdot 10^{n5}$, вычисленное по формуле (11.30), значение M_H будет равно

$M_H = 0{,}20$ м.

Согласно требованию действующих инструкций, найденная средняя квадратическая погрешность M_H определения высоты опознака является допустимой, поскольку она не превышает 1/10 принятой высоты сечения рельефа (2 м).

При тех же значениях s и L и погрешностей $\frac{m_s}{s}$ и m_ν, но для $\nu = 5°$ погрешность M_H составит 0,35 м, и, следовательно, станет недопустимой. В этом случае опознак можно включить в качестве узловой точки в систему высотных ходов; тогда погрешность его отметки, полученной как среднее весовое, уменьшится в корень квадратный из числа ходов, образующих систему (при примерно равной их длине). Так, например, для системы из трех ходов величина погрешности M_H будет равна $M_H = \frac{0{,}35 \text{ м}}{3} = 0{,}20$ м. При производстве топографических съемок территорий с большими значениями углов наклона ν в формуле (11.30) возрастает влияние ее первого члена, содержащего погрешность измерения сторон хода $\frac{m_s}{s}$. Поэтому, если по условиям местности построить на участке съемки систему высотных ходов невозможно, повысить точность высотной привязки опознака следует путем геометрического нивелирования или применением вместо нитяного дальномера оптических дальномеров Д-2 и ДН-8, уменьшив таким образом погрешность $\frac{m_s}{s}$ до величины 1/1000. Подставив эту величину в формулу (11.30) для условий предыдущего примера, получим $M_H = 0{,}18$ м. Применение для линейных измерений свето- и радиодальномеров позволяет не только повысить еще больше точность привязки этого вида; в этом случае стороны хода могут быть увеличены до 700 м и эффективность полевых работ значительно возрастет.

Отметим, что при использовании насадок, свето- и радиодальномеров измеренные ими расстояния необходимо приводить к горизонту по формуле:

$$s = D \cdot \cos^2 \nu,$$

а при вычислении превышений применять формулу

$$h' = s \cdot \operatorname{tg} \nu.$$

Тригонометрическое нивелирование по сторонам засечек триангуляционных построений. Высоты опознаков для изображения рельефа с сечением 2,0 м и 5,0 м в открытых районах определяют тригонометрическим нивелированием по сторонам триангуляционных построений или засечек. В этом случае при сторонах фигур до 5 км для измерения углов наклона используют 30-секундные теодолиты, а при сторонах до 12 км — точные теодолиты (типа Т5 и Т2). Превышения передают не менее, чем по двум двусторонним или по трем односторонним направлениям, значения h вычисляют по формуле

$$h = s \cdot \operatorname{tg} \nu + i - v + f,$$

где s — горизонтальное проложение; f — поправка за кривизну Земли и рефракцию, определяемая из соотношения

$$f = \frac{1-k}{2R} s^2,$$

где, в свою очередь, $k = 0{,}14$ — коэффициент рефракции, а R — средний радиус Земли, равный 6370 км.

Для обоснования методики предвычисления точности превышения, полученного из тригонометрического нивелирования по сторонам засечек и триангуляционных построений, проанализируем формулу средней квадратической погрешности m_h превышения, которая приводится без вывода и имеет следующий вид

$$m_h^2 = \left(\frac{s}{\cos^2 \nu}\right)^2 \cdot \left(\frac{m_\nu}{\rho}\right)^2 + \left(\frac{s^2}{2R}\right)^2 m_k^2. \qquad (11.31)$$

По формуле (11.31) рассчитаем величину m_h для трех вариантов исходных данных

1. $s = 5$ км, $\nu = 5°$, $m_\nu = 30''$ и $m_k = 0{,}03$,
2. $s = 12$ км, $\nu = 5°$, $m_\nu = 30''$ и $m_k = 0{,}03$,
3. $s = 12$ км, $\nu = 5°$, $m_\nu = 5''$ и $m_k = 0{,}03$.

В результате проведенных расчетов получены следующие значения средних квадратических погрешностей

1. $m_h = 0{,}76$ м,
2. $m_h = 1{,}85$ м,
3. $m_h = 0{,}45$ м.

Из сравнения полученных результатов можно сделать следующие выводы:

1. Решающее влияние на величину погрешностей m_h оказывает длина стороны s, по которой передается превышение h (m_h = =0,76 м при $s = 5$ км и $m_h = 1{,}85$ м при $s = 12$ км).

2. Повышение точности угловых измерений значительно уменьшает погрешность превышения ($m_h = 1{,}85$ м при $m_\nu = 30''$ и m_h = $= 0{,}45$ м при $m_\nu = 5''$).

Эти выводы согласуются с требованиями инструкции, рекомендующей передавать превышения по наиболее коротким сторонам, а при отсутствии такой возможности — уменьшать погрешность угловых измерений за счет применения более точных теодолитов (Т5, Т2). Учитывая невысокую точность тригонометрического нивелирования по сравнению с геометрическим, необходимо увеличивать число передач превышений на опознак. Поэтому инструкция предусматривает измерение углов наклона не менее, чем по трем односторонним или двум двусторонним нпаправлениям. В этом случае погрешность определения отметки опознака как среднего весового, будет снижена до величины M_H, равной

$$M_H = \frac{m_\nu}{\rho\sqrt{[p]}}, \tag{11.32}$$

где $[p] = \left[\frac{1}{s^2}\right]$.

Так, для первого варианта расчетов, но при трех отнаблюденных направлениях длиной $s = 5$ км вместо $m_h = 0{,}76$ м по формуле (11.32) получим $M_H = 0{,}42$ м.

После завершения работ по полевой подготовке аэрофотоснимков сдаются следующие материалы:

аэрофотоснимки с оформленными точками съемочного обоснования (опознаками);

аэрофотоснимки с контрольным опознаванием;

журналы наблюдений и схемы определения опознаков;

ведомости вычислений;

каталоги кооординат и высот.

Пример на вычисление отметки опознака, полученного из тригонометрического нивелирования по сторонам засечки при трех односторонних направлениях, представлен в табл. 43.

На практике такой вид вычислений часто называют «определением отметки уединенной точки».

Обработка результатов измерений сводится к определению средней весовой отметки опознака и оценке точности окончательного результата. Процесс вычислений выполняется в следующем порядке (см. табл. 43):

1. Определяют превышение по каждому направлению по формуле $h = s\,\mathrm{tg}\,\nu + i - l + f$.

2. Находят частные отметки и их веса

Таблица 43

Вычисление отметки уединенной точки (ОП 12)*, полученной из тригонометрического нивелирования по сторонамм засечки

Направления	Исходные данные				Вычисление превышения				Вычисление отметки		Оценка точности			
	i, м	l, м	ν	s, м	$s\cdot\operatorname{tg}\nu$, м	$i-l$, м	$f=0{,}42\frac{s^2}{R}$, м	h, м	$H_{\text{исх}}$, м	$H_{\text{ОП}}$, м	$p=\frac{100}{s^2}$	v	pv	pv^2
Кусково —ОП 12	1,81	2,44	—1°05,0′	1134,2	—21,45	—0,63	+0,09	—21,99	166,36	144,37	77,76	+0,14	+10,87	1,52
Гривна —ОП 12	2,03	2,44	—0 37,1	1522,1	—16,43	—0,41	+0,15	—16,69	160,88	144,19	43,17	—0,04	—1,73	0,07
Мартово —ОП 12	2,07	2,44	—1 18,0	1419,8	—32,22	—0,37	+0,13	—32,46	176,52	144,06	49,59 170,52	—0,17	—8,43 +0,71	1,43 3,02

$h = s\cdot\operatorname{tg}\nu + i - l + f$, где f — выбирают из таблиц по аргументу s или вычисляют $f = 0{,}42\frac{s^2}{R}$, $R = 6370$ км. Контроль вычислений: $[pv] \le [p]\cdot 0{,}005$.

$$H_{\text{оп}} = \frac{[H'p]}{[p]} = H_0 + \frac{[\varepsilon p]}{[p]} = 144{,}00 + \frac{0{,}37\cdot 77{,}76 + 0{,}19\cdot 43{,}17 + 0{,}06\cdot 49{,}59}{77{,}76+43{,}17+49{,}59} = 144{,}23 \text{ м}.$$

Оценка точности:

$$\mu = \sqrt{\frac{[pv^2]}{n-1}} = \sqrt{\frac{3{,}03}{2}} = 1{,}23 \text{ м},$$

$$M_H = \frac{\mu}{\sqrt{[p]}} = \frac{1{,}23}{170{,}52} = 0{,}09 \text{ м}.$$

Ответ: $M_{\text{ОП}} + M_H = 144{,}23 \pm 0{,}09$ м.

* Координаты ОП 12 получены из прямой засечки. Расстояния s_1, s_2, s_3 вычислены из решения обратных геодезических задач; ν, i, l — измеренные величины

$H_i' = H_{\text{исх}} + h_i$; $p = \frac{100}{s^2}$.

3. Вычисляют окончательное значение отметки опознака как весовое среднее

$$H = \frac{[H^1 p]}{[p]}.$$

4. Оценивают точность полученных результатов по известным формулам

$$\mu = \sqrt{\frac{[pv^2]}{n-1}}, \quad M = \frac{\mu}{\sqrt{[p]}},$$

где $v_i = H - H_i'$ — уклонение частных значений отметок от уравненного; μ — средняя квадратическая погрешность единицы веса; M — средняя квадратическая погрешность окончательного результата.

Глава 12

КОМБИНИРОВАННЫЙ МЕТОД СЪЕМКИ

§ 119. СУЩНОСТЬ КОМБИНИРОВАННОЙ СЪЕМКИ

Комбинированный метод съемки — это мензульная съемка на фотоплане, составленном по материалам аэрофотосъемки. На фотопленке имеется фотографическое изображение местных объектов, для которых устанавливаются четкие границы, их качественные и количественные характеристики, что выполняется в процессе дешифрирования. Так как некоторые объекты в силу своих небольших размеров не изобразились на фотоплане или их скрыли при аэрофотосъемке другие объекты, например, дом лесника закрывают кроны деревьев и т. д., то производится досъемка ситуации и съемка рельефа.

В комбинированном методе съемки можно выделить ряд этапов: построение геодезической основы; аэрофотосъемка местности; фотолабораторные работы; плановая подготовка аэроснимков; фотограмметрическое сгущение опорной сети; трансформирование аэроснимков и изготовление фотоплана; создание высотного съемочного обоснования; полевая съемка рельефа и досъемка ситуации; дешифрирование.

Возможно также составление контурной части плана на стереофотограмметрических приборах в виде графических планов с камеральным дешифрированием по аэрофотоснимкам. Тогда в поле снимается рельеф, доснимается отсутствующая на графическом плане ситуация и уточняются сведения, полученные при камеральном дешифрировании. Такая технологическая схема приме-

няется, как правило, при съемке масштабов 1 : 2000 и крупнее при плотной городской застройке территории.

Комбинированная съемка обладает всеми достоинствами мензульной съемки на чистой основе и еще рядом собственных преимуществ. На фотоплане, как правило, можно опознать характерные линии и точки рельефа (бровки, тальвег, водораздельные линии), что позволяет более правильно изображать рельеф горизонталями. Хотя рисовка на темном фоне фотоплана для начинающих несколько тяжелее, чем на белом листе бумаги, но это возмещается богатством оттенков фотоизображения, передающим повышения и понижения рельефа местности. К фотоплану придается комплект аэроснимков на данную территорию. Рассматривание снимков под стереоскопом помогает еще лучше улавливать закономерности рельефа. Дешифрирование объектов, плановое положение которых определяется по фотоплану, съемка в поле только рельефа значительно сокращают объем полевых работ и делает этот метод экономически более выгодным в сравнении с остальными наземными съемками.

§ 120. СЪЕМОЧНОЕ ВЫСОТНОЕ ОБОСНОВАНИЕ

Комбинированный метод съемки требует, как и любой другой вид съемки, развития съемочной сети. Плановые опознаки, которые позволяют освободить аэроснимок от искажений, привести их к требуемому масштабу и создать на их основе фотоплан, являются плановым съемочным обоснованием комбинированной съемки. Высотное съемочное обоснование создается проложением высотных ходов. Основные высотные ходы сгущают государственную высотную геодезическую сеть до такой степени плотности, чтобы между этими пунктами можно было прокладывать съемочные высотные ходы. Основные ходы опираются на пункты, высоты которых определены геометрическим нивелированием, съемочные ходы могут опираться как на пункты государственной геодезической сети, так и на точки основных ходов (табл. 44).

Точки высотных ходов желательно выбирать так, чтобы была возможность их опознать, т. е. отождествлять точки местности с их изображением на фотоплане и накалывать их без каких-либо дополнительных измерений. Такой способ определения планового положения точек надежнее, чем накалывание точек по измеренному расстоянию и направлению. Если большая часть точек хода опознается, то погрешности в определении положения предыдущих неопознанных точек не будут накапливаться в конце хода и отпадает необходимость уравнивания такого хода в плане. Длина хода будет ограничиваться только допустимой предельной высотной погрешностью, из чего вытекает, что длины высотных ходов в комбинированной съемке могут быть намного больше, чем в мензульной съемке того же масштаба.

Таблица 44

Высотные ходы	Сечение рельефа									
	0,25 м		0,5 м		1 м		2 м		5 м	
	Геометрическое нивелирование						Тригонометрическое нивелирование			
	длина хода, м	невязка, м	длина хода, м	невязка, м	длина хода, м	невязка, м	длина хода, м	невязка, м	длина хода, м	невязка, м
Основные	2	0,07	8	0,14	16	0,20	6 в неблагоприятных условиях	0,30	12	1,00
Съемочные	1	0,08	4	0,15	8	0,20	3	0,60	6	1,00

Положение неопознанных точек хода можно определять по расстоянию и направлению, как это делается в мензульном ходе. Кроме того, положение точек определяется и другими методами.

Метод угловых (прямых, обратных и комбинированных) *засечек.* Исходными точками для засечек могут являться не только пункты обоснования, но и надежно опознанные контурные точки местности.

Метод линейных засечек (рис. 151). Пусть на фотоплане опознаны такие контура, как небольшой куст *a*, перекресток дорог *b* и нанесенный по координатам пункт триангуляции *c*.

Устанавливают мензулу в определяемую точку *D*, а рейку в точки *A*, *C*, *B* местности для определения до них расстояния. В

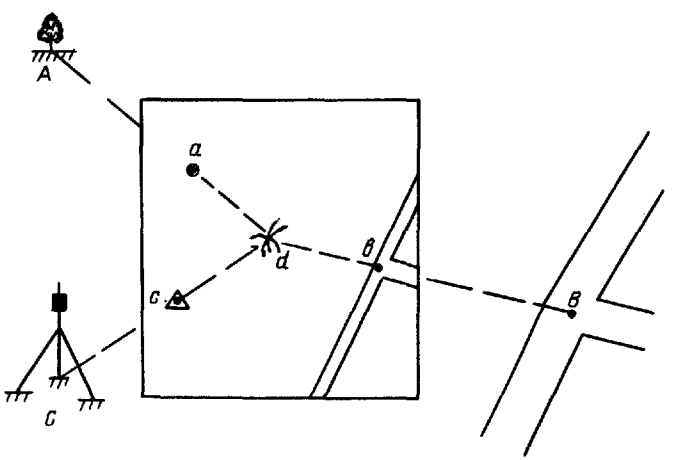


Рис. 151. Обратная линейная засечка на фотоплане

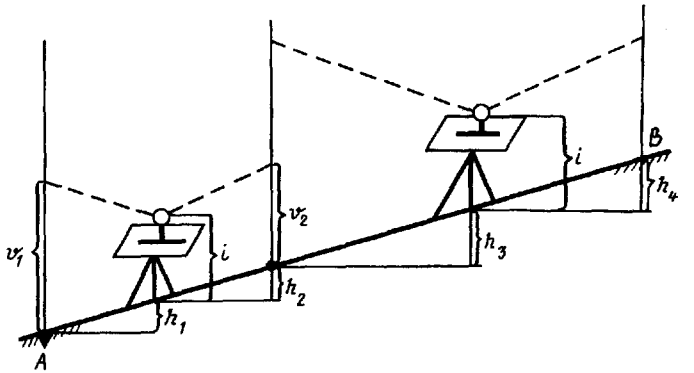


Рис. 152. Высотный ход, проложенный через точку

раствор измерителя берут расстояние до этих контуров с учетом масштаба съемки, одну ножку измерителя ставят в опознанные точки *a, b* или *c* на фотоплане, а другой делают засечку. В пересечении трех дуг засечек от трех контуров находят искомую точку *d*. Так определяется положение точки из обратной линейной засечки.

Метод створа. Если точка стояния находится, например, на обочине дороги, которая четко опознается на фотоплане, достаточно измерить расстояние до двух контурных точек и от них сделать линейные засечки. Контур дороги (или другого линейного сооружения) будет служить третьей линией засечки.

Превышение в высотных ходах определяется геометрическим нивелированием при высоте сечения рельефа 1 м и менее или тригонометрическим методом нивелирования, если высота сечения 2 м и более.

Если углы наклона линий хода менее 5°, то можно прокладывать высотный ход «через точку». В обычном ходе при определении превышения наклонным лучом прибор устанавливают на каждой точке хода, и превышение определяют прямо и обратно, причем рейку и кипрегель меняют местами. Здесь же прибор устанавливают через точку, и одно превышение (h_1) измеряется как обратное, в другое (h_2) как прямое (рис. 152). Поэтому для контроля каждое превышение определяют дважды при двух наведениях на разные высоты рейки, причем эти высоты должны отличаться друг от друга не менее, чем на 1 м.

Расхождение превышений, определенных при наведении на две разные высоты рейки, допускается до 10 см при расстояниях не более 250 м и 4 см на каждые 100 м при бóльших расстояниях.

Уравнивание высотного хода начинается с подсчета суммы превышений по ходу. В ходе, проложенном через точку, знаки обратных превышений меняют на противоположные. Очевидно,

что высота прибора i является общей для двух превышений прямого и обратного, определенных с одной точки стояния. Тогда

$$\Sigma h = -h_{1\text{обр}} + h_{2\text{пр}} - h_{3\text{обр}} + h_{4\text{пр}} - \ldots = -h_1^1 - i - v_1 + h_2^1 + i - v_2 - \ldots + \ldots .$$

Отсюда вытекает, что высота прибора i, будучи одинаковой в прямом и обратном превышениях, в сумме превышений исчезает. Поэтому в таком ходе отпадает необходимость в ее измерении, если не нужна высота точки, где стоял кипрегель.

Высоты точек вычисляют так же, как это дано в табл. 30, но допустимую невязку превышений подсчитывают по формуле $f_{h\text{доп}} = 20 \text{ см} \sqrt{L}$, где L — длина хода, км.

§ 121. ДЕШИФРИРОВАНИЕ

Дешифрирование — важнейший этап аэрофототопографической съемки. Дешифрирование — распознавание на фотоплане (аэроснимке) тех объектов местности, которые должны быть показаны на карте или плане данного масштаба. В задачи дешифрирования входит установление границ контуров, их качественных и количественных характеристик. К количественным характеристикам относятся:

ширина рек, каналов, оврагов, промоин, дорог, проезжей части мостов, ворот шлюзов, паромов;

длина мостов, плотин, шлюзов, паромов;

высота курганов, насыпей, обрывов, отвалов, терриконов, валов, дамб, заводских труб, опор электропередач, мачт радио, телестанций, лесов, сплошных кустарников, лесных полос, низа пролетных строений некоторых мостов;

глубина рек, карьеров, ям, оврагов, промоин, рвов (сухих);

толщина ствола деревьев на уровне груди человека среднего роста;

скорость течения рек.

Различают дешифрирование камеральное и полевое. При камеральном дешифрировании информация об объектах местности черпается из непосредственного рассматривания снимков под стереоскопом, когда создается стереомодель местности, на которой можно отчетливо увидеть обрывы, промоины, осыпи, скалы, сооружения, присутствие которых невооруженным глазом не всегда улавливается. Эффективность раскрытия содержащейся информации в фотоизображении местности зависит от особенностей объектов, качества изображения, квалификации исполнителя и наличия соответствующих дешифровочных признаков.

На характер фотографического изображения местности существенно влияет взаимное расположение наземных объектов, солнца

и аэрофотоаппарата в момент съемки. На одном и том же аэрофотоснимке, тем более фотоплане, в разных его частях одни и те же объекты могут иметь разные дешифрировочные признаки в зависимости от угла падения световых лучей. Например, водная поверхность, пашня могут иметь разные оттенки фототона от темного до светло-серого. Тем не менее существует относительно стабильная группа дешифровочных признаков, характерных для определенных объектов и позволяющих надежно устанавливать их присутствие на местности, количественные и качественные характеристики.

Дешифровочные признаки могут быть прямыми и косвенными. К прямым признакам относятся:

ф о р м а изображения объекта, которая определяется характером границ контура (прямолинейность, извилистость, прерывистость), его объемностью. Здесь выделяют формы геометрически определенные, что указывает на искусственное сооружение, неопределенные (лес, пашня и т. д.), компактные, вытянутые (линейные сооружения), плоские и объемные (высокие сооружения). Границы контура, как правило, не контрастные четкие линии, а смазанные, размытые полосы из-за рассеивания света и смаза при аэросъемке. Это следует учитывать при определении по фотоплану ширин дорог, рек, каналов, вводя соответствующие поправки;

р а з м е р изображения, т. е. его ширина, длина и стереоскопическая высота. Этот параметр позволяет определять количественные характеристики, но следует помнить, что форма высоких объектов передается с определенными искажениями, которые следует учитывать по формулам, вытекающим из центрального проектирования при фотографировании местности;

т е н ь от объекта, которая либо помогает обнаружить объекты, либо усложняет поиски его местонахождения. Нередко контраст теней с фоном фотоплана больше, чем контраст объекта с этим фоном, тогда этот признак облегчает дешифрирование объекта. Это особенно важно при распознавании малых объектов, когда размеры изображения теней значительно больше, нежели сами объекты (столбы, геодезические пункты, заводские трубы). Однако падающие тени могут затемнять какие-то детали объекта, что сильно затрудняет установление истинного местоположения контура (например, цоколя здания). Поэтому при съемке населенных пунктов с многоэтажной застройкой, чтобы избежать потерь в передаче важных деталей построек, аэрофотосъемка ведется в условиях, обеспечивающих бестеневое фотоизображение местности;

ф о т о т о н — это производная яркости объекта. Если, например, река мелкая, с песчаным и каменистым дном, то на фотоплане — это извилистая светлая линия, в то же время глубокие реки с илистым дном — темная линия. Яркость зависит не только от свойств самого объекта, но и от условий аэросъемки. Однако в пределах одного фотоплана, смонтированного из аэроснимков одного залета, сделанного в примерно одинаковых условиях,

существуют определенные зависимости между объектом и фототоном изображения этого объекта. Существует следующая градация фототонов: белый, почти белый, светло-серый, серый, темно-серый, почти черный, черный;

структура фотоизображения, которая является важным и наиболее устойчивым дешифровочным признаком. Крупнозернистую структуру имеет изображение лиственных лесов, мелкозернистую — изображение сплошных кустарников, ровную — изображение пашни, водоемов.

При крупномасштабной съемке можно, используя прямые дешифровочные признаки, выявить подавляющее большинство объектов. При съемке 1 : 10 000 и мельче бóльшее значение имеют косвенные дешифровочные признаки. Это те признаки, которые указывают на наличие определенных объектов, хотя они не отобразились на фотоплане из-за малости размеров или из-за того что их закрывают растительность или другие высокие сооружения. Косвенные признаки основаны на закономерных взаимосвязях между объектами. Так, например, тропинки, подходящие к реке с обоих сторон, говорят о наличии брода в этом месте, но если вместо тропинок к реке подходит с обеих сторон грунтовая дорога, то очевидно в этом месте есть паром. Узкие темные полосы правильной формы на заболоченной местности дешифрируются как осушительные канавы, а такие же полосы в засушливых районах — оросительная система.

Косвенные дешифровочные признаки обычно используются при дешифрировании:

объектов с недостаточными прямыми признаками (например, растительность);

объектов, которые затемняют другие сооружения, растительность, тени;

подземных и подводных сооружений.

Дешифрирование по косвенным признакам требует особо высокой квалификации исполнителя, знакомящегося по специальной литературе с физико-географическими условиями местности, ее промышленностью, сельскохозяйственными и социально-культурными особенностями снимаемой местности. Такие характеристики объектов, как класс и материал покрытия дорог, грузоподъемность и габариты мостов, материал опор линий связи и электропередач, сведения о сельскохозяйственных угодьях и т. д. можно получить в соответствующих организациях, в ведении которых находятся данные объекты.

При камеральном дешифрировании широко используются альбомы дешифрирования, в которых собраны образцы отдешифрированных аэрофотоснимков, характерных для данной местности.

Наиболее полную и достоверную информацию о местности дает полевое дешифрирование. При стереотопографическом методе создания карты чаще всего делают маршрутное дешифрирование, когда полностью дешифрируется только полоса местности по обе стороны от намеченного маршрута. Маршруты намечаются

в наиболее характерных районах снимаемой территории, там, где много объектов, не поддающихся уверенному камеральному дешифрированию. Это отдешифрированные участки фотоплана лягут потом в основу дальнейшего камерального дешифрирования как эталоны.

При комбинированной съемке делают сплошное полевое дешифрирование, причем ведется оно вместе со съемкой. На застроенной территории при наличии многоэтажных зданий удобнее вести съемку рельефа и дешифрирование раздельно.

§ 122. СЪЕМКА РЕЛЬЕФА

Съемка рельефа на фотоплане ведется так же, как в мензульной съемке. При этом при установке мензулы в рабочее положение ее можно ориентировать не только по исходным пунктам обоснования, но и по надежно опознанному четкому контуру.

Превышение определяется как горизонтальным лучом кипрегеля, если это равнинная местность с углами наклона до 2°, так и методом тригонометрического нивелирования. Если точка местности опознается, то расстояние до нее можно определять по фотоплану, а значит отпадает необходимость посылать туда рейку. Превышение

Таблица 45

Сочетание рельефа, м	Максимальное расстояние между пикетами, м	Максимальное расстояние до рейки при съемке рельефа, м	Максимальное расстояние от прибора до рейки при съемке, м	
			четких контуров	нечетких контуров
	Масштаб съемки 1 : 500			
0,5	7,5	250	150	200
1,0	100	300	150	200
2,0	120	350	150	200
5,0	150	350	150	200
	Масштаб съемки 1 : 2000			
0,5	50	200	100	150
1,0	50	250	100	150
2,0	60	250	100	150
	Масштаб съемки 1 : 1000			
0,5	30	150	80	100
1,0	40	200	80	100
	Масштаб съемки 1 : 500			
0,5	20	100	60	80
1,0	20	150	60	80

в таких случаях определяется через вертикальный угол наведением визирной оси на основание контура. Тогда превышение определяют по формуле

$$h = D \cdot \operatorname{tg} \nu.$$

Такие точки называются «безреечными», ими могут быть углы строений, заборов, столбы, деревья и т. д.

Расстояния до пикетов и между ними зависят от масштаба съемки (табл. 45).

Порядок работы на станции при комбинированной съемке ничем принципиально не отличается от такой же работы при мензульной съемке.

Перед началом работы надо по имеющимся аэроснимкам под стереоскопом внимательно просмотреть снимаемую местность, чтобы наметить минимальное количество точек, необходимых для правильного изображения рельефа горизонталями. По полученным высотам на фотоплане (графическом плане) непосредственно в поле на каждой станции проводят горизонтали. Для изображения микрорельефа проводят дополнительные и вспомогательные горизонтали, при необходимости используют условные знаки рельефа.

В комбинированной съемке ведется только калька высот, на которую наносят пункты обоснования, точки основных и съемочных высотных ходов, их нумерацию и высоты, высоты всех пикетов и урезов воды.

Глава 13

ОПРЕДЕЛЕНИЕ АЗИМУТА АСТРОНОМИЧЕСКИМ МЕТОДОМ

§ 123. АСТРОНОМИЧЕСКИЙ АЗИМУТ И ЕГО ИСПОЛЬЗОВАНИЕ

Астрономический азимут определяют по наблюдениям небесных светил (Солнца и звезд), от него переходят к геодезическому азимуту; пользуясь вычисленным значением геодезического азимута по известным формулам получают дирекционный угол ориентируемого направления.

Необходимость в определении астрономических азимутов при создании съемочных геодезических сетей обычно обусловливается недостаточной плотностью исходных пунктов геодезической сети, отсутствием видимости на смежные пункты триангуляции или полигонометрии или утратой знаков на некоторых из них. Такая необходимость возникает:

при ориентировании съемочных сетей;

при ориентировании свободных геодезических сетей специального назначения;

для контроля угловых измерений в теодолитных ходах и при их привязке к исходным пунктам;

при ориентировании съемочных участков и планшетов;

при снесении координат с вершины знака на землю.

Астрономический метод определения азимутов направлений является автономным и не зависит от наличия на местности пунктов геодезической сети; в этом его преимущество перед геодезическим методом ориентирования.

Точность определения астрономического азимута обусловлена его назначением. Наиболее точные азимутальные определения (0,5″) выполняют на пунктах государственной геодезической сети (пунктах Лапласа), с погрешностью порядка 5″–7″ определяют астрономические азимуты в сетях триангуляции и полигонометрии при привязке ориентирных пунктов. Чаще всего астрономические определения азимутов осуществляются при развитии и ориентировании съемочных сетей; в этом случае эти определения носят приближенный характер, а требуемая точность не превышает 30″–60″.

В настоящей главе рассматриваются теория и практика приближенных способов определения астрономического азимута, когда в качестве объектов наблюдений используются легко отыскиваемые на небосводе светила — Солнце и Полярная звезда.

В зависимости от назначения и требуемой точности азимутальных определений применяется соответствующая методика наблюдений и организация работ, требующая особой подготовки, а также специального оборудования комплекта приборов.

§ 124. НЕБЕСНАЯ СФЕРА И ЕЕ ОСНОВНЫЕ ЭЛЕМЕНТЫ

Для удобства описания небесных явлений, а также для математических расчетов, выполняемых при астрономических определениях, пользуются понятием вспомогательной небесной сферы.

Вспомогательной небесной сферой называется сферическая поверхность произвольного радиуса, на которую проектируются все наблюдаемые светила. Центр этой сферы теоретически должен совпадать с точкой стояния наблюдателя. Но поскольку расстояния до светил велики по сравнению с радиусом Земли, за центр вспомогательной небесной сферы можно принимать любую точку на земной поверхности. Такая условная схема расположения небесных светил соответствует картине видимого нами звездного неба; хотя истинные расстояния до звезд очень различны, все светила кажутся одинаково удаленными от нас.

Для определения положения любой точки на небесной сфере пользуются различными системами координат; все они основаны на следующих геометрических элементах (рис. 153).

Линия ZZ_1 — *отвесная линия*, совпадающая в точке наблюдения O с направлением силы тяжести; точки Z и Z_1, называются соответственно *точками зенита и надира*.

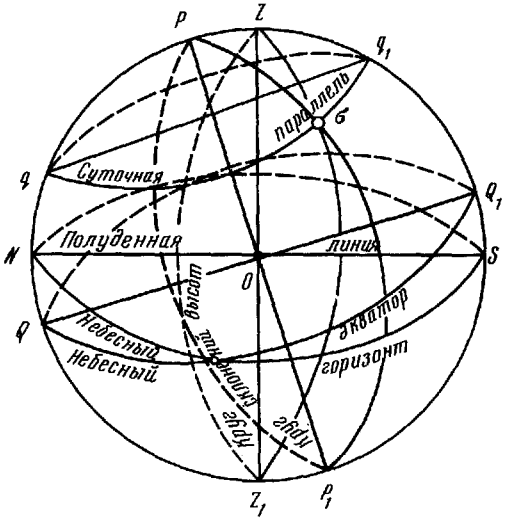


Рис. 153. Линии, круги и точки на схеме небесной сферы

Линия PP_1, проходящая через центр вспомогательной сферы O параллельно оси вращения земли, называется о с ь ю м и р а; точки ее пересечения с небесной сферой P и P_1 называются соответственно с е в е р н ы м и ю ж н ы м п о л ю с а м и м и р а.

Большой круг небесной сферы, проходящей через точки ZP Z_1P_1 (расположен в плоскости чертежа), называется а с т р о н о м и ч е с к и м м е р и д и а н о м.

Плоскость, проходящая через центр небесной сферы перпендикулярно к отвесной линии ZZ_1, называется п л о с к о с т ь ю н е б е с н о г о г о р и з о н т а.

П л о с к о с т ь ю н е б е с н о г о э к в а т о р а называется плоскость, проходящая через центр небесной сферы перпендикулярно оси мира PP_1.

Большие круги, по которым пересекаются плоскости небесного горизонта и небесного экватора с небесной сферой, называют соответственно н е б е с н ы м г о р и з о н т о м и н е б е с н ы м э к в а т о р о м.

Линия NS, по которой плоскость астрономического меридиана пересекается с плоскостью небесного горизонта, называется п о л у д е н н о й л и н и е й.

Точки N и S пересечения полуденной линии с небесной сферой называются т о ч к а м и С е в е р а и Ю г а.

Большие круги, по которым плоскости, проходящие через отвесную линию ZZ_1 пересекаются с небесной сферой, называются вертикалами. Вертикал, расположенный перпендикулярно к плоскости меридиана, называется п е р в ы м в е р т и к а л о м.

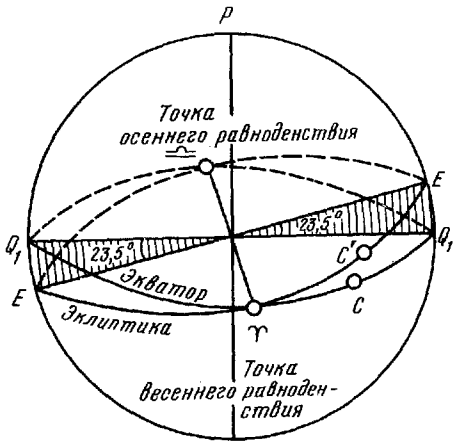


Рис. 154. Видимое годичное движение Солнца по эклиптике C' — истинное Солнце, C — среднее Солнце

Точки W и E пересечения небесного горизонта с первым вертикалом, называются точками Запада и Востока.

Вертикал $Z\sigma Z_1$, проходящий через заданное светило σ и отвесную линию ZZ_1, называют также кругом высот.

Большой круг $P\sigma P_1$, по которому плоскость, проходящая через ось мира PP_1 и светило σ, пересекается с небесной сферой, называется кругом склонений.

Малые круги qq_1, проходящие через заданные светила параллельно небесному экватору, называются суточными параллелями. По своим суточным параллелям происходит видимое движение всех светил в течение суток.

Видимое годичное движение Солнца среди звезд происходит по эклиптике — большому кругу небесной сферы, плоскость которого составляет угол 23°27′ с плоскостью небесного экватора (рис. 154). Точки пересечения эклиптики с небесным экватором называются точками весеннего и осеннего равноденствия, соответственно моментам прохождения через них центра Солнца. Точка весеннего равноденствия обозначается знаком ♈ (Овен), а точка осеннего равноденствия — знаком ♎ (Весы) — названия двух созвездий, расположенных вдоль эклиптики.

Все точки эклиптики и небесного экватора являются точками небесной сферы и участвуют в ее суточном вращении как любое светило.

В астрономии для определения положения небесных светил пользуются тремя различными системами координат: горизонтальной, первой экваториальной и второй экваториальной. Они отличаются друг от друга положением больших кругов, принимаемых за начальные.

Горизонтальная система координат. Основными координатными кругами в этой системе служат небесный горизонт и меридиан наблюдателя, а координатами светила будут азимут a и высота h (рис. 155).

Азимутом a светила σ называется двугранный угол между плоскостями небесного меридиана ZPZ_1P_1 и плоскостью вертикала (круга высот) $Z\sigma Z_1$, проходящего через светило σ.

В астрономии принято отсчитывать азимуты от южной части меридиана наблюдателя (точка юга S), но для удобства использования астрономических азимутов в геодезических целях его отсчитывают от северной части меридиана (от точки N) в направлении часовой стрелки. Таким образом азимут светила измеряется дугой небесного горизонта от точки Севера N в пределах от 0 до 360°.

Высота светила h — это угол с вершиной в центре небесной сферы O между плоскостью небесного горизонта и направлением на светило σ. Он измеряется отрезком дуги вертикала (круга высот) в пределах от 0 до 90°.

Высота светила может быть заменена зенитным расстоянием, отсчитываемым от точки зенита Z и равным (90° — h).

Горизонтальную координату светила h можно измерить непосредственно с помощью теодолита; координата a определяется как функция измеренной высоты. С другой стороны, вычисленные заранее приближенные значения h и a, называемые рабочими эфемеридами для ряда последовательных моментов времени, используются для отыскания светила на небесной сфере.

Вращение Земли вокруг своей оси происходит с запада на восток, т. е. против хода часовой стрелки (если смотреть на нее с северного полюса). Наблюдателю же, не чувствующему вращения Земли, кажется наоборот, что все светила, вместе с небесной сферой совершают оборот вокруг оси Мира в противоположном направлении — с востока на запад. В течение суток светило движется по своей суточной параллели, поэтому его положение на небесной сфере непрерывно изменяется. Следовательно, для данной точки наблюдения значения азимута и высоты светила будут различны в разное время суток (a и a'), (h и h') и их следует относить к определенному моменту времени измерений (рис. 156, *а*). Неподвижными остаются лишь основные плоскости небесной сферы: меридиан, небесный горизонт и первый вертикал. Они представляют собой как бы каркас координатной сетки, внутри которой светила движутся по своим суточным параллелям.

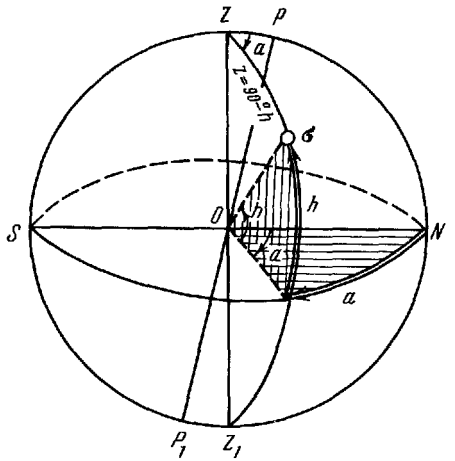
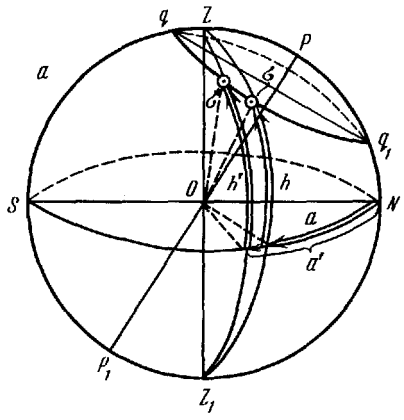


Рис. 155. Горизонтальная система координат



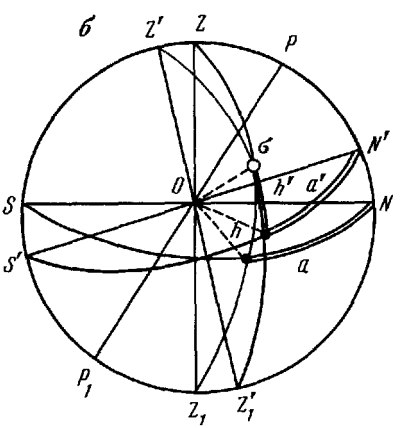


Рис. 156. Схема изменения горизонтальных координат:

а — в связи с суточным вращением Земли, *б* — при изменении места наблюдения

В разных точках земной поверхности отвесная линия имеет разное направление ZZ_1 и $Z'Z_1'$ (см. рис. 156, *б*), поэтому в один и тот же момент времени, но для различных точек наблюдений, горизонтальные координаты a и h одного и того же светила также не будут одинаковы (a и a'), (h и h'). Вращаясь вокруг оси мира, любое светило в течение суток дважды проходит через меридиан наблюдателя; это явление называется кульминацией. Прохождение светила через верхнюю часть меридиана называется в е р х н е й к у л ь м и н а ц и е й q (см. рис. 156, *а*); в этот момент высота светила h достигает наибольшего значения за сутки. Точка q_1, диаметрально противоположная точке верхней кульминации, называется н и ж н е й к у л ь м и н а ц и е й; высота светила в ней будет минимальной.

В момент кульминаций азимут светила равен 0 или 180°.

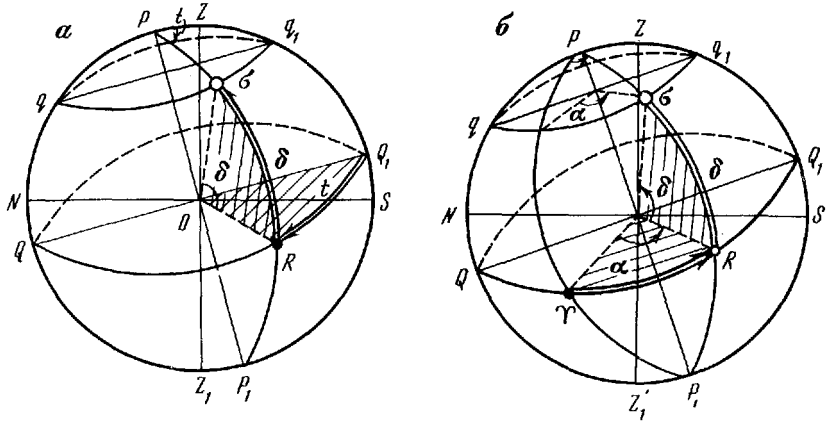


Рис. 157. Экваториальные системы координат:
а — первая, *б* — вторая

Первая экваториальная система координат. Эта система сходна с системой географических координат на земной поверхности; основными кругами в ней являются небесный экватор, меридиан точки наблюдения и круг склонений светила.

Положение светил в рассматриваемой системе определяется его склонением δ и часовым углом t (рис. 157, *а*). Склонение светила это угол с вершиной в центре небесной сферы, составленной направлением на светило и плоскостью небесного экватора. Величина δ измеряется дугой круга склонений от небесного экватора до светила. В северном полушарии небесной сферы склонения считаются положительными, а в южном — отрицательными.

Склонение светила может изменяться в пределах от 0 до 90°; в любой точке небесного экватора значение δ равно 0°, а для северного и южного полюсов соответственно +90 и —90°. В процессе суточного движения светило перемещается по суточной параллели qq_1, все точки которой находятся на одинаковом расстоянии от небесного экватора, равном его склонению; поэтому для звезд δ не зависит от суточного движения небесной сферы и является постоянной величиной. Для Солнца же имеют место незначительные изменения склонения δ в течение суток вследствие его годичного обращения.

Значения склонений для различных светил определяются из наблюдений на обсерваториях и публикуются в специальных астрономических таблицах — Астрономическом Ежегоднике (АЕ) или Каталоге координат Солнца и ярких звезд.

Вторая координата светила в рассматриваемой системе — часовой угол t. Он представляет собой двугранный угол между плоскостью меридиана точки наблюдений и плоскостью круга склонений, проходящего через данное светило (см. рис. 157, *а*).

Часовой угол измеряется дугой QR экватора и отсчитывается от южной части меридиана по ходу часовой стрелки.

Название «часовой угол» объясняется тем, что при вращении Земли вокруг своей оси его величина изменяется пропорционально времени. Поэтому часовой угол принято выражать как в угловой (от 0 до 360°), так и в часовой (от 0 до 24^h) мерах; его величиной пользуются также при измерении долей суток. Так как полный оборот светила в 360° соответствует 24^h,то угол в 15° соответствует 1^h (360°: 24^h), угол в 15′—1^m (15°: 60^m) и угол в 15″—1^s (15′ : 60^s).

Этими соотношениями пользуются на практике для перевода углов, выраженных в угловой мере, в часовую и обратно. Для ускорения процесса вычислений в Астрономических Ежегодниках и Каталогах имеются специальные таблицы.

Вторая экваториальная система координат. В этой системе основными кругами являются небесный экватор и круг склонений, проходящий через точку весеннего равноденствия ♈; положение светила определяется с к л о н е н и е м δ и п р я м ы м в о с х о ж д е н и е м α (рис. 157, *б*). Геометрический смысл склонения тот же, что и в первой системе экваториальных координат; прямым восхождением α светила называется двухгранный угол $\Upsilon P\sigma$ при полюсе мира P между кругом склонений данного светила и кругом склонения точки весеннего равноденствия ♈. Прямое восхождение отсчитывается от точки ♈ по дуге экватора в сторону, противоположную суточному вращению Земли небесной сферы, т. е. против хода часовой стрелки и выражается всегда в часовой мере от 0 до 24^h. Так как точка весеннего равноденствия ♈, как и все светила, участвует в суточном вращении небесной сферы, координата α для данного светила всегда постоянна, и подобно склонению не зависит также от положения наблюдателя на земной поверхности. Поэтому как и δ, значения α приводятся в астрономических таблицах и используются в качестве исходных данных для различных астрономических определений.

§ 126. СВЯЗЬ ШИРОТЫ МЕСТА НАБЛЮДЕНИЯ С НЕБЕСНЫМИ КООРДИНАТАМИ

На рис. 158 изображена Земля и небесная полусфера, видимая из точки M, в которой находится наблюдатель. Широта φ этой точки есть угол между плоскостью земного экватора qq_1 и отвесной линией OM. Касательная к земной поверхности в точке M плоскость небесного горизонта изобразится на рисунке прямой линией NS. Линия MP, параллельная оси вращения Земли PP_1, представляет собой ось Мира, а плоскость MQ — небесный экватор. Из рис. 158 видно, что угол NMP_1 между осью Мира PP_1 и плоскостью небесного горизонта есть высота h_p полюса Мира и равен углу MOq, т. е. широте φ точки M (стороны обоих углов взаимно перпендикулярны). Таким образом, *угловая высота полюса Мира над небесным горизонтом равна географической широте*

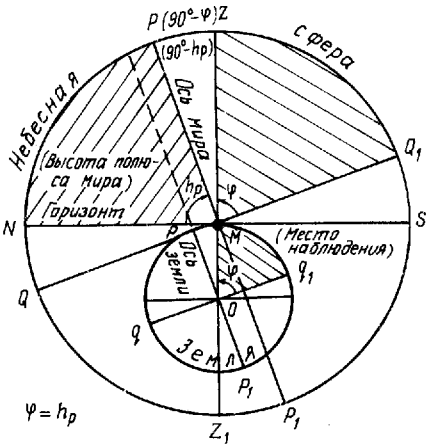


Рис. 158. Связь широты места наблюдений с высотой полюсы Мира

места наблюдения, т. е. $h_p = \varphi$. Следовательно, длина дуги небесного меридиана между полюсом Мира и Зенитом будет равна

$$PZ = (90° - \varphi). \qquad (13.1)$$

Полученное соотношение широко используется при решении различных задач астрономии.

§ 127. СИСТЕМЫ СЧЕТА ВРЕМЕНИ И ЕГО ИЗМЕРЕНИЕ

С течением времени значения небесных координат a, h и t непрерывно меняются, поэтому при их определениях возникает необходимость фиксировать момент наблюдений, иначе говоря — измерять время.

Время может быть измерено с помощью таких периодических явлений, которые в природе повторяются многократно и с одинаковой продолжительностью. К таким явлениям относятся г о д и ч н ы й оборот Земли вокруг Солнца и с у т о ч н ы й оборот Земли вокруг своей оси. Таким образом в качестве единиц измерения времени сама природа предоставила нам год и сутки. Доли суток — часы, минуты, секунды — измеряются специальными механическими, электронными или атомными приборами — часами и хронометрами.

В зависимости от выбранной единицы измерений времени в астрономии используются различные системы его счета, а именно, з в е з д н о е и с о л н е ч н о е время. В обиходе пользуются солнечным временем, которое, в свою очередь, подразделяется на м е с т н о е, п о я с н о е, в с е м и р н о е и д е к р е т н о е; все они различаются между собой принятым началом счета.

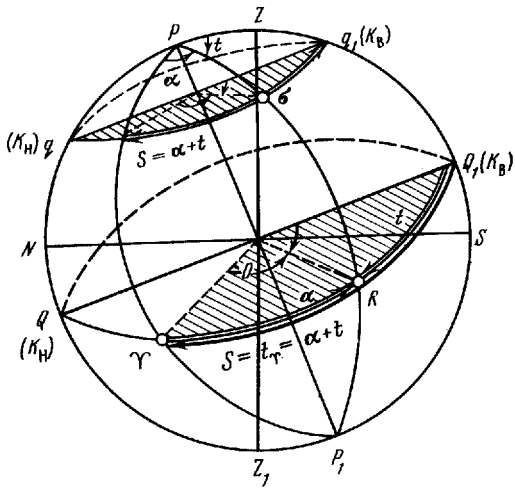


Рис. 159. Понятие о местном времени:
$K_в$ — верхняя кульминация, $K_н$ — нижняя кульминация

Единицей измерения звездного времени являются звездные сутки — период одного полного оборота Земли вокруг своей оси. За начало счета звездных суток принят момент верхней кульминации точки весеннего равноденствия Υ. Таким образом, звездные сутки можно определить как промежуток времени между двумя последовательными верхними кульминациями точки весеннего равноденствия в меридиане места наблюдения.

По сравнению с солнечными, звездные сутки — наиболее точная и легко проверяемая постоянная единица измерения времени, поскольку видимое движение звезд происходит с постоянной скоростью. Она делится на 24 звездных часа, звездный час — на 60 звездных минут, минута — на 60 звездных секунд.

Промежуток времени, считаемый от момента верхней кульминации точки весеннего равноденствия до данного момента и выраженный в долях звездных суток (часах, минутах и секундах), называется звездным временем.

Звездным временем S удобно пользоваться при определениях координат небесных светил, а именно часовых углов звезд и их прямого восхождения. Для любой точки земной поверхности звездное время численно равно часовому углу точки весеннего равноденствия (рис. 159) $s = t_\Upsilon$ или сумме прямого восхождения любого светила α и его часового угла $s = \alpha + t$.

В момент верхней кульминации светила его часовой угол равен нулю, поэтому звездное время равно его прямому восхождению, т. е. $s = \alpha$.

При определении азимута светила решают обратную задачу, вычисляя часовой угол по известному звездному времени и прямому восхождению, т. е.

$$t = s - \alpha. \qquad (13.2)$$

Истинное солнечное время. Применяемое в астрономии звездное время не используется в гражданской жизни, так как распределение времени в быту связано со сменой дня и ночи, а, следовательно, зависит от положения Солнца на небосводе. Поэтому в обиходе пользуются не звездным, а солнечным временем. Различают два вида солнечного времени: истинное и среднее.

И с т и н н ы м и с о л н е ч н ы м и с у т к а м и называется промежуток времени между двумя последовательными нижними кульминациями центра истинного (непосредственно видимого) Солнца в меридиане места наблюдения. Момент нижней кульминации истинного Солнца принят за начало солнечных суток и называется истинной полночью.

Период между истинной полночью и данным моментом времени называется и с т и н н ы м с о л н е ч н ы м в р е м е н е м, обозначается через $m_\odot$, и измеряется часовым углом Солнца $t_\odot$. Поскольку за начало счета часовых углов светил приняты моменты их верхних кульминаций, истинное солнечное время в данный момент будет отличаться от часового угла истинного Солнца на 12 часов

$$m_\odot = t_\odot + 12^h. \qquad (13.3)$$

В астрономии истинное солнечное время используется при определении азимутов направлений по наблюдениям Солнца.

В отличие от видимого движения звезд, вращающихся с постоянной скоростью по одним и тем же суточным параллелям, видимое годичное движение Солнца происходит не по экватору, а по эклиптике, наклоненной к плоскости экватора, в направлении, обратном суточному вращению небесной сферы. Скорость этого видимого движения непостоянна, так как с приближением Земли к Солнцу, расположенному в одном из фокусов земной орбиты, скорость движения Земли возрастает из-за увеличения силы их взаимного притяжения. Наоборот, с уменьшением этой силы скорость движения Земли уменьшается (закон Кеплера).

В результате одну половину эклиптики, расположенную выше небесного экватора (см. рис. 159), Солнце проходит за 186 суток (с 21 марта до 23 сентября), а вторую половину, расположенную ниже экватора, — за 179 суток. По указанным причинам продолжительность истинных солнечных суток в различное время года неодинакова; следовательно, в повседневной жизни они также не могут служить единицей измерения времени.

Среднее солнечное время. Для удобства пользованием солнечным временем в гражданской жизни введено среднее солнечное время, считаемое по так называемому «среднему Солнцу». С р е д н е е С о л н ц е — это воображаемая точка, которая равномерно движется по экватору в том же направлении, что и перемещающееся по эклиптике истинное Солнце (см. рис. 154); оно совершает свой годичный путь за то же время, за какое истинное Солнце проходит эклиптику.

Средними солнечными сутками называется промежуток времени между двумя последовательными нижними кульминациями среднего Солнца; их продолжительность равна средней за год продолжительности истинных солнечных суток. Подобно звездным, средние солнечные сутки делятся на 24 средних часа, 1 средний час — на 60 минут, 1 средняя минута — на 60 секунд. Поскольку среднее время течет равномерно, то его можно измерять при помощи часов; что удобно для использования в быту.

Численной мерой среднего солнечного времени m служит часовой угол t_m среднего Солнца, увеличенный на 12^h

$$m = t_m + 12^h. \tag{13.4}$$

Уравнением времени называется разность η между истинным и средним солнечным временем

$$\eta = m_\odot - m.$$

Из равенств (13.3) и (13.4) следует, что уравнение времени равно также разности часовых углов истинного и среднего Солнца

$$\eta = t_\odot - t_m. \tag{13.5}$$

Поэтому уравнение времени используют для вычисления часового угла Солнца при определении азимута.

Величина $\eta + 12^h$, рассчитанная на начало каждой календарной даты для Гринвичского меридиана, приводится в таблице «Солнце» Астрономического Ежегодника или Каталога координат Солнца и ярких звезд. Максимальное значение разности η достигает величины $16{,}5'$.

Соотношение между звездным и солнечным временем. Исходной единицей для измерения времени в астрономии является тропический год.

Тропическим годом называется промежуток времени между двумя последовательными прохождениями среднего или истинного Солнца через точку весеннего равноденствия.

Из астрономических наблюдений установлено, что за один год Земля совершает 366,2422 полных оборота вокруг своей оси, следовательно, один тропический год содержит это же число звездных суток. Но вследствие обращения Земли вокруг Солнца (т. е. вследствие видимого годичного его движения) число солнечных суток в тропическом году составляет 365,2422, т. е. на одни сутки меньше, чем звездных. Поясним это на рис. 160. Допустим, что в какой-либо момент времени (положение *1*) точка весеннего равноденствия Υ и среднее Солнце C кульминируют одновременно; это значит, что начало звездных суток совпадает с началом средних солнечных. После того как небесная сфера сделает полный оборот, закончатся звездные сутки. Однако за это время Земля успевает переместиться вправо по своей орбите (из-за вращения вокруг Солнца) в направлении, обратном суточному вращению

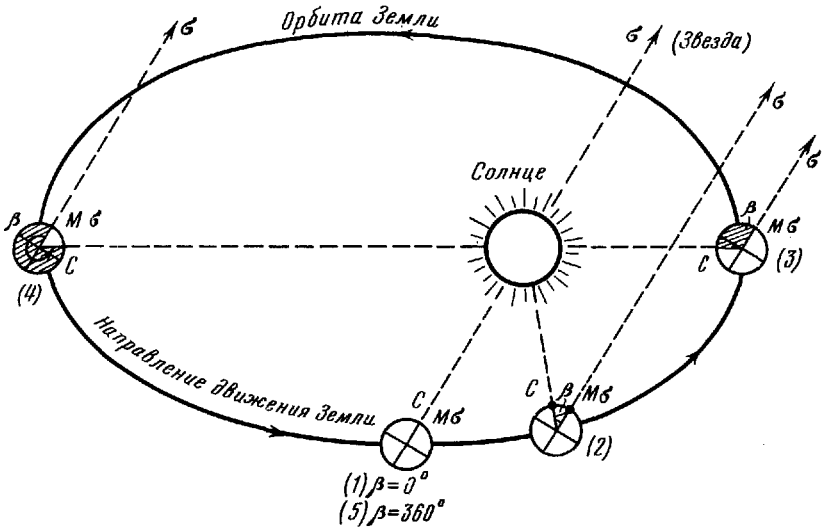


Рис. 160. Соотношение звездных и солнечных суток:
(1), (2), (3), (4), (5) — положение Земли на орбите

(положение 2). Следовательно, момент кульминации Солнца отстанет от момента кульминации точки весеннего равноденствия на некоторый угол β, равный примерно 1°, так как

$$\beta = \frac{360^\circ}{366 \text{ суток}} \approx 1^\circ.$$

В каждые из последующих суток Солнце все больше и больше будет отставать от кульминации точки весеннего равноденствия; за весь же год этот угол отставания составит 360°. Это значит, что за один год Солнце будет иметь на одну кульминацию (т. е. на одни сутки) меньше, чем точка весеннего равноденствия. Таким образом: 1 год = 366,2422 звездных суток = 365,2422 средних солнечных суток. Следовательно, 1 средние сутки $= \frac{366{,}2422}{365{,}2422}$ = звездных суток $= \left(1 + \frac{1}{365{,}2422}\right)$ звездных суток или 1 средние сутки = =1 звездным суткам $+ \frac{(24 \cdot 60 \cdot 60)^s}{265{,}2422} = 1$ звездным суткам $+ 3^m57^s$.

Приближенно 1 средние сутки = 1 звездным суткам $+ 4^m$.

По аналогии с предыдущими расчетами:

1 средний час = 1 звездному часу $+ \frac{3^m57^s}{24} = 1$ звездному часу+ $+ 9{,}856^s \approx 1$ звездному часу $+ 10^s$.

В последнем соотношении член $9{,}856^s$ или $\approx 10^s$, обозначаемый буквой μ, представляет собой разность между одним звездным и одним средним солнечным часом и служит коэффициентом для перевода среднего времени в единицы звездного.

В общем виде связь между звездным и средним солнечным временем выражается формулой

$$s = m + \mu \cdot m.$$

Местное, поясное, всемирное и декретное время. В зависимости от выбора начала счета различают местное поясное T, всемирное T_0 и декретное D время.

Поскольку измерение солнечного и звездного времени связано с часовыми углами, которые отсчитывают от меридиана места наблюдения, то часовые углы светила на любом географическом меридиане в один и тот же момент времени будут различны, а поэтому будет и свое м е с т н о е в р е м я.

Таким образом, часовые углы точки весеннего равноденствия, истинного и среднего Солнца, отсчитанные от моментов их кульминаций на меридиане места наблюдения, называются соответственно местным звездным s, местным истинным $m_\odot$ и местным средним солнечным m временем. Из рис. 161 видно, что в двух точках земной поверхности *1* и *2*, лежащих на разных меридианах Pq_1 и Pq_2, разность одноименных местных времен будет равна разности долгот этих точек; например

$$s_2 - s_1 = \lambda_2 - \lambda_1$$

или

$$m_2 - m_1 = \lambda_2 - \lambda_1.$$

При решении различных задач практической астрономии (определение времени, часовых углов светил) значения долгот принято выражать в часовой мере.

Использование местного времени в повседневной жизни было бы неудобным. В самом деле показания часов в каком-либо пункте Земли должны были бы меняться при перемещении наблюдателя в другой пункт, причем это изменение выражалось бы в часах, минутах и секундах, т. е. в дробных долях суток. Чтобы избежать этого неудобства, принято пользоваться поясным временем. С этой целью поверхность земного шара делится ме-

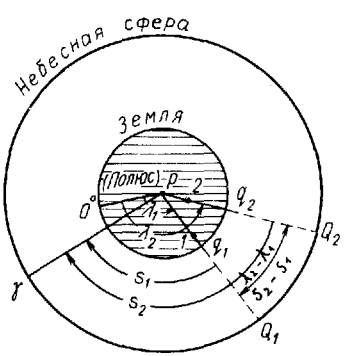


Рис. 161. Связь местного звездного времени с долготой места наблюдений

ридианами на 24 часовых пояса примерно через 15° по долготе, что соответствует изменению времени в смежных поясах ровно на 1 час.

Поясным временем T называется среднее солнечное время, относящееся к среднему меридиану данного часового пояса и распространенное на всю его территорию.

Начальным для счета всех часовых поясов n от 0 до 23 по направлению к востоку принят Гринвичский меридиан, являющийся средним меридианом нулевого часового пояса. Границы часовых поясов проведены с учетом административных границ, крупных рек и железных дорог, несколько отступающих от соответствующих граничных меридианов. При переходе из одного часового пояса в другой поясное время меняется на целое число часов; минуты и секунды при этом остаются прежними.

Местное время на Гринвичском меридиане называется всемирным временем и обозначается через T_0, S_0.

Необходимые для обработки астрономических наблюдений координаты небесных светил — склонение δ и прямое восхождение, а также уравнение времени $(\eta + 12^h)$ — приводятся в астрономических таблицах на 0^h всемирного времени, то есть на гринвичскую полночь. Чтобы воспользоваться ими при вычислениях, необходимо предварительно определить всемирное время T_0, соответствующее моменту наблюдений, а затем проинтерполировать на этот момент выбранные на 0^h значения координат или уравнения времени.

Всемирное время можно определить путем вычитания из поясного времени T номера n часового пояса, в котором находится пункт наблюдения

$$T_0 = T - n.$$

Чтобы более полно использовать светлое время суток, в некоторых странах, в том числе и в нашей, показания часов переводят на 1 час или на 2 часа вперед относительно поясного времени. Такое время D называется декретным. Например, на территории России в летний период поясное время увеличивается на 2 часа

$$D = T + 2^h$$

и в зимний период — на 1 час

$$D = T + 1^h.$$

Декретное время второго часового пояса, в котором расположена Москва, называют московским временем.

Таким образом, в зависимости от времени года переход от декретного времени к всемирному осуществляется по формулам

$$T_0 = D - (n + 2^h)$$

или

$$T_0 = D - (n + 1^h).$$

В заключение заметим, что многообразие видов времени,

употребляемого в астрономии и обиходе, обусловлено необходимостью удовлетворения требований науки, техники и организации повседневной жизни людей.

§ 128. СУЩНОСТЬ ОПРЕДЕЛЕНИЯ АЗИМУТА ЗЕМНОГО ПРЕДМЕТА АСТРОНОМИЧЕСКИМ МЕТОДОМ

На рис. 162 изображены направление меридиана в точке O, направление на земной предмет B и направление $O\sigma$ на небесное светило, в качестве которого может быть выбрана любая яркая звезда или Солнце. Пусть a — азимут светила, A — азимут земного предмета, Q — горизонтальный угол между ними. Из рисунка очевидно, что $A = a + Q$.

В связи с суточным вращением Земли вокруг своей оси положение светила на небосводе непрерывно меняется, и через некоторый промежуток времени оно займет новое положение σ'. Соответственно этому изменяется азимут светила и горизонтальный угол; их новые значения будут равны a' и Q'.

Несмотря на это, сумма этих измененных значений A останется прежней, поскольку азимут земного предмета есть величина постоянная, т. е. $A = a' + Q'$.

Таким образом, для определения азимута A земного предмета необходимо определить азимут светила и измерить горизонтальный угол между светилом и местным предметом в один и тот же момент времени.

Угол Q измеряется непосредственно с помощью теодолита; величина же азимута a светила может быть определена лишь косвенным путем — как функция измеренной высоты светила h, либо его часового угла t.

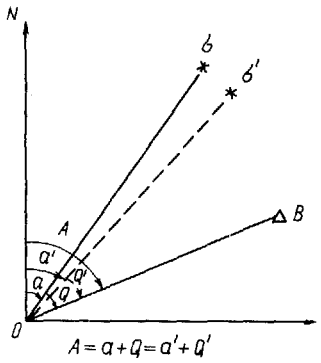


Рис. 162. Сущность определения астрономического азимута

Вычисление азимута небесного светила выполняется на основе решения расположенного на небесной сфере (сферического) треугольника, называемого параллактическим.

На рис. 163, *а* изображен сферический треугольник ABC, образованный тремя пересекающими дугами больших углов ABA_1B_1, BCB_1C_1, ACA_1C_1 данной сферы. Углы сферического треугольника составлены касательными, проведенными к его сторонам в каждой из вершин A, B, C; противолежащие им стороны a, b, c также выражаются в угловой мере.

Сферический треугольник решается по трем известным элементам. Если один из его углов равен 90°, то такой сферический треугольник называется прямоугольным; для его решения достаточно знать два какие-либо элемента.

Ниже приводятся формулы для решения сферических треугольников, используемые при определении астрономического азимута.

1. *Формула косинусов сторон сферического треугольника* (см. рис. 163, *б*). Косинус любой стороны сферического треугольника равен произведению косинусов двух других сторон плюс произведение синусов тех же сторон на косинус угла между ними

$$\cos a = \cos b \cdot \cos c + \sin b \cdot \sin c \cdot \cos A. \qquad (13.6)$$

2. *Формула четырех смежных элементов.* Для четырех подчеркнутых на рис. 163, *б* смежных элементов $aBcA$ теорема сформулируется следующим образом: произведение котангенса

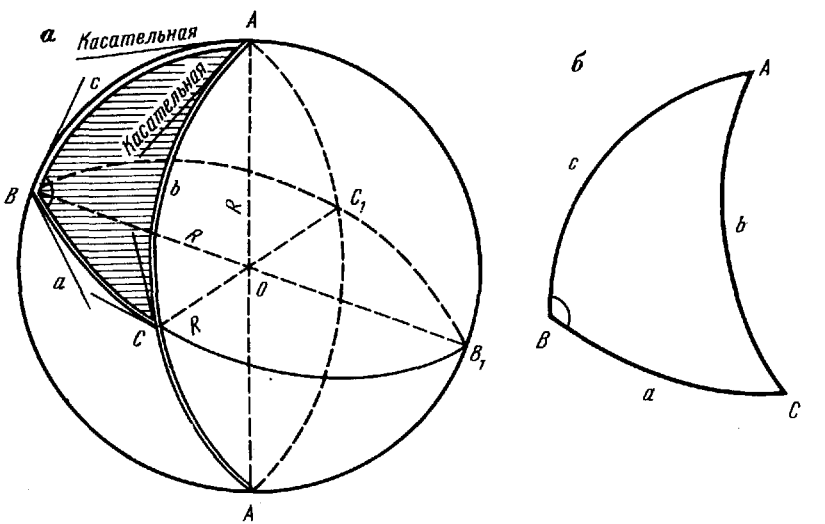


Рис. 163. Сферический треугольник

крайней стороны на синус внутренней стороны равно произведению котангенса крайнего угла на синус внутреннего угла плюс произведение косинусов внутренних элементов

$$\operatorname{ctg} a \cdot \sin c = \operatorname{ctg} A \cdot \sin B + \cos B \cdot \cos c. \qquad (13.7)$$

3. *Формулы прямоугольного сферического треугольника.* Прямоугольный сферический треугольник решается по двум элементам. В основе решения лежат правила Непера, по которым оба катета должны быть заменены их дополнениями до 90°, а прямой угол за отдельный элемент не считается. По правилу Непера теорема косинусов формируется следующим образом: косинус любого элемента прямоугольного сферического треугольника равен произведению котангенсов смежных с ним элементов.

Из рис. 163, *б*, если угол B является прямым, имеем

$$\cos b = \operatorname{ctg} A \cdot \operatorname{ctg} C$$

или

$$\cos C = \operatorname{ctg} b \cdot \operatorname{ctg} (90° - a). \qquad (13.8)$$

§ 130. ПАРАЛЛАКТИЧЕСКИЙ ТРЕУГОЛЬНИК

Представим на рис. 164 все три системы координат небесных светил и установим зависимость между ними.

Дуги меридиана наблюдателя, круга склонений и вертикала образуют на небесной сфере параллактический (астрономический) треугольник с вершинами в точках: P (полюс Мира), Z (зенит) и σ (светило). На основании выведенного соотношения (13.1) одна из сторон параллактического треугольника является дугой меридиана PZ и равна дополнению до 90° высоты полюса Мира h_P над горизонтом или широты φ точки наблюдений $P = 90° - h_P = 90° - \varphi$.

Другой стороной параллактического треугольника является дуга вертикала (круга высот), $Z\sigma$, равная зенитному расстоянию светила или дополнению до 90° его высоты h

$$Z\sigma = z = 90° - h.$$

Третья сторона треугольника $P\sigma$ это дуга круга склонений; она равна полярному расстоянию Δ светила, т. е. дополнению склонения δ до 90°.

$$P\sigma = \Delta = 90° - \delta.$$

Угол при вершине Z равен азимуту a светила, если оно находится в восточной части небесной сферы (см. рис. 164) или его дополнению до 360°, если светило расположено в ее западной части (см. рис. 165). Также в зависимости от положения светила на небесной сфере угол при вершине P может быть равным или

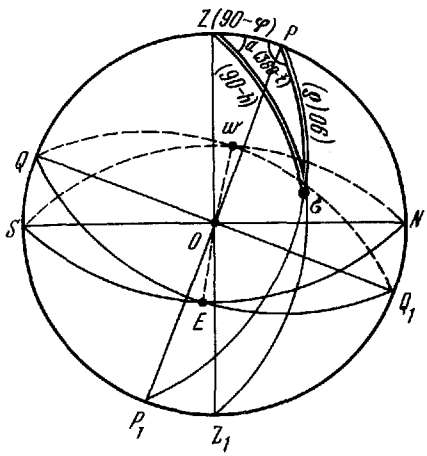


Рис. 164. Изображение параллактического треугольника: светило в восточной части небесной сферы

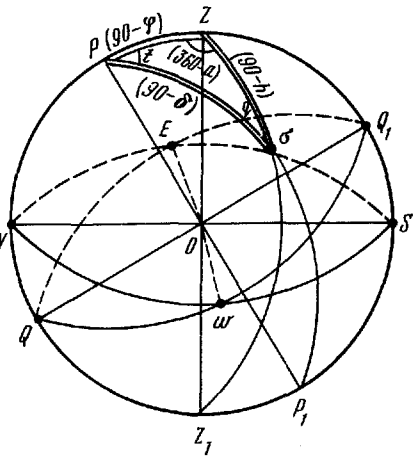


Рис. 165. Изображение параллактического треугольника: светило в западной части небесной сферы

часовому углу светила t (см. рис. 165), или его дополнению до 360° (см. рис. 164).

Третий угол q треугольника при вершине σ называется параллактическим углом, определившем название всего треугольника $PZ\sigma$; при производстве астрономических определений этот угол не используется.

Решая по формулам сферической тригонометрии параллактический треугольник, можно определить любой из его элементов, если известны величины трех остальных. Например, можно определить азимут направления на светило или географические координаты точки наблюдения.

Широта точки наблюдения и азимут светила являются непосредственно элементами параллактического треугольника, а долгота взаимосвязана с одним из его элементов — часовым углом.

Способы определения азимута земного предмета через азимут светила основаны на решении параллактического треугольника, один из элементов которого — высота светила h (или ее дополнение до 90° зенитное расстояние z) измеряется непосредственно теодолитом. Остальные элементы параллактического треугольника определяются различными методами, а именно:

географические координаты точки наблюдения — ее широту φ и долготу λ определяют по топографической карте возможно более крупного масштаба;

склонение δ светила, мало изменяющаяся в течение суток экваториальная координата, приводится в Астрономическом Ежегоднике или Каталоге координат Солнца и ярких звезд;

часовой угол t светила находят по результатам определения момента времени наблюдения с учетом долготы места наблюдения.

§ 131. СПОСОБЫ РЕШЕНИЯ ПАРАЛЛАКТИЧЕСКОГО ТРЕУГОЛЬНИКА ПРИ ОПРЕДЕЛЕНИИ АЗИМУТА

Определение азимута по измеренной высоте светила. В этом случае известными исходными величинами являются склонение δ светила, его измеренная высота h и широта точки наблюдения φ, т. е. три стороны параллактического треугольника (рис. 166, *а*)

$$P\sigma = (90^\circ - \sigma);\ Z\sigma = (90^\circ - h)\ \text{и}\ PZ = (90^\circ - \varphi).$$

Решая треугольник $PZ\sigma$ относительно стороны $P\sigma$ по теореме косинусов (формула 13.6), запишем

$$\cos(90^\circ - \delta) = \cos(90^\circ - \varphi)\cos(90^\circ - h) + \sin(90^\circ - \varphi) \times$$

$$\times \sin(90^\circ - h)\cos(360^\circ - a). \qquad (13.9)$$

Применяя к полученному выражению (13.9) формулы приведения, будем иметь

$$\sin\delta = \sin\varphi \sin h + \cos\varphi \cos h \cdot \cos a,$$

откуда искомая величина $\cos a$ будет равна

$$\cos a = \frac{\sin\delta - \sin\varphi \cdot \sin h}{\cos\varphi \cos h}. \qquad (13.10)$$

Выражение (13.10) является основной рабочей формулой определения азимута по измеренной высоте Солнца или одной из ярких звезд.

Главным членом этой формулы является высота светила h; она отражает принципиальную сущность способа и определяет его название.

Определение азимута по часовому углу Солнца. Для этого способа определения азимута известными являются две стороны

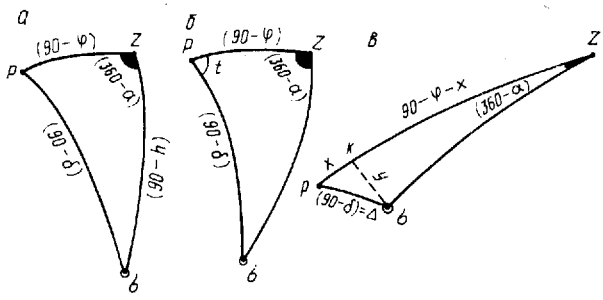


Рис. 166. Способы решения параллактического треугольника:
а — по высоте светила, *б* — по часовому углу светила, *в* — по часовому углу Полярной

параллактического треугольника — $P\sigma = (90° - \delta)$ и $PZ = (90° - \varphi)$, и часовой угол t светила, который находится как функция измеренного времени наблюдений (см. рис. 166, *б*).

Решая треугольник по формуле котангенсов четырех элементов (13.7) и приняв сторону $P\sigma$ за крайний исходный элемент, запишем

$$\operatorname{ctg}(90° - \delta) \cdot \sin(90° - \varphi) = \operatorname{ctg}(360° - a) \sin t + \cos t \cdot \cos(90° - \varphi)$$

или, преобразовав последнее выражение по формулам приведения, получим

$$\operatorname{tg}\delta \cos\varphi = -\operatorname{ctg} a \cdot \sin t + \cos t \cdot \sin\varphi,$$

откуда

$$\operatorname{ctg} a = \sin\varphi \cdot \operatorname{ctg} t - \frac{\cos\varphi \cdot \operatorname{tg}\delta}{\sin t}. \tag{13.11}$$

Формула (13.11) носит общий характер и является основной для рассматриваемого способа; она позволяет использовать в качестве наблюдаемого светила не только Солнце, но и звезды.

Определение азимута по часовому углу Полярной звезды. Если величину азимута необходимо определить с точностью $30'' - 60''$, то его определяют по Полярной звезде, используя упрощенную формулу. При ее выводе учитывают близкое расположение Полярной звезды к полюсу Мира, так как ее склонение $\delta \approx 89°$. Поэтому сторона $P\sigma = (90° - \delta)$ параллактического треугольника будет мала, равно как и противолежащий ей угол a или $(360° - a)$ (см. рис. 166, *в*), не превышающий 2°. Это позволит, опустив из вершины σ перпендикуляр на сторону PZ, рассматривать полученный малый треугольник $PK\sigma$ как плоский.

Обозначив стороны этого треугольника $PK = x$, $K\sigma = y$, получим в радианной мере значения этих сторон

$$\frac{x}{\rho} = \frac{\Delta}{\rho} \cdot \cos t; \quad \frac{y}{\rho} = \frac{\Delta}{\rho} \cdot \sin t \tag{13.12}$$

или, сократив обе части равенств (13.12) на ρ, будем иметь

$$x = \Delta \cdot \cos t; \quad y = \Delta \cdot \sin t. \tag{13.13}$$

Применим к прямоугольному сферическому треугольнику $Z\sigma K$ формулу косинусов и правило Непера (13.8) и выразим сторону KZ

$$\cos(90° - \varphi - x) = \operatorname{ctg}(90° - y) \cdot \operatorname{ctg}(360° - a).$$

Упростим последнее выражение

$$\cos(\varphi + x) = \operatorname{tg} y \cdot (-\operatorname{ctg} a)$$

или

$$\cos(\varphi + x) = -\frac{\operatorname{tg} y}{\operatorname{tg} a},$$

откуда

$$-\operatorname{tg} a = \frac{y}{\cos(\varphi + x)}. \qquad (13.14)$$

По малости углов a и y можно принять:

$$\operatorname{tg} a = \frac{a}{\rho},\ \operatorname{tg} y = \frac{y}{\rho}$$

Подставив значения $\operatorname{tg} a$ и $\operatorname{tg} y$ в формулу (13.14) с учетом (13.13), получим окончательную формулу для приближенного определения азимута по часовому углу Полярной

$$-a = \frac{\Delta \sin t}{\cos(\varphi + \Delta \cos t)}. \qquad (13.15)$$

Входящее в формулу (13.15) полярное расстояние Δ является функцией склонения δ

$$\Delta = 90^\circ - \delta.$$

Величина δ выбирается из астрономических таблиц на дату наблюдения; часовой угол t находится из соотношения (13.2) по значению прямого восходящего α и местному звездному времени s.

$$t = s - \alpha.$$

§ 132. НАИВЫГОДНЕЙШИЕ УСЛОВИЯ ДЛЯ ОПРЕДЕЛЕНИЯ АЗИМУТА СВЕТИЛА

Точность определения астрономического азимута обусловлена рядом факторов: выбранным способом наблюдений, погрешностями полевых измерений и исходных данных, а также расположением светила на небесной сфере по отношению к горизонту и меридиану места наблюдения.

Чтобы установить наивыгоднейшие условия для наблюдения светила, нужно продифференцировать исходную формулу по всем входящим в нее переменным и перейти от дифференциалов к истинным или средним квадратическим погрешностям. Затем, на основе анализа полученной зависимости необходимо выяснить, при каких условиях влияние всех входящих в нее погрешностей на результат определений будет минимальным. Эти условия и будут наиболее благоприятными для определения азимута тем или иным способом, как обеспечивающие его наивысшую точность.

О п р е д е л е н и е а з и м у т а п о и з м е р е н н о й в ы с о т е с в е т и л а. Преобразуем исходную формулу (13.10), придав ей следующий вид

$$\sin \delta = \sin \varphi \sin h + \cos \varphi \cos h \cdot \cos a. \qquad (13.16)$$

Продифференцируем полученное выражение по переменным h, φ и a; вследствие малой погрешности вычисления склонения будем считать величину δ постоянной. Заменяя дифференциалы dh, $d\varphi$ и da соответствующими значениями погрешностей Δa, $\Delta\varphi$ и Δa и опуская все промежуточные преобразования, представим требуемую формулу в окончательном виде

$$\Delta a = \frac{\cos q}{\sin t \cdot \cos\varphi}\Delta h - \frac{1}{\operatorname{tg} t \cdot \cos\varphi}, \qquad (13.17)$$

где q — параллактический угол.

Анализ формулы (13.17) приводит к следующим выводам: — погрешность определения азимута Δa будет минимальной, когда угол t близок к 90° или 270°; в этом случае $\sin t = 1$, а $\operatorname{tg} t = \infty$, следовательно, коэффициенты при погрешностях Δh и Δt будут иметь наименьшее значение. Кроме того, первый член этой формулы (13.17) будет тем меньше, чем ближе будет угол q к 90° ($\cos 90° = 0$). Таким образом, наиболее благоприятным для наблюдений будет расположение светила на максимальном расстоянии от меридиана, или вблизи плоскости первого вертикала; — погрешность определения азимута зависит от широты φ места наблюдений. По мере ее возрастания, т. е. при перемещении наблюдателя от экватора к полюсу, величина $\cos\varphi$ будет уменьшаться, соответственно будет возрастать коэффициент при погрешности Δh. Поэтому этот способ определения азимута не рекомендуется применять в пунктах, широта которых превышает 60°;

— дополнительную погрешность в результаты определения азимута вносит атмосферная рефракция. При высотах светила, меньших 10°, эта погрешность значительно возрастает и ее учет становится затруднительным.

Для выяснения наивыгоднейших условий определения азимута по часовому углу светила продифференцируем формулу

$$\operatorname{tg}\delta \cdot \cos\varphi = \cos t \cdot \sin\varphi - \sin t \cdot \operatorname{ctg} a$$

по переменным φ, t и a. Выполнив ряд тригонометрических преобразований и заменив дифференциалы значениями истинных погрешностей, будем иметь

$$\Delta a = \frac{\cos q \cdot \cos\delta}{\cos h}\Delta t - \frac{\sin a}{\operatorname{ctg} h}\Delta\varphi. \qquad (13.18)$$

Из анализа формулы (13.18) следут, что влияние погрешностей определения времени Δt и широты $\Delta\varphi$ на точность определения азимута будет наименьшим при значениях $\cos\delta$ и $\sin a$ близких к нулю (т. е. при $\delta = 90°$ и $a = 0$). Из ярких звезд этим условиям лучше всего отвечает Полярная звезда, для которой $\delta \approx 89°$, а величина азимута a не превышает 2°. Максимальное значение склонения Солнца составляет 23,5°; поэтому определение азимута по часовому углу Солнца может быть лишь приближенным, с погрешностью порядка 30—60″. При этом наиболее благоприятным

периодом наблюдений будут утренние и вечерние часы, близкие к восходу и заходу Солнца. Действительно, в этом случае высота Солнца стремится к нулю, а значит $\cos h = 1$, $\operatorname{ctg} h = 0$ и, следовательно, коэффициенты при Δt и $\Delta\varphi$ будут минимальны. Поскольку коэффициент при Δt никогда не может быть равен нулю, то необходимо как можно точнее определять время наблюдения с погрешностью не более 10^s.

§ 133. АСТРОНОМИЧЕСКАЯ РЕФРАКЦИЯ

Астрономической рефракцией называется явление преломления лучей света, идущих от светила при прохождении ими слоев атмосферы разной плотности. Для выяснения сущности этого явления рассмотрим атмосферу как совокупность тонких слоев воздуха (рис. 167), плотность которых увеличивается по мере приближения к поверхности Земли. При отсутствии атмосферы наблюдатель, находящийся в некоторой точке M, увидел бы светило σ по направлению $M\sigma$. В действительности, луч света, проходя разные слои атмосферы, будет преломляться на границах этих слоев и представит собой ломаную линию. При бесконечно малых по толщине слоях воздуха эта ломаная линия превратится в кривую. По законам оптики при прохождении луча света от слоев меньшей плотности к слоям большей плотности углы преломления постепенно уменьшаются и выпуклость рефракционной кривой будет всегда обращена вверх. Наблюдатель при этом будет видеть светило по направлению касательной к этой кривой в точке M, т. е. по направлению $M\sigma$. Как видно из рис. 167, измеренная высота светила h' будет больше действительной h на некоторую величину ρ, называемую поправкой за астрономическую рефракцию. Таким образом, чтобы получить исправленное значение

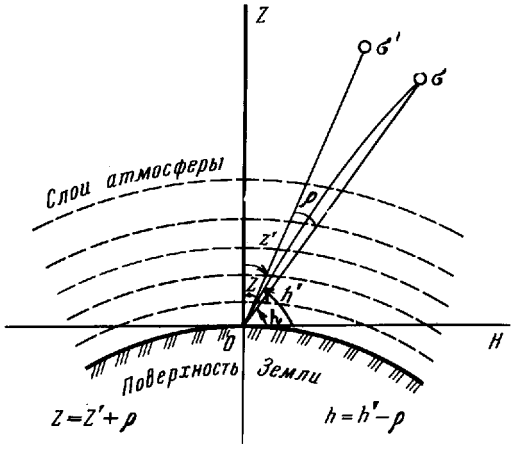


Рис. 167. Астрономическая рефракция

высоты светила нужно ее измеренное значение уменьшить на величину угла ρ, т. е.

$$h = h' - \rho.$$

Если вместо высоты h определено зенитное расстояние z, $(z = 90° - h)$, то его величина, исправленная за влияние астрономической рефракции, будет равна $z = z' + \rho$.

Величина поправки за рефракцию ρ зависит от высоты или зенитного расстояния светила; она увеличивается по мере приближения светила к горизонту и уменьшается до минимума при расположении светила вблизи зенита и в значительной степени обусловлена плотностью атмосферы, которая, в свою очередь, непосредственно связана с температурой и давлением воздуха. Поэтому при измерении вертикальных углов на светило необходимо определять давление и температуру воздуха.

В Астрономическом ежегоднике и Каталоге координат Солнца и ярких звезд приводятся специальные таблицы для определения средней поправки за рефракцию ρ_0, рассчитанной для нормальных атмосферных условий, т. е. для давления $B = 760$ мм рт. ст. и температуры воздуха $t = +10°$ С (табл. 46). Величину ρ_0 выбирают по аргументу h или z. Если в момент измерений давление и температура отличались от нормальных соответственно на 5 мм рт. ст. и 5° или более, в значение ρ_0 вводятся поправки $\Delta\rho_B$ и $\Delta\rho_t$.

$$\rho = \rho_0 + \Delta\rho_B + \Delta\rho_t.$$

Поправки $\Delta\rho_B$ и $\Delta\rho_t$ к значениям ρ_0 даны в табл. 47. Ниже приводится пример вычисления поправки за астрономическую рефракцию.

§ 134. ОПРЕДЕЛЕНИЕ ПОПРАВКИ ЧАСОВ НА МОМЕНТ НАБЛЮДЕНИЙ

При точных астрономических наблюдениях с погрешностью не более 1^s применяют хронометры — высокоточные часы с большим постоянством хода. Хронометры бывают звездными, т. е. идущими по звездному времени, и солнечными — идущими по среднему солнечному времени. Для приближенного определения азимута (т. е., с допустимой погрешностью определения времени не более 10^s) применяются наручные, электронные или механические часы, часы с центральной стрелкой.

Несмотря на высокие качества изготовления хронометры, как и другие виды часов дают показания с некоторой погрешностью, изменяющейся с течением времени — уходят вперед или отстают. Эту погрешность необходимо учитывать путем введения в измеренное время поправки часов. Поправка часов u это разность между точным (действительным) значением времени T и показанием T_1 рабочих часов в один и тот же момент, т. е.

Таблица 46

Поправка ρ_0 за среднюю рефракцию при $t = +10$ °C и $B = 760$ мм рт. ст.

Z'	Рефракция	Z'	Рефракция	Z'	Рефракция	Z'	Рефракция
53°00′	1′17″	62°00′	1′49″	66°20′	2′12″	70°40′	2′44″
53 30	1 18	62 10	1 50	66 30	2 13	70 50	2 46
54 00	1 20	20	50	40	14	71 00	2 47
30	22	30	51	50	15	10	49
55 00	1 23	40	52	67 00	2 16	20	50
30	24	50	53	10	17	30	52
56 00	1 26	63 00	1 54	20	18	40	53
30	27	10	54	30	19	50	55
57 00	1 29	20	55	40	20	72 00	2 57
30	31	30	56	50	22	10	59
58 00	1 33	40	57	68 00	2 23	20	3 00
30	34	50	58	10	24	30	02
59 00	1 36	64 00	1 59	20	25	40	04
30	38	10	2 00	30	26	50	06
60 00	1 41	20	2 01	40	28	73 00	3 08
10	41	30	02	50	29	10	10
20	42	40	02	69 00	2 30	20	12
30	43	50	03	10	32	30	14
40	43	65 00	04	20	33	40	16
50	44	10	05	30	34	50	18
61 00	1 45	20	06	40	36	74 00	3 20
10	45	30	07	50	37	10	22
20	46	40	08	70 00	2 38	20	24
30	47	50	09	10	40	30	26
40	47	66 00	2 10	20	41	40	29
50	48	10	11	30	43	50	31
62 00	49	20	12	40	44	75 00	3 33

Таблица 47

Поправки за температуру $\Delta\rho_t$ и давление $\Delta\rho_B$

t / Z	−20°	−10°	0°	+10°	+20°	+30°	B / Z	760	750	740	730	720
Z	+	+	+		−	−	Z		−	−	−	−
50°	8″	5″	3″	0	3″	5″	50°	0	1″	2″	3″	4″
55	10	6	3	0	3	6	55	0	1	2	4	5
60	12	7	4	0	4	7	60	0	1	3	4	5
65	15	10	5	0	4	8	65	0	2	3	5	6
70	19	12	6	0	5	10	70	0	2	4	6	8
75	26	16	8	0	7	14	75	0	3	6	8	11
Z / t	+	+	+		—	—	Z / B		+	+	+	+
	−20°	−10°	0°	+10°	+20°	+30°		760	770	780	790	800

Пример: $h' = 22°26{,}5'$ Решение: $\rho_0 = 2'19''$

$Z' = 90° - h' = 67°33{,}5'$ $\Delta\rho_t = -6''$

$t = +23{,}8°$ $B = 765$ мм $\Delta\rho_B = +1''$ $\rho = 2'14''$

$$u = T - T_1. \qquad (13.19)$$

Указанную поправку определяют с помощью приема сигналов службы точного времени. Эти сигналы передаются один раз в час радиостанцией «Маяк» и состоят из шести звуковых сигналов. В момент подачи шестого сигнала, соответствующего началу следующего часа, отсчитывают по рабочим часам сначала секунды, а затем минуты и часы. Поверку часов производят два раза в сутки, как правило, до и после наблюдений; результаты поверки записывают в журнал наблюдений. Поправка u считается положительной, если часы отстают, и отрицательной, если они уходят вперед.

Например, в момент поверки при подаче шестого сигнала точного времени в $7^h00^m00^s$ рабочие часы показали время $6^h58^m47^s$. Следовательно, поправка часов в этот момент будет положительной и равной $u = T - T_1 = 7^h00^m00^s - 6^h58^m47^s = +1^m13^s$.

В зависимости от качества и точности регулировки часов поправка u может изменяться.

Изменение ω поправки часов за единицу времени называется х о д о м ч а с о в и определяется формулой

$$\omega = \frac{u_2 - u_1}{(T_2 - T_1)^h},$$

где T_1 и T_2 — точное время в 1 и 2 моменты поверки часов u_1, u_2 — поправки часов, соответствующие этим моментам. Знак хода определяется знаком разности $(u_2 - u_1)$, так как интервал $(T_2 - T_1)$ между двумя последовательными моментами всегда положителен. В зависимости от принятой единицы времени ход часов может быть суточным и часовым. Зная ход часов ω и поправку u_1 в момент T_1 поверки часов, можно вычислить поправку u на любой момент T наблюдения светила по формуле

$$u = u_1 + \omega(T - T_1)^h.$$

Для контроля вычислений эту же поправку находят вторично, пользуясь моментом T_2 поверки часов

$$u = u_2 + \omega(T - T_2).$$

Окончательно исправленное декретное время D момента наблюдений вычисляют по формуле

$$D = T + u.$$

Таким образом для определения поправки u часов момента наблюдений поверку часов следует выполнять дважды — до и после наблюдений с возможно большим интервалом $(T_2 - T_1)$. При вычислении хода ω и поправки часов u следует иметь в виду, что разности времени $(T_2 - T_1)$, $(T - T_1)$ и $(T - T_2)$ выражают в долях часа и используют их значения без размерности, как коэффициент.

П р и м е р. Во время первой и второй поверок показания часов были равны $T_1 = 7^h00^m45^s$ и $T_2 = 10^h01^m03^s$. Определить поправку часов на момент наблюдения светила $T = 8^h30^m18^s$ и исправленное значение времени в этот момент.

Р е ш е н и е. Найдем вначале поправки u_1 и u_2 на момент поверки часов T_1 и T_2 по формуле (13.19)

$$u_1 = 7^h - 7^h00^m45^s = -45^s,$$
$$u_2 = 10^h - 10^h01^m03^s = -1^m03^s,$$

отсюда ход часов ω будет равен

$$\omega = \frac{u_2 - u_1}{(T_2 - T_1)^h} = \frac{-1^m03^s - (-45^s)}{(10-7)} \cdot \frac{-18^s}{3} = -6^s.$$

Вычислим поправку u на момент наблюдения светила

$$u = u_1 + \omega(T - T_1)^h = -45 + (-6^s) \cdot (8{,}5 - 7) = -45 - 9^s = -54^s.$$

Для контроля вторично вычислим эту поправку

$$u = u_2 + \omega(T - T_2)^h = -1^m03^s + (-6^s) \cdot (8{,}5 - 10) = -1^m03^s + 9^s = -54^s.$$

Таким образом, исправленное время момента наблюдений составит

$$D = T + u = 8^h30^m18^s + (-54^s) = 8^h29^m24^s.$$

§ 135. ОПРЕДЕЛЕНИЕ АЗИМУТА ПО ВЫСОТЕ СОЛНЦА

Определяя азимут по измеренной высоте светила, решают параллактический треугольник $PZ\sigma$ по трем сторонам и получают основную формулу (13.10) для вычисления косинуса азимута светила на момент наблюдений

$$\cos a = \frac{\sin\delta - \sin\varphi \sin h}{\cos\varphi \cdot \cos h},$$

где δ — склонение светила, выбираемое из астрономических таблиц по дате наблюдения и интерполируемое на момент наблюдений; φ — географическая широта точки наблюдения, определяемая по топографической карте возможно более крупного масштаба; h — высота светила, измеренная по вертикальному кругу теодолита, исправленная поправкой за астрономическую рефракцию. Высота светила является определяющим элементом данного способа.

Вычислив по формуле (13.10) азимут светила a и используя из журнала полевых измерений горизонтальный угол Q между направлениями на светило и местный предмет, находят азимут направления на местный предмет по формуле

$$A = a + Q. \qquad (13.20)$$

В этом способе наблюдаемым светилом могут служить Солнце или яркие звезды; в другом случае результат определения азимута

будет более точным, так как для наблюдений звезду можно выбрать вблизи первого вертикала и тем самым уменьшить до минимума влияние погрешности Δh на точность азимута.

В поле зрения трубы теодолита звезда имеет вид точки и наведение на нее центра сетки нитей осуществляется гораздо точнее, чем визирование на диск Солнца значительных размеров (диаметр которого равен 31′ в угловой мере).

Для определения азимута с погрешностью 30″–60″ на практике чаще используют Солнце.

О б щ а я о р г а н и з а ц и я р а б о т и п о с т а н о в к а п о л е в ы х и з м е р е н и й п р и н а б л ю д е н и и С о л н ц а. Как было установлено при анализе исходной формулы (13.10), наиболее благоприятным временем для наблюдения Солнца является момент прохождения им плоскости первого вертикала. Однако чтобы обеспечить точность определения азимута в пределах 30″–60″ нет необходимости строго соблюдать это условие. С этой целью для широт 40—60° наблюдать Солнце рекомендуется в утренние (до 10^h) и вечерние (после 16^h) часы. Для ослабления влияния атмосферной рефракции высота Солнца должна быть при этом не менее 10°. Угловые измерения производятся теодолитами типа Т2, Т5 и приборами, равными им по точности. Перед началом наблюдений они должны быть тщательно поверены и отъюстированы. Наблюдатель должен располагать ручными часами, радиоприемником, а также барометром-анероидом и термометром. Погрешности определения давления и температуры воздуха не должны превышать соответственно 5 мм рт. ст. и 5°; погрешность определения среднего момента наблюдения Солнца по часам — не более 1^m.

Для удобства наблюдений на окуляр зрительной трубы теодолита надевают преломляющую призму, снабженную темным светофильтром для визирования на Солнце. Зрительную трубу заранее фокусируют на бесконечность и в дальнейшем эту фокусировку не меняют. Регулировку изображения сетки нитей выполняют при наведении трубы на Солнце, добиваясь ее резкого и отчетливого изображения на фоне солнечного диска.

Для рассматриваемого способа определения азимута особенность наблюдения Солнца состоит в том, что и вертикальный $h(Z)$, и горизонтальный Q углы должны быть измерены в один и тот же момент положения Солнца, которое непрерывно движется по небосводу. Для этого наведение на Солнце вертикальной и горизонтальной нитей сетки нужно выполнять одновременно. С этой целью изображение Солнца наблюдают при двух положениях круга в диаметрально-противоположных четвертях поля зрения трубы (рис. 168), наводя в разных полуприемах горизонтальную и вертикальную нити сетки на противоположные края солнечного диска. При такой симметричной схеме наблюдений средние из отсчетов по горизонтальному и вертикальному кругам будут относиться к центру Солнца и к среднему общему моменту времени данного приема. В период утренних наблюдений наведение на

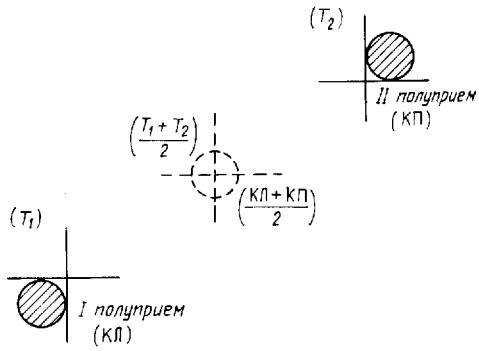


Рис. 168. Порядок визирования на диск Солнца при определении азимута по высоте светила

Солнце осуществляют вначале в верхней правой четверти поля зрения трубы, во время вечерних — в левой верхней; такой порядок визирования связан с характером видимого движения Солнца в течение дня.

Рассмотрим более подробно последовательность и содержание действий при выполнении одного приема определения азимута по измеренной высоте Солнца.

I полуприем при круге лево (КЛ). 1. Наводят зрительную трубу на местный предмет и производят установку лимба, соответствующую данному приему. Затем более точно визируют на местный предмет и берут отсчет по горизонтальному кругу.

2. Устанавливают на окуляре призму и светофильтр и направляют трубу на Солнце так, чтобы его изображение оказалось в соответствующей четверти сетки; в момент одновременного касания краев солнечного диска горизонтальной и вертикальной нитей сетки берут отсчеты по часам, горизонтальному и вертикальному кругам. При работе с теодолитом без компенсатора перед отсчетом по вертикальному кругу приводят пузырек его уровня в нуль-пункт.

II полуприем при круге право (КП). 3. Переводят трубу через зенит и визируют на Солнце, располагая его изображение в диаметрально противоположной четверти поля зрения трубы; берут отсчеты по часам, по горизонтальному и вертикальному кругам.

4. Заканчивают прием повторным визированием на местный предмет; отсчет берут только по горизонтальному кругу.

Этот цикл наблюдений составляет один полный прием. Для определения азимута с точностью порядка 30—60″ достаточно выполнить два таких приема. Однако во избежание неточного наведения на Солнце, а также в целях контроля и повышения точности результата, число приемов определения азимута увеличивают до 4—6 на каждом пункте. Тем более, как показывает практика, даже для малоопытных наблюдателей продолжительность каждого приема не превышает 5—10 мин.

При переходе к следующему приему меняют первоначальную установку лимба на угол, равный $180°/m$ (m — число приемов). Первым полевым контролем наблюдений служит постоянство раз-

Таблица 48

Журнал наблюдений азимута по высоте Солнца

с п. Лагерная на п. Нечаево

Дата: 1 августа 1986 г. Теодолит Т5 № 4530

Широта $\varphi = 54°42{,}6'$

Долгота $\lambda = 2^h29^m00^s = 37°15{,}0'$ Температура $t = +20$ °С

Время московское ($n = 2$) Давление $B = 768$ мм рт. ст.

Объекты наблюдения	Отсчет по часам	Отсчет по вертикальному кругу	Отсчет по горизонтальному кругу	Вычисления
	I полуприем (круг лево)			$M = 0°09{,}2'$
п. Нечаево				$C = 110°31{,}2'$
Солнце			0°09,5′	$Q = 249°38{,}0'$
	18^h49^m	156°52,5′	109°52,5′	$h' = \frac{КП+180°-КЛ}{2}$
	II полуприем (круг право)			
Солнце	18^h54^m	23°05,5′	291°09,8′	$Z' = 90°-h' = 66°50{,}8'$
			180°09,0′	$h' = 23°09{,}2'$
				$\rho = -2{,}2'$
				$h = 23°\ 07{,}'$
п. Нечаево				
$T_{ср}$	18^h52^m			$\rho_0 = 2'15''$
u	$+1^m$			$\Delta\rho_t \quad -4''$
D^0	18^h53^m			$\Delta\rho_B \quad +2''$

Сравнение показаний часов с радиосигналами

$18^h - T_1 = 17^h59^m02^s$ $u_1 = +0^m58^s$

$22^h - T_2 = 21^h59^m05^s$ $u_2 = +0^m55^s$

$T_{ср} = 18^h53^s$ $u \approx +1^m$

ности отсчетов (КЛ—КП) на местный предмет в разных приемах. Ее допустимое колебание не должно превышать двойной точности отсчетного устройства теодолита.

Обработка результатов полевых измерений и вычисление азимута. Приведем пример обработки журнала определения азимута по высоте Солнца (табл. 48).

На первой странице журнала приводятся все необходимые исходные данные: дата наблюдений, географические координаты точки стояния, давление и температура воздуха, номер часового пояса места наблюдения. Здесь же записывают результаты поверки часов при сравнении их показаний с моментом приема радиосигналов.

Порядок вычислений. 1. Вычисляют средние из отсчетов по горизонтальному кругу M при визировании на местный предмет и C на Солнце.

2. Вычисляют горизонтальный угол Q между направлением на местный предмет и на Солнце

$$Q = M — C.$$

3. Из отсчетов по вертикальному кругу определяют измеренную высоту h' Солнца, а затем его зенитное расстояние z'. Формула для вычисления h и z зависит от типа применяемого теодолита; в нашем примере для теодолита Т5 она имеет вид

$$h' = (КП + 180° - КЛ)/2.$$

Соответствующее зенитное расстояние будет равно

$$z' = 90° — h'.$$

4. По найденному зенитному расстоянию из табл. 46 выбирают среднюю поправку ρ_0 за астрономическую рефракцию. С учетом измеренного атмосферного давления B и температуры t в табл. 47 находят поправки $\Delta\rho_B$ и $\Delta\rho_t$.

Таким образом суммарная величина поправки за рефракцию будет равна

$$\rho = \rho_0 + \Delta\rho_B + \Delta\rho_t,$$

а исправленное значение высоты Солнца составит

$$h = h' - \rho.$$

5. Определяют поправку часов u на средний момент $T_{ср}$ наблюдения Солнца в приеме.

Из сравнения показаний часов с радиосигналами находят поправки u_1 и u_2, с помощью которых вычисляют ход часов

$$\omega = \frac{u_2 - u_1}{T_2 - T_1}, \text{ а затем } u = u_1 + \omega(T - T_1) = u_2 + \omega(T - T_2).$$

Округлив значение u до 1^m, находят исправленный момент D наблюдений по декретному времени

$$D = T + u.$$

Вычисления при приближенных методах определения азимута относятся к категории несложных вычислений, поэтому они могут быть выполнены с помощью таблиц и простейших калькуляторов, а также малых ЭВМ типа Б 3—34 с небольшими программами. Последние дают возможность большей автоматизации обработки результатов астрономических определений, так как позволяют вести вычисления в системе декретного времени, без использования каких-либо таблиц, в том числе и астрономических. Рассмотрим конкретный пример на вычисление азимута с помощью астрономических таблиц и микрокалькулятора, представленный в стандартной ведомости (табл. 49).

1. По выписанному из журнала наблюдений и исправленному поправкой часов u декретному времени D вычисляют всемирное

Таблица 49

Ведомость вычисления азимута по высоте Солнца

с пункта Лагерная на пункт Нечаево

Обозначения	Приемы, даты	
	I 1.08.86	II 1.08.86
φ	54°42,6′	54°42,6′
h	23 07,7	21 34,4
Вычисление всемирного времени		
D	18^h53^m	19^h04^m
$n+2^h$	4^h	4^h
T_0	14^h53^m	15^h04^m
Вычисление склонения Солнца		
$(T_0)^h$	$14{,}9^h$	$15{,}1^h$
ν	−37,4″	−37,4″
δ_0	+18°09,0′	+18°09,0′
$\nu \cdot (T_0)^h$	−9,3′	−9,4′
δ	+17°59,7′	+17°59,6′
Вычисление азимута Солнца		
$\sin\varphi$	0,81 626	0,81 626
$\sin h$	0,39 260	0,36 769
$\sin\varphi \cdot \sin h$	0,32 046	0,30 013
$\sin\delta$	0,30 893	0,30 869
$\sin\delta - \sin\varphi \sin h$	—0,01 153	+0,00 878
$\cos\varphi$	0,57 769	0,57 769
$\cos h$	0,91 971	0,92 995
$\cos\varphi \cos h$	0,53 131	0,53 722
$\cos a$	—0,02170	+0,01634
Вычисление азимута земного предмета		
a'	88°45,4′	89°03,8′
Четверть	III (180°+a')	IV (360°—a')
a	268°45,4′	270°56,2′
Q	249 38,0	247 27,6′
A	158 23,4	158 23,8′
$A_{ср}$	158°23,6′	
Вычисление дирекционного угла		
λ	37°15,0′	
λ_0	39°00,0′	
$(\lambda-\lambda_0)$	—1°45,0′	
$\sin\varphi$	0,81626	
γ	—1°25,7′	
$A_{ср}$	158°23,6′	
$\alpha = A_{ср}-\gamma$	159°49,3′	

Таблица 50

Выписка из Каталога координат Солнца и ярких звезд на 1986 г.

Дата	Видимое склонение δ_0	Часовое изменение склонения v_δ	Уравнение времени (ист.—сред) $(\eta+12^h)$	Часовое изменение уравнения времени v_η	Звездное время S_0
1.08	+18° 09′01″	—37,4″	$11^h53^m40{,}8^s$	+0,13^s	$20^h37^m14{,}1^s$
2.08	17 53 56	38,1	11 53 44,3	0,16	20 41 10,6
3.08	17 38 32	38,8	11 53 48,4	0,18	20 45 07,2
4.08	17 22 52	39,6	11 53 53,1	0,21	20 49 03,7
5.08	17 06 54	40,3	11 53 58,4	0,23	20 53 00,3
6.08	16 50 39	40,9	11 54 04,4	0,26	20 56 56,9
7.08	16 34 09	41,9	11 54 10,9	0,28	21 00 53,4

время T_0 момента наблюдений. С учетом номера часового пояса $(n=2)$ и даты наблюдений

$T = D—(n+2^h)$.

2. Пользуясь выпиской из табл. 50 Каталога координат Солнца и ярких звезд на 1986 год, определяют склонение Солнца δ_0 по дате наблюдений.

По сравнению со склонением звезд склонение Солнца изменяется значительно не только в разные дни, но и в течение суток. Приведенные в астрономических таблицах величины склонений светил отнесены к началу суток, т. е. на Гринвичскую полночь. Чтобы получить склонение δ на момент наблюдений T_0 нужно выписать величину v_δ (табл. 50) за переход от δ_0 к δ. Таким образом, склонение Солнца на заданный момент может быть вычислено путем интерполяции по формуле

$$\delta = \delta_0 + v_\delta (T_0)^h \qquad (13.21)$$

Следует иметь в виду, что входящее в формулу всемирное время выражают в долях часа (T_0) и считают его безразмерным числовым сомножителем.

3. Имея теперь все необходимые для вычисления азимута светила исходные данные h, δ и φ, находят по основной формуле (13.10) значение $\cos a$. Вычисленный по найденному косинусу азимут a' относится к I четверти; переход к действительному азимуту a Солнца осуществляется с учетом знака косинуса и периода наблюдений. В утренние часы Солнце находится в I или II четверти, в вечерние — в III или IV. Из табл. 51 можно уяснить порядок перехода от a' к действительному значению азимута a.

4. Складывают найденное значение a с выписанным из полевого журнала горизонтальным углом Q и получают искомый азимут A направления на земной предмет.

Таблица 51

Знак функции	Утро		Вечер	
	четверть	формула	четверть	формула
$+\cos a$	I	$a = a'$	IV	$a = 360° - a'$
$-\cos a$	II	$a = 180° - a'$	III	$a = 180° - a'$

Для принятой точности определений азимута порядка 30—60″ допустимое расхождение между значениями A в разных приемах должно лежать в пределах 1′—1,5′; поскольку расхождение $A' - A'' = 0{,}4''$, окончательное значение азимута A получают как среднее арифметическое.

5. Заключительный этап вычислений сводится к нахождению дирекционного угла α направления на земной предмет. Для этого вначале по снятым с топографической карты широте и долготе λ_0 места наблюдения вычисляют Гауссово сближение меридианов по приближенной формуле

$$\gamma = (\lambda - \lambda_0) \sin \rho,$$

где λ_0 — долгота осевого меридиана зоны, в которой расположена данная точка. Номер зоны N определяется по долготе места наблюдений.

Окончательное значение дирекционного угла направления на земной предмет будет равно (см. табл. 49)

$$\alpha = A_{ср} - \gamma.$$

§ 136. ОПРЕДЕЛЕНИЕ АЗИМУТА ПО ЧАСОВОМУ УГЛУ СОЛНЦА

Сущность способа состоит в непосредственном измерении горизонтального угла между центром Солнца и земным предметом с фиксацией момента наблюдения по часам.

Параллактический треугольник решают в этом случае по двум сторонам $P\sigma = 90° - \delta$ и $Pz = 90° - \varphi$ и углу между ними, получая формулу (13.11)

$$\operatorname{ctg} a = \sin \varphi \operatorname{ctg} t - \frac{\cos \varphi \cdot \operatorname{tg} \delta}{\sin t}.$$

В этой формуле широту места наблюдения, его долготу и склонение светила находят так же, как и в изложенном выше способе определения азимута по высоте Солнца. Методику определения третьего элемента — часового угла t — рассмотрим более подробно далее.

По найденному из формулы (13.11) значению котангенса азимута светила находят азимут a светила, а затем и азимут земного предмета A — из соотношения

$$A = a + Q,$$

где Q — горизонтальный угол между направлениями на светило и земной предмет.

В отличие от предыдущего способа определения азимута, где отсчет по часам необходим лишь для интерполяции склонения Солнца на момент наблюдений и притом с невысокой точностью (1^m), в формуле (13.11) часовой угол t является главным элементом, определяющим в конечном счете точность полученного результата. Поэтому в этом случае время момента наблюдений и поправка часов должны быть известны с погрешностью не более 10^s.

Другая особенность рассматриваемого способа определения азимута состоит в том, что в нем не измеряются вертикальные углы на светило. Поэтому на измерения не будет оказывать влияние астрономическая рефракция, в результате чего повысится точность окончательного результата.

При этом значительно упрощается процесс визирования на Солнце, поскольку для измерения горизонтального угла важно фиксировать момент касания изображения солнечного диска лишь вертикальной нитью, горизонтальную же нить достаточно навести приближенно на центр Солнца; соответственно сокращается и продолжительность наблюдений отдельного приема.

В заключение отметим еще раз, что повышение точности определения азимута по часовому углу светила может быть обеспечено лишь при наличии хронометра или качественных часов и достаточно точным определением поправки к ним.

Организация полевых работ и методика наблюдений мало чем отличаются от изложенных в § 135. За исключением барометра и термометра, используются те же приборы, остается прежним и количество приемов (4—6) и допустимые погрешности угловых измерений. Следует заметить, что последовательность и содержание действий при наблюдениях практически остаются такими же, как и при определении азимута по высоте Солнца (см. табл. 48, 52). Поверку часов производят по радиосигналам более тщательно, с возможно большим интервалом, до и после наблюдений.

В табл. 52 приведен пример заполнения и обработки журнала наблюдения азимута по часовому углу Солнца.

Вычисления начинают с определения часового угла Солнца на момент наблюдений T_0.

Часы отсчитывают время по характеру равномерного движения воображаемого среднего Солнца, фактически же на небосводе наблюдается истинное Солнце.

Как отмечалось ранее, истинное Солнце в своем движении то отстает от среднего Солнца, то обгоняет его на величину η, называемую уравнением времени (формула 13.5)

$$\eta = t_\odot - t_m,$$

где $t_\odot$ и t_m — соответственно часовые углы истинного и среднего Солнца.

Таблица 52

Журнал наблюдений азимута по часовому углу Солнца

с п. Лагерная на п. Рязаново

Дата 2 августа 1986 г.

Широта $\varphi = 54°42{,}7'$ Теодолит Т5 № 4530

Долгота $\lambda = 2^h29{,}0^m$

Время московское $n = 2$

Сравнение показаний часов с радиосигналами

$6^h - T_1 = 6^h01^m30^s$ $u_1 = -1^m30^s$

$10^h - T_2 = 10^h01^m02^s$ $u_2 = 1^m02^s$

Объект наблюдений	Отсчет по часам	Отсчет по горизонтальному кругу	(КЛ–КП)	Вычисления
	I полуприем (круг лево)			
п. Рязаново		0°25,4′		$M = 0°25{,}4'$
Солнце	$8^h36^m45^s$	287°39,5′		$C = 288°07{,}0'$
				$Q = 72°18{,}4'$
	II полуприем (круг право)			
Солнце	$8^h38^m05^s$	108°34,4′		
		180°25,3′	+0,1′	
п. Рязаново				
$T_{ср}$	$8^h37^m25^s$			
u	-1^m12^s			
D	$8^h36^m13^s$			

Это значит, что часовой угол истинного Солнца равен

$t_\odot = \eta + t_m$.

Так как часовой угол среднего Солнца отсчитывается от момента верхней кульминации, то в гринвичскую полночь он будет равен 12^h, т. е.

$t_m = 12^h$.

Поэтому часовой угол $t_\odot$ истинного Солнца на 0^h всемирного времени определится из соотношения

$t_\odot = \eta + 12^h$.

Вычисление поправки часов на момент наблюдений

$$\omega = \frac{u_1 - u_1}{(T_2 - T_1)} = \frac{-63^s - (-90^s)}{4} = +\frac{28^s}{4} = +7^s,$$

$$u = u_1 + \omega(T - T_1)^h = -1^m30^s + 7^s(8{,}6 - 6{,}0) = -1^m12^s.$$

Контроль вычислений

$$u = u_2 + \omega(T - T_2)^h = -1^m02^s + 7^s(8{,}6 - 10) = -1^m12^s.$$

Значение $\eta + 12^h$ выбирается по дате наблюдения из астрономических таблиц, выписка из которых приведена в табл. 50. Поскольку Солнце наблюдается не в 0^h, а в момент T_0 всемирного времени, его часовой угол $t_\odot$ станет больше на эту величину, т. е.

$$t_\odot = \eta + 12^h + T_0.$$

Время момента наблюдения T_0 определяют по часам и поэтому оно является средним временем. Для перехода к истинному времени нужно учесть поправку $v_\eta(T_0)^h$, где v_η — часовое изменение уравнения времени, выбираемое из тех же табл., что и $\eta + 12^h$.

Таким образом,

$$T_\odot = (\eta + 12^h) + T_0 + v_\eta T_0$$

часовой угол истинного Солнца в момент наблюдений на Гринвичском меридиане. Для определения часового угла Солнца на меридиане точки наблюдений с долготой λ нужно увеличить правую часть последнего равенства на эту величину, выраженную в часовой мере. Окончательное значение часового угла истинного Солнца будет равно

$$t = (\eta + 12^h) + T_0 + v_\eta T_0 + \lambda. \qquad (13.22)$$

Общая схема вычислений азимута по часовому углу Солнца аналогична схеме определения азимута по высоте и состоит из следующих этапов:

1. Вычисление всемирного времени T_0.
2. Определение часового угла Солнца t на момент наблюдений по формуле (13.22) и перевод его в угловую меру.
3. Нахождение склонения Солнца на момент наблюдения δ по формуле (13.21).
4. Вычисление ctg a по его значению угла a^1, отнесенного к I четверти, и переход к действительному значению азимута светила a (табл. 53).

Таблица 53

Знак функции	Четверть	Формулы	Знак функции	Четверть	Формулы
	Утро			*Вечер*	
+ctg a	I	$a = a'$	+ctg a	III	$a = 180° + a'$
—ctg a	II	$a = 180° - a'$	—ctg a	IV	$a = 360° - a'$

Таблица 54

Ведомость вычисления азимута по часовому углу Солнца

с п. Лагерная на п. Нечаево

Обозначения	Прием I 2.08.86 г.	Прием II 2.08.86 г.
Вычисление всемирного времени		
D	$8^h36^m13^s$	$8^h45^m10^s$
$n+2^h$	4^h	4^h
T_0	$4^h36^m13^s$	$4^h45^m10^s$
$(T_0)^h$	4,6	4,8
Вычисление часового угла Солнца		
T_0	$4^h36^m13^s$	$4^h45^m10^s$
$\eta+12^h$	$11^h53^m44^s$	$11^h53^m44^s$
ν	$+0,16^s$	$+0,16^s$
$\nu(T_0)^h$	$+1^s$	$+1^s$
λ	$2^h29^m00^s$	$2^h29^m00^s$
t	$18^h58^m58^s$	$19^h07^m55^s$
t°	284°44,5′	286°58,8′
Вычисление склонения Солнца		
v	—38,1″	—38,1″
δ_0	+17°53,9′	+17°53,9′
$\nu\cdot(T_0)^h$	—2,9′	—3,0′
δ	17°51,0′	17°50,9′
Вычисление азимута Солнца		
$\sin\varphi$	0,81626	0,81626
$\operatorname{ctg} t$	—0,26312	—0,30535
$\sin\varphi \operatorname{ctg} t$	—0,21478	—0,24924
$\cos\varphi$	0,57769	—0,57769
$\operatorname{tg}\delta$	0,32203	0,32200
$\cos\varphi\cdot\operatorname{tg}\delta$	0,18603	0,18601
$\sin t$	—0,96708	—0,95641
$\cos\varphi\cdot\operatorname{tg}\delta/\sin t$	—0,19236	—0,19449
$\operatorname{ctg} a$	—0,02242	—0,05475
a'	—88°42,9′	86°52,0′
Четверть	II (180°—a')	II (180°—a')
Вычисление азимута на земной предмет		
a	91°17,1′	93°08,0′
Q	72 18,4	70 28,1
A	163 35,5	163 36,1
$A_{ср}$	163°35,8′	
Вычисление дирекционного угла		
$A_{ср}$	163°35,8′	
γ	—1°25,7′	
α	165°01,5′	

5. Определение азимута направления на земной предмет $A_{ср}$.
6. Переход от азимута $A_{ср}$ к дирекционному углу α.

Приведем пример вычисления азимута направления на земной предмет по часовому углу Солнца в соответствующей ведомости (табл. 54).

§ 137. ОПРЕДЕЛЕНИЕ АЗИМУТА ПО ЧАСОВОМУ УГЛУ ПОЛЯРНОЙ ЗВЕЗДЫ

Как указывалось ранее, из всех звезд, используемых для приближенных способов определения азимута, наиболее удобной в практическом отношении является Полярная звезда. Полярную звезду легче отыскать на небосводе по ее расположению в созвездии Малой Медведицы, чем любую другую звезду.

Параллактический треугольник $PZ\sigma$, одной из вершин которого является Полярная звезда, имеет особую форму. По сравнению с остальными сторона $P\sigma = 90° - \delta$ весьма мала, соответственно этому весьма мал и угол a или $(360° - a)$ при вершине Z, т. е. азимут светила. При приближенном определении азимута это позволяет решать треугольник более просто, чем в общем случае и, следовательно, облегчить и сократить объем вычислений. Как и в предыдущем способе параллактический треугольник решают по сторонам $PZ = (90° - \varphi)$ и $P\sigma = (90° - \delta)$ и углу t.

Приведем выведенную ранее формулу (13.15), используемую для определения азимута по часовому углу Полярной с точностью $30'' - 60''$. Эта формула не является строгой и применяется только при приближенном определении азимута.

Из формулы

$$-a = \frac{\Delta \cdot \sin t}{\cos(\varphi + \Delta \cos t)}$$

получают непосредственно азимут, а не его функцию ctg a.

Входящее в формулу (13.15) полярное расстояние Δ вычисляют через склонение δ светила

$$\Delta = 90° - \delta.$$

Главный элемент формулы t — часовой угол Полярной, — вычисляют как функцию местного звездного времени s и прямого восхождения α светила

$$t = s - \alpha.$$

Величины δ и α (экваториальные координаты светила) приводятся в Астрономическом ежегоднике в специальных таблицах «Видимые места Полярной» Каталога координат Солнца и ярких звезд.

Ниже представлен фрагмент таблицы «Видимые места Полярной» (табл. 55), из которого видно, что изменения экваториальных координат весьма малы, поэтому при их выборе на дату наблюдений интерполяция на момент наблюдений не требуется.

Таблица 55

Видимые места Полярной

Дата	Прямое восхождение α	Склонение δ
1980 год		
Август ...		
1.08	$2^h12^m41{,}8^s$	89°10′07,2″
2.08	2 12 43,3	89 10 07,3
3.08	2 12 44,8	89 10 07,4
4.08	2 12 46,5	89 10 07,5
5.08	2 12 48,2	89 10 07,6
6.08	2 12 49,9	89 10 07,7
7.08	2 12 51,5	89 10 07,9
8.08	2 12 53,1	89 10 08,0
9.08	2 12 54,6	89 10 08,2
10.08	2 12 56,0	89 10 08,4
.....	.....	
1986 год		
Август ...		
5	$2^h17^m24{,}7^s$	89°11′57,0″
.....		

Как объект наблюдений, Полярная звезда имеет ряд преимуществ по сравнению с Солнцем. Визирование на нее производится значительно легче и точнее, так как ее изображение представляется в виде мало подвижной точки, в отличие от крупного и быстро перемещающего солнечного диска. Кроме того, наблюдения Полярной звезды можно осуществлять не только ночью, но и в светлое время суток; для этого необходимо заранее составить специальную таблицу приближенных горизонтальных координат (рабочие эфемериды) — азимута a и высоты h Полярной. Ориентировав прибор по их значениям, можно найти изображение Полярной звезды в поле зрения трубы.

Определение азимута по часовому углу Полярной может быть выполнено с более высокой точностью, чем по Солнцу. При той же методике наблюдений погрешность результатов не превысит 10—15″, если использовать теодолит типа Т2 или равный ему по точности и увеличить число наведений на светило и земной предмет в два раза. Вычисление в этом случае выполняется по основной формуле (13.11). Этот способ определения азимута по Полярной звезде применяется, например при передаче дирекционных углов с пунктов триангуляции и полигонометрии на ориентирные пункты.

Организация полевых работ. Особенностью расположения Полярной звезды на небесной сфере по сравнению с Солнцем является ее значительная высота над горизонтом; в средних широтах она достигает величины 40° и более. Поэтому на окуляр зрительной трубы и отсчетного микроскопа обязательно надевается преломляющая насадка. В дневное время невооруженным глазом Полярная звезда не видна, но в поле зрения трубы теодолита она имеет вид серебристой точки. Несмотря

на четкое изображение Полярной во время ночных наблюдений, нельзя быть полностью уверенным, что наблюдается именно она, а не другая, расположенная рядом звезда. Поэтому независимо от времени суток, наблюдатель должен располагать рабочими эфемеридами Полярной.

В период ночных наблюдений применяются специальные осветительные устройства для визирной цели (марки), установленной на земном предмете, для сетки нитей зрительной трубы и отсчетного микроскопа, а также для освещения журнала наблюдений. Отсчет момента времени наведения на звезду и поверку часов необходимо производить так же тщательно, как и при наблюдениях по часовому углу Солнца; при этом ход часов ω не должен превышать 10^s.

Перед производством измерений теодолит поверяют и юстируют, заранее добиваются резкой видимости изображения сетки нитей. Зрительную трубу фокусируют на бесконечность. В целом схема выполнения одного приема измерений при определении азимута по часовому углу Полярной остается той же, что и при наблюдениях по часовому углу Солнца.

Необходимое число приемов и допустимые расхождения полученных результатов обусловливаются требуемой точностью определения азимута. Схема записей в журнале наблюдений и порядок его обработки приведены в табл. 56.

Вычисление часового угла Полярной. Одним из основных этапов вычисления азимута по часовому углу Полярной является определение местного звездного времени s момента наблюдений, с помощью которого получают часовой угол Полярной. Полный цикл вычислений состоит из шести этапов и выполняется в следующем порядке.

1. Переходят от среднего момента наблюдения по декретному времени D к всемирному времени T_0, учитывая номер часового пояса n и количество декретных часов периода наблюдений (с 1^h или 2^h). В нашем примере для московского часового пояса ($n = 2$) по летнему времени имеем

$$T_0 = D - (n + 2^h).$$

2. Из таблиц «Солнце» астрономического ежегодника или Каталога координат Солнца и ярких звезд (см. табл. 56) определяют по дате наблюдений звездное время S_0 на 0^h всемирного времени, относящееся к Гринвичскому меридиану.

Всемирное время наблюдений T_0 выражено в единицах среднего солнечного времени как отсчитанное по часам, поэтому его переводят в звездное путем введения поправки ΔS, представляющей собой разность в продолжительности среднего и звездного времени.

Разность в продолжительности одного среднего и одного звездного часа составляет $\mu \approx 10^s$ (для определения азимута с повышенной точностью принимают $\mu = 9{,}856^s$); тогда поправка в звездное время за промежуток времени T_0 будет равна

Таблица 56

Журнал наблюдений определения азимута по часовому углу Полярной

с п. Лагерная на п. Осинки

Дата: 5 августа 1986 г. Теодолит Т5 № 4530

Широта: $\varphi = 54°42'42''$ Время московское $n = 2$

Долгота: $\lambda = 37°15'00''$

Сравнение показаний часов с радиосигналами

$22^h - T_1 = 21^h59^m30^s$ $u_1 = +30^s$

$2^h - T_2 = 1\ 58\ 57$ $u_2 = +1^m03^s$

Объект	Отсчет по часам	Отсчет по горизонтальному кругу	(КЛ—КП)	Вычисления
	I полуприем (круг лево)			
п. Осинки	—	0°07,6′		$M =$ 0°07,6′
Полярная	$22^h45^m25^s$	197 56,6		$C =$ 197 58,0
	II полуприем (круг право)			$Q =$ 162 09,6
Полярная	22 50 00	17 59,5		
п. Осинки	—	180 07,7	—0,1′	

$T_{ср}$ $22^h47^m42^s$

u $+36$

D 22 48 18

Вычисление поправки часов

$$\omega = \frac{u_2 - u_1}{(T_2 - T_1)^h} = \frac{+63^h - 30^s}{(2+24-22)} = +\frac{33^s}{4} = +8^s,$$

$$u = u_1 + \omega(T_{ср} - T_1)^h = +30^s + 8^s \cdot (22{,}8 - 22{,}0) = +30^s + 6^s = +36^s.$$

$$\Delta s = \mu \cdot T_0.$$

3. Складывая звездное время S_0 в Гринвичскую полночь на начальном меридиане, выбранное из табл. 50, с всемирным временем T_0 момента наблюдений и с учетом поправки Δs за перевод единиц среднего времени в звездное, найдем звездное время в момент наблюдений Полярной, но относящееся к начальному меридиану

$$s = S_0 + T_0 + \mu T_0.$$

4. С учтом долготы λ точки наблюдений, выраженной в единицах времени, получим искомое звездное время s на меридиане наблюдений по формуле

$$s = S_0 + T_0 + \mu \cdot T_0 + \lambda.$$

5. Выбрав из таблиц «Видимые места Полярной» (см. табл.) прямое восхождение α, вычисляют окончательное значение часового угла Полярной

$$t = s - \alpha.$$

Найденное значение t, выраженное в часовой мере, переводят в угловую. Подставив его в исходную формулу (13.15), получают азимут Полярной. Так как в этой формуле перед a стоит знак «минус», это значит что знак у вычисленного значения азимута светила надо изменить на обратный.

6. По формуле

$$A = a + Q$$

определяют азимут направления на земной предмет. Если расхождения между значениями A в отдельных приемах не превышают допустимых, вычисляют среднее значение $A_{ср}$, после чего находят дирекционный угол α

$$\alpha = A_{ср} - \gamma.$$

Пример заполнения и обработки журнала и ведомость вычисления азимута направления по часовому углу Полярной приведены в таблицах 56 и 57.

Составление эфемерид Полярной. В заключение поясним методику составления рабочих эфемерид Полярной, т. е. порядок вычислений приближенных горизонтальных координат — высоты h и азимута a на предполагаемые моменты наблюдений.

Воспользуемся для этого выпиской из астрономических таблиц «Высоты и азимуты Полярной» (табл. 58).

Аргументами для определения h и a служат широта пункта наблюдения φ и местное звездное время s предполагаемых моментов наблюдений; значение s находят по декретному времени D.

Ранее было доказано, что высота полюса Мира равна широте пункта наблюдения

$$h_p = \varphi.$$

Из рис. 166, *в* видно, что в треугольнике $ZσK$ стороны ZK и $Zσ$ можно с некоторым допущением считать равными друг другу

$$90° - \varphi - x = 90° - h,$$

откуда можно написать, что

$$\varphi + x = h.$$

В астрономических таблицах величину x принято обозначать через f, тогда

$$h = \varphi + f.$$

Следовательно, для определения высоты h Полярной нужно выбрать величину f (см. табл. 58) по местному звездному времени

Таблица 57

Ведомость вычисления азимута по часовому углу Полярной

Обозначения	Прием	
Дата	I 5.08.86 г.	II 5.08.86 г.
Вычисление всемирного времени		
D	$22^h48^m18^s$	$23^h06^m36^s$
$n+2^h$	4^h	4^h
T_0	$18^h48^m18^s$	$19^h06^m36^s$
$(T_0)^h$	18,8	19,1
Вычисление местного времени		
T_0	$18^h48^m18^s$	$19^h06^m36^s$
S_0	20 53 00	20 53 00
$10^h(T_0)^h$	3^m08^s	3^m11^s
λ	2 29 00	2 29 00
	42 13 26	42 31 47
s	$18^h13^m26^s$	$18^h31^m47^s$
Вычисление часового угла Полярной		
α	2 17 25	2 17 25
$t = s-\alpha$	$15^h56^m01^s$	$16^h14^m22^s$
Вычисление азимута Полярной		
t^0	290°00′15″	243°35′30″
δ	89 11 57	89 11 57
$\Delta = 90°-\delta$	48′03″	48′03″
$\Delta \sin t$	—2471″	—2582″
$\sin t$	—0,85720	—0,89565
Δ''	2883″	2883″
$\cos t$	—0,51498	—0,44476
$\Delta \cos t$	—1485″	—1282″
φ	54°42′42″	54°42′42″
$\varphi+\Delta \cdot \cos t$	54 17 57	54 21 20
$\cos(\varphi+\Delta \cdot \cos t)$	0,58355	0,58275
$-a$	—4234″	—4431″
Вычисление азимута местного предмета		
a	1°10,6′	1°13,8′
Q	162 09,6	162 06,6
A	163°20,2′	163°20,4′
Вычисление дирекционного угла		
$A_{ср}$	163°20,3′	
γ	—1°25,7′	
α	164°46,0′	

Таблица 58

Высоты и азимуты Полярной

1980 год

s	f	φ				s
		50°	55°	60°	62°	
...	...					...
8^h12^m	0°00′	1°17′	1°26′	1°39′	1°46′	20^h12^m
8 32	—0 04	1 17	1 26	1 39	1 45	19 52
8 52	—0 09	1 16	1 25	1 37	1 44	19 32
9 12	—0 13	1 14	1 23	1 35	1 41	19 12
9 32	—0 17	1 12	1 21	1 32	1 38	18 52
9 52	—0 21	1 09	1 18	1 29	1 35	18 32
10 12	—0 25	1 06	1 14	1 25	1 30	18 12
10 32	—0 28	1 03	1 10	1 20	1 25	17 52
10 52	—0 32	0 58	1 05	1 15	1 20	17 32
11 12	—0 35	0 54	1 00	1 09	1 13	17 12
11 32	—0 38	0 49	0 55	1 03	1 07	16 52
11 52	—0 41	0 44	0 49	0 56	0 59	16 32
...	...					...

Таблица 59

Расчет рабочих эфемерид Полярной

Дата 5 августа 1980 г. $\varphi = 54°42{,}0'$

Время московское $(n = 2)$ $\lambda = 2^h29{,}0^m$

Обозначения	Предполагаемые моменты наблюдений			
	22^h00^m	22^h30^m	23^h00^m	23^h30^m
T	22 00	22 30	23 00	23 30
$n+2^h$	4	4	4	4
T_0	18 00	18 30	19 00	19 00
$\mu \cdot T_0 = 10^s(T_0)^h$	3,0	3,1	3,2	3,2
S_0	20 54,8	20 54,8	20 54,8	20 54,8
λ	2 29,0	2 29,0	2 29,0	2 29,0
s	$17^h26{,}8^m$	$17^h56{,}9^m$	$18^h27{,}0^m$	$18^h57{,}0^m$
φ	54°42′	54°42′	54°42′	54°42′
f	—0 33	—0 27	—0 22	—0 16
h	54°09′	54°15′	54°20′	54°26′
a	1°04′	1°11′	1°17′	1°21′

s и прибавить ее к широте. Азимут Полярной a берется из этих же таблиц по аргументам s и φ.

Приведем пример расчета рабочих эфемерид Полярной на прилагаемые моменты наблюдений от 22^h00^m до 23^h30^m с интервалом в 30^m (табл. 59).

Глава 14

СЪЕМКА ШЕЛЬФА И ВНУТРЕННИХ ВОДОЕМОВ

§ 138. СУЩНОСТЬ И НАЗНАЧЕНИЕ СЪЕМКИ ШЕЛЬФА

Топографическая съемка шельфа и внутренних водоемов это особая разновидность топографо-геодезических работ, выполняемых с целью создания топографических планов и карт акваторий. Такие планы и карты служат топографической основой для всестороннего изучения, рационального использования и охраны природных ресурсов континентального шельфа, озер и водохранилищ.

К о н т и н е н т а л ь н ы м ш е л ь ф о м называют зону вокруг материков, простирающуюся от береговой линии при низком стоянии уровня воды во время отлива до глубины, на которой отмечается резкое увеличение крутизны склона, спускающегося к области больших глубин. Как правило, геологическое строение шельфа сходно со строением прилегающей суши, а процессы размыва и накопления осадков, связанные с неоднократными колебаниями уровня океана, сформировали на большинстве шельфов слабонаклонные равнины. Приблизительно, внешнюю границу шельфа проводят на глубине 200 м. Площадь континентального шельфа акваторий, омывающих побережье России, достигает приблизительно 5,0 млн км^2, из них около 0,91 млн км^2 расположены на глубинах свыше 200 м.

Шельфовые зоны океана используются человечеством крайне и н т е н с и в н о. Здесь ведутся промыслы рыбы, морского зверя, ценных водорослей, моллюсков и других морепродуктов, производится добыча нефти, газа и строительных материалов, прокладываются кабели и трубопроводы, организуются зоны отдыха и морские заповедники. Шельфы — это места сброса сточных, бытовых и промышленных вод, зона интенсивного судоходства. Не менее интенсивно используют внутренние водоемы — озера и водохранилища, которые зачастую служат также источниками водоснабжения и орошения. Именно возрастающие масштабы освоения акваторий требуют дополнительную топографическую информацию, которая являлась бы продолжением топографических планов и карт суши. Поэтому для топографических карт шельфа и внутренних водоемов (в дальнейшем для краткости ТКШ) применяются тот же масштабный ряд системы координат и высот, что и для топографических карт и планов суши. Однако, в связи с особенностями шельфа, как объекта съемки, применяемых методов работ, требований к точности, высотам сечения рельефа, содержанию и оформлению ТКШ топографические съемки шельфа и внутренних водоемов производятся в соответствии со специальными нормативными документами: Основными положениями [14], Инструкцией, Руководством [16] и другими нормативными актами.

§ 139. РАЗВИТИЕ СЪЕМОЧНЫХ РАБОТ НА ШЕЛЬФЕ

Топографо-геодезические работы по созданию ТКШ России развиваются с середины 70-х годов. Приблизительно в то же время уже появились подробные карты береговой зоны Японии в масштабах 1 : 25 000 и 1 : 10 000 в комплекте из двух карт — топографической и геоморфологической. В США на прибрежную зону выпускаются особые топографо-батиметрические карты для обеспечения ее комплексного изучения и использования. Во многих странах ведутся специальные съемки и издаются крупномасштабные батиметрические карты повышенной точности. Однако историческим началом съемочных работ на шельфе можно считать создание специальных карт для мореплавания — портоланов эпохи Возрождения. Развитие мореплавания сопровождалось совершенствованием морских карт и выделением к XIX в. специальных гидрографических служб, занятых съемками наиболее важных для навигации акваторий. Вплоть до последнего времени задачи гидрографии по изучению жидкой оболочки Земли считались аналогичными задачами топографии для суши. Современными гидрографическими исследованиями в разных масштабах охвачены все акватории Мирового океана. На навигационных морских картах шельфа отображены: подводный рельеф, средства навигационного оборудования и ориентиры, «опасности» и другие элементы содержания, обеспечивающие рациональное и безопасное мореплавание. Но такие карты неудобны для обеспечения экологических и геологических исследований, строительства в прибрежной зоне и т. п., поскольку по разграфке и проекции, принципам отображения рельефа не стыкуются с топографическими картами суши. Этих недостатков лишены ТКШ, которые для навигационных целей не предназначаются. Материалы топографических съемок шельфа по своим качествам в любом случае не должны уступать данным гидрографических съемок, и могут использоваться при создании навигационных морских карт. Развитие съемочных работ на шельфе в последнее время связано с применением гидролокационной аппаратуры для площадной съемки дна и дистанционного изучения донных грунтов, с последующей автоматизированной обработкой информации.

§ 140. СОДЕРЖАНИЕ ТОПОГРАФИЧЕСКОЙ СЪЕМКИ ШЕЛЬФА И ВНУТРЕННИХ ВОДОЕМОВ

Топографические съемки шельфа должны обеспечить возможность создания ТКШ масштаба 1 : 50 000 и крупнее — вплоть до планов масштаба 1 : 2000. Для отдельных слаборасчлененных районов с глубинами свыше 200 м допускается выполнять съемки и в масштабе 1 : 100 000. В связи с тем что топографические работы на акваториях связаны с использованием нестабильных платформ (судов) и большими удалениями от берегов, погрешности положения изображений объектов, четких контуров и ориентиров на ТКШ не должны превышать 1,5 мм в масштабе карты, если

эти объекты не располагаются на островах или сооружениях, связанных с государственной геодезической сетью. Эти требования в 2 раза ниже требований к точности изображений карт суши и соответствуют реальным возможностям современных радиогеодезических систем.

Погрешность измерения глубин современными эхолотами после введения поправок за влияние среды измерений и колебаний уровня моря составит около 1 % от глубины и принята в качестве нормативной для глубин свыше 30 м. На меньших глубинах средние квадратические погрешности измерения и приведения глубин в Балтийскую систему высот не должны превышать 0,3 м. Погрешности измерения глубин увеличиваются пропорционально измеряемой величине. Точность определения положения отметок высот (глубин) дна меньшая, по сравнению с картами суши, что входит в противоречие с необходимостью иметь на ТКШ малые высоты сечения рельефа из-за более выположенного, чем на суше, характера поверхности дна шельфовых морей. Поэтому при топографической съемке шельфа средние погрешности в положении горизонталей относительно ближайших пунктов высотной основы не должны превышать 2/3 высоты сечения подводного рельефа на участках дна с углами наклона до 6° и целой высоты сечения — на участках с углами наклона от 6 до 20°. Приведенные требования также в 2 раза ниже, чем аналогичные требования к картам суши. Тем не менее достижение указанных требований — сложная техническая и технологическая задача, требующая последовательного выполнения целого комплекса полевых и камеральных работ по созданию ТКШ. Этот комплекс в общем случае включает: подготовительные работы; обеспечение съемок плановой и высотной основами, уровенные наблюдения; топографическую съемку или обновление карт побережья, съемку надводных объектов в прибрежной зоне акватории; съемку подводного рельефа, подводной и надводной ситуации; съемку донных грунтов и растительности; обработку результатов и оценку качества съемки; составление съемочных оригиналов карт. Основу комплекса топографической съемки шельфа составляет съемка подводного рельефа.

Съемка подводного рельефа осуществляется методом промера в сочетании с другими методами топографической съемки акваторий: гидролокационной съемкой (оценкой) подводного рельефа, грунтов и объектов; аэрофотосъемкой мелководий до глубин естественной прозрачности воды; пробоотбором донных грунтов или их дистанционным исследованием низкочастотными гидроакустическими системами; водолазным обследованием подводных объектов и сбором проб грунта, донных животных и растений на мелководьях; подводным фотографированием. При создании специализированных ТКШ в состав съемочных работ могут входить специальные съемки, например, гидробиологические, или инженерно-геологические работы, связанные с тематикой создаваемой карты, а все съемочные материалы интерпретируются соответствующими специалистами — биологами, геологами, геофизиками и другими.

§ 141. ОСОБЕННОСТИ ТОПОГРАФИЧЕСКИХ КАРТ ШЕЛЬФА

Как уже отмечалось, топографические карты шельфа и внутренних водоемов являются продолжением топографических карт суши и составляют с ними в пределах одного листа единое изображение. Поэтому суша отображается на ТКШ так же, как и на обычных картах. Но уже береговая линия, зона осушки и акватория отображаются с использованием дополнительных условных знаков и со своими требованиями к точности и детальности. Специфика ТКШ, как карт общегеографических, состоит в принципиальной трехмерности объекта картографирования. В связи с наличием тесной взаимосвязи водных масс и характеристик морского дна невозможно изображать топографические элементы на ТКШ так, как если бы вода в зоне шельфа отсутствовала. Формально это выражается в сосуществовании на карте двух опорных поверхностей изображения: поверхности моря и морского дна, к которым привязываются изображения остальных элементов содержания и их пространственные (по относительной высоте или глубине) характеристики.

Специфическим для ТКШ является подробное отображение следующих элементов содержания, расположенных на акватории:

опорных пунктов и ориентиров, относящихся к средствам навигационного оборудования морей;

инженерно-технических сооружений на акватории;

фарватеров, каналов и рекомендованных путей судоходства;

границ и «особых районов» на воде;

рельефа дна, отображаемого условными знаками, отметками и горизонталями в Балтийской системе высот, и составляющего основу картографического изображения;

донных отложений и выходов коренных пород (донных грунтов);

донных растений и животных (макробентоса);

элементов гидрологии и прочих элементов содержания, с помощью которых на ТКШ по возможности учитываются специальные требования.

За рамкой карты обязательно помещается краткая географическая справка, поясняющая и дополняющая картографическое изображение. Приводятся данные о соотношении уровня моря (среднего и наинизшего) с Балтийской системой высот.

Для обеспечения достоверного отображения подводного рельефа, составляющего основу современных ТКШ, были рассчитаны высоты сечения подводного рельефа горизонталями в зависимости от основных факторов, определяющих качество съемки подводного рельефа: масштаба съемки, степени расчлененности подводного рельефа и глубины моря. Принятые для съемки шельфа высоты сечения приведены в табл. 60. Несмотря на то, что точность измерения глубин быстро понижается с увеличением их значений, отметки дна подписываются на ТКШ до 0,1 м на глубинах до 200 м, и до 1 м — свыше 200 м, что сохраняет единство представления информации о подводном рельефе и рельефе суши,

Таблица 60

Характер рельефа дна	Глубина, м	Высота сечения рельефа (м) на ТКШ масштаба				
		1 : 2 000	1 : 5 000	1 : 10 000	1 : 25 000	1 : 50 000
Нерасчлененный и пологоволнистый, с углами наклона до 2°	От 0 до 50	0,5; 1	0,5; 1	1	1; (2,5); 5	2; 5; 10
	От 0 до 200	1; 2	1; 2	2; (2,5); 5	2,5; 5	5; 10
Расчлененный, с углами наклона 2—6°	От 0 до 200	2; 5	2; 5	2; (2,5); 5	2,5; 5; 10	5; 10; 20
Сильнорасчлененный и крутосклонный, с углами наклона 6—20°	От 0 до 200	2; 5	2; 5	5; 10	5; 10; 20	10; 20; (40); 50
Различной расчлененности, с углами наклона до 6°	От 200 до 1000	—	—	10	20	20
Различной расчлененности, с углами наклона до 6—20°	От 200 до 1000	—	—	20	20	(40); 50

Примечание. Высоты сечения в скобках употребляются, если рельеф прибрежной суши имеет сходный характер и(или) отображается горизонталями с таким же сечением.

при этом знак «минус» не ставится, о чем делается пояснение за рамкой карты.

Требования нормативных актов по созданию ТКШ согласованы с соответствующими положениями по созданию морских навигационных карт, что позволяет использовать ТКМ при составлении морских карт. В процессе камеральной обработки материалов съемки, измеренные глубины приводятся к условной уровенной поверхности, которая называется нулем глубин. За нуль глубин на морских картах России принимается на морях с приливами меньше 50 см средний многолетний уровень моря (СМУ), на морях с приливами 50 см и более — наинизший теоретический уровень (НТУ). Для ТКШ отметки дна определяют в Балтийской системе высот путем учета поправок за уровень как показано на рис. 169. Для перевода отметок дна в отметки глубин за рамкой листа ТКШ делается пояснительная надпись о положении СМУ и НТУ по отношению Кронштадтского футштока.

При создании ТКШ используются условные знаки топографических карт суши, отдельные условные знаки навигационных морских карт и дополнительные условные знаки, разработанные для объектов специфического содержания этих карт и приведенные в специальных нормативных документах.

§ 142. РАЗВИТИЕ СЪЕМОЧНОГО ОБОСНОВАНИЯ НА БЕРЕГУ И НА ВОДЕ

Плановой и высотной основой топографических карт шельфа и внутренних водоемов служат пункты государственной геодезической сети, сетей сгущения и съемочных сетей, расположенные на берегу и на акватории. В качестве высотной основы используют также реперы уровенных постов, привязанных к государственной нивелирной сети.

Плотность пунктов съемочного геодезического обоснования устанавливается из расчета обеспечения определения местоположения съемочного судна для плановой привязки результатов съемки на всей площади работ с точностью, соответствующей масштабу создаваемой карты. Способы построения съемочной геодезической сети в береговой зоне аналогичны общепринятым и подробно изложены в главе 6. Дополнительные пункты, обеспечивающие съемку береговой зоны, определяются аналитически или графически прямыми, обратными и комбинированными засечками, а также фотограмметрическими способами.

Средняя квадратическая погрешность определения планового положения пунктов съемочного обоснования относительно исходных пунктов не должна превышать 2 м при съемках в масштабе 1 : 10 000 и мельче и 0,2 мм в масштабе плана при съемках в масштабе 1 : 5000 и 1 : 2000.

Вновь устанавливаемые береговые пункты должны по возможности располагаться на коренных, не затопляемых и не подверженных размыву и оползням берегах. В качестве наружных знаков пунктов используются обычные пирамиды. Применяются также простые сигналы, призмы, гурии, вехи.

При развитии съемочных сетей используются готовые ориентиры, хорошо видимые с моря: архитектурные сооружения, вышки, башни, заводские трубы, телевизионные мачты, опоры высоковольтных линий, створные знаки у входов в порты и на фарватерах и другие сооружения.

Для усиления видимости наружных знаков пунктов со стороны моря на пирамидах делается дополнительная обшивка, которая окрашивается краской, цветом наибольшего контраста с окружающим фоном.

Ширина знака, при которой он может быть обнаружен с расстояния S км, должна быть не менее $0{,}29\ S$ (м). Высота знака H для случая, когда берег не скрывается за горизонтом, составит $0{,}66\ S$ (м). Если берег скрывается за горизонтом, то высоту знака определяют по формуле

$$H = (0{,}25S - \sqrt{h_т})^2 + 0{,}6S - h_б,$$

где $h_т$ — высота глаза наблюдателя; $h_б$ — высота берега, на котором установлен знак.

Непосредственно на акваториях съемочное обоснование создается в редких случаях, когда невозможно воспользоваться береговыми

знаками или радиогеодезическими системами. В зависимости от удаленности района съемки и глубины дна знаки пунктов могут быть надводными и подводными.

На обширных мелководьях выставляются надводные знаки в виде забитых в грунт свай, или простых пирамид из металлических конструкций, устанавливаемых на дно. Используют буровые вышки, надводные скалы. В виде исключения допускается временная постановка на два-три якоря вспомогательного судна или использование плавучих заякоренных ориентиров (буй, веха). Их координаты необходимо определять с пунктов береговой геодезической основы в начале, середине и конце съемочных работ методами прямой или обратной засечки. Вне видимости берегов координаты морских вех определяются многократной передачей радиогеодезических параметров с помощью РГС путем пробегов съемочного судна от точек привязки радиоизмерений у берега до выставленных вех в море.

Комплекс работ, связанных с решением научных и прикладных задач геодезии на море, в последнее время стали называть морской геодезией. Одна из задач морской геодезии связана с методами создания геодезической основы для съемки шельфа на больших удалениях от берега за пределами действия радиогеодезических систем. Морским геодезическим пунктом называют точку с известными координатами, закрепленную на морском дне, состоящую из одного или нескольких знаков, необходимых для геодезических измерений. Знаки подводных пунктов расположены в толще воды, а обнаружение их и производство измерений возможно лишь с помощью гидроакустической аппаратуры.

Подводные знаки могут быть пассивные и активные.

На пассивных знаках визирные цели представляют собой поверхности из твердых материалов различной формы, способные отражать излучаемые судовой аппаратурой акустические колебания. Эти знаки имеют малую дальность действия и устанавливаются в шельфовой зоне.

На активных знаках гидроакустическое устройство излучает акустические сигналы, которые принимаются специальными судовыми установками. По принципу действия активные знаки делят на маяки-ответчики (МО) и маяки-пингеры (МП). Те и другие позволяют измерять наклонные расстояния до знаков по интервалам времени. Различие в том, что МО посылает запросный сигнал, а МП работают по специальной программе, при условии отсчета фиксированных моментов приема сигнала на судне в системе единого времени.

Наибольшее распространение получили морские геодезические пункты, состоящие из трех знаков, расположенных в вершинах равностороннего треугольника на расстояниях 0,3—0,5 дальности их действия. Отечественная навигационная гидроакустическая система СНП-20 позволяет использовать один или три МО в качестве знаков геодезического пункта. Она может быть использована на

глубинах от 100 до 6000 м. При наклонной дальности до 8 км система обеспечивает привязку к геодезическим пунктам со средней квадратической погрешностью порядка 70 м.

Морские геодезические пункты в зависимости от длительности использования могут быть постоянными и временными. Знаки постоянных пунктов снабжаются источниками питания на 10—20 лет. Временные пункты устанавливаются только на период работ в данном районе.

Особенности высотного обоснования. Методы развития высотной съемочной сети нивелированием и проложением высотных ходов вдоль побережья акваторий аналогичны изложенным в главах 5 и 6.

Особенность высотного обоснования съемки подводного рельефа заключается в том, что его изображение на картах базируется на использовании глубин, измеряемых съемочным судном от поверхности воды до дна. Установлено, что поверхность морей и водоемов в высотном положении непрерывно изменяется. Периодические колебания уровня связаны с воздействием астрономических (гравитационных) сил притяжения Луны и Солнца — это приливо-отливные колебания или для краткости — приливы. Непериодические колебания уровня возникают под воздействием ветра, волнений и атмосферного давления — это сгонно-нагонные колебания, а также свободные колебания в виде стоячих волн — сейши. На водохранилищах с неравномерным режимом работы гидроузлов появляются относительные колебания уровня. Реальное физическое состояние поверхности моря (водоема), высота которой непрерывно изменяется, называют мгновенным уровнем.

Максимальный уровень воды в продолжении одного периода (за лунные сутки 24 ч 50 мин или их половину) прилива называют полной водой, а минимальный — малой водой.

Средняя величина прилива — разность средних высот полных и малых вод за период наблюдений. Если величина прилива составляет более 10 см, то море или его часть теоретически считается приливным. Однако в практике работ по созданию топографических и морских карт в нашей стране при установлении отсчетного горизонта в качестве нуля глубин к приливным морям относятся такие, на которых средняя величина прилива равна 50 см и более. Все остальные моря и акватории относят к неприливным.

Амплитуда прилива — высота полной или малой воды от среднего уровня прилива. Если приливы не симметричны относительно среднего уровня, то и амплитуды, определяемые по полной и малой воде, не всегда будут равны между собой.

Для высотного обоснования съемок на акваториях необходимо также в процессе всей работы съемочного судна непрерывно

фиксировать положение мгновенного уровня с помощью специальных устройств на береговых уровенных постах.

Для получения отметок дна в Балтийской системе высот определяют поправки к измеренным и исправленным поправкой эхолота глубинам за разность в высотах мгновенного уровня и уровня, соответствующего нулю Кронштадтского футштока.

§ 143. УРОВЕННЫЕ ПОСТЫ

У р о в е н н ы й п о с т — место на водном объекте, предназначенное для производства постоянных или эпизодических наблюдений за колебанием уровня воды, оборудованное постовыми устройствами, включающими средства измерений высоты уровня (реечного либо свайного типа или самописцы уровня) и репера уровенного поста.

Уровенный пост включает в себя устройство для измерений уровня воды и двух реперов — основного и рабочего, высоты которых определены нивелированием в Балтийской системе высот. Относительно этих реперов систематически контролируется высотное положение уровенных (водомерных) реек и закрепляется единый нуль поста. На морях России, имеющих связь с океанами, за единый нуль принят горизонт, лежащий на 5,000 м ниже нуля Кронштадтского футштока, т. е. горизонт — 5,000 м, на Каспийском море — минус 28,000 м и Аральском — плюс 51,454 м.

Постоянно действующие установки на гидрометеостанциях Росгидромета или других ведомств называют п о с т о я н н ы м и п о с т а м и. Наблюдения за уровнем на этих постах служат для вычисления среднего многолетнего уровня моря (СМУ) и наинизшего теоретического уровня (НТУ).

Для определения СУМ и НТУ в малоизученных районах акваторий и других целей выставляются д о п о л н и т е л ь н ы е п о с т ы на 36 месяцев.

Если постоянных и дополнительных постов для обеспечения работ недостаточно, выставляются в р е м е н н ы е п о с т ы. Они служат, главным образом, для определения высот мгновенного уровня в процессе съемки.

Водомерные рейки, устанавливаемые на уровенных постах, крепятся вертикально к неподвижному основанию (к стенке, к свае пристани, специальному сооружению в виде свай, забиваемых в грунт или к засыпанному камнями деревянному ряжу). В некоторых случаях выставляют ряд свай, забитых в грунт по створу в направлении максимального уклона дна с таким расчетом, чтобы разность высотных отметок двух соседних свай была в пределах 0,5 м. Превышение верхнего среза над поверхностью грунта составляет порядка 0,2 м, поэтому сваи более защищены от воздействия волнения. Для отсчета уровня используется переносная рейка.

В местах акваторий, закрытых от волнения, устанавливается самописец уровня и контрольная водомерная рейка, по которой

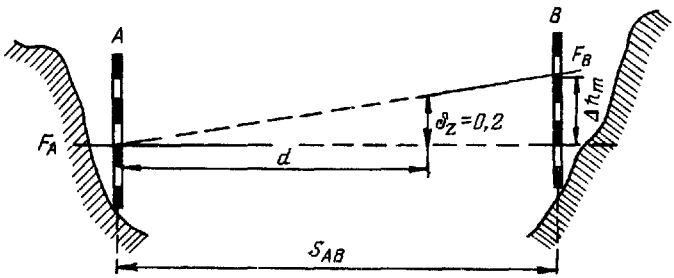


Рис. 169. Предел действия уровенного поста

производят контрольные отсчеты уровня для согласования записей с нулем поста. В отдельных случаях на участках съемки, удаленных от береговых постов, в открытом море выставляются самописцы уровня типа ГМ-28 или «Шельф».

В зависимости от характера прилива, величины и фазы колебаний уровня определяются допустимые расстояния от места регистрации высоты уровня, в пределах которых можно исправлять глубины поправками за уровень, полученными на соответствующем посту. Пределом действия уровенного поста *A* по направлению к посту ***B*** называют расстояние *d* от поста *A*, при котором разность высот мгновенного уровня для любого момента не превосходит наперед заданной величины δ_z.

В нормативных актах по созданию топографических карт установлено, что значение δ_z не должно превышать 0,2 м для берегового уровенного поста и 0,5 м для уровенного поста открытого моря. На рис. 169 поясняется сущность понятия предела действия. Исходной величиной для расчета *d* является максимальная разность высот мгновенных уровней Δh_m на постах, где ранее велись наблюдения за уровнем. Предельные расстояния рассчитываются по формуле

$$d = \frac{\delta_z}{\Delta h_m} \cdot S_{AB},$$

где S — расстояние между ближайшими постоянными постами, км; Δh_m — максимальная разность высот мгновенного уровня на ближайших постах, м; δ_z — допустимая разность превышений мгновенных уровней в любой точке участка, м.

На приливных морях Δh_m вычисляется по гармоническим постоянным волн прилива. На безливных морях и больших озерах Δh_m определяют по высотам мгновенного уровня на постах *A* и *B*, дающим максимальную разность на один и тот же момент относительно среднего уровня.

На морях, где преобладают сгонно-нагонные колебания уровня, а приливно-отливные не превышают 0,5 м, а также для озер и

водохранилищ ориентировочные расстояния между смежными постами следует устанавливать в зависимости от конфигурации береговой линии и характера рельефа дна акваторий. На открытых участках побережья с выравненными берегами расстояние между смежными постами допускается в пределах 70—100 км. На обширных мелководных участках с малоизрезанным берегом это расстояние сокращается до 50—70 км. В районах с заливами, бухтами, фиордами посты выставляются через 30—40 км, на приустьевых участках рек с прямолинейным без резкого расширения руслом — через 10—15 км.

§ 144. НАБЛЮДЕНИЯ ЗА КОЛЕБАНИЯМИ УРОВНЯ

Наблюдения на уровенных постах ведутся во время съемочных работ в течение всего периода времени, которое необходимо для приведения измеренных глубин к установленному нулю глубин, а также для передачи установленного нуля глубин с постоянных постов на временные методом водного нивелирования. Отсчеты уровня по рейке производятся с погрешностью не более 2 см на морях и 1 см — на внутренних водоемах.

На морях с приливами наблюдения за уровнем производятся ежечасно на всех постах, не имеющих самописцев непрерывно регистрирующих колебания уровня. На внутренних водоемах и на морях без приливов наблюдения за уровнем должны проводиться в 0, 6, 12 и 18 ч гринвичского (всемирного) времени, что соответствует 3, 9, 15, 21 ч московского времени в зимний период, 4, 10, 16 и 22 ч московского времени в летний период. Если измерения уровня за 1 ч превышают 0,1 м из-за больших сгонов и нагонов воды, наблюдения за уровнем также производят ежечасно.

На рис. 170 показана взаимосвязь отсчетных горизонтов высот уровня относительно е д и н о г о н у л я поста, который

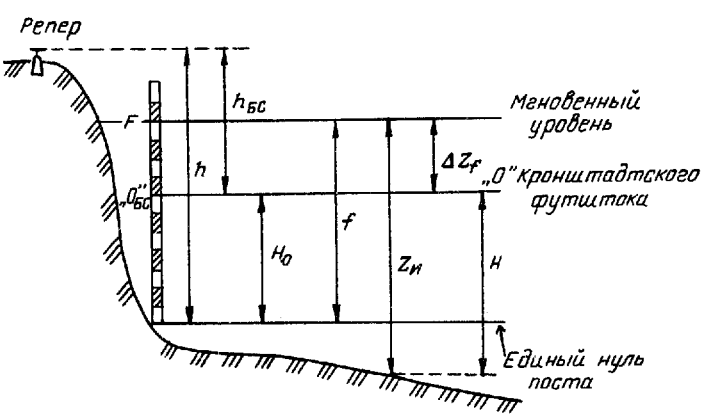


Рис. 170. Взаимосвязь отсчетных горизонтов высот уровня

ниже нуля Кронштадтского футштока на величину H_0. Отсчет f мгновенного уровня F показан на рис. 170 в момент измерения глубины $Z_и$. Поправка за уровень Δz_f к измеренной (и исправленной поправкой эхолота) глубине $Z_и$ определяется из отсчетов по рейке поста значений f и $H_с$ и может иметь как отрицательное, так и положительное значение. После исправления $Z_и$ поправкой ΔZ_f получают отметку дна H для нанесения на топографическую карту шельфа. При съемке озер и водохранилищ высотное положение нулей постов не является единым и определяется значениями превышений h и $h_{БС}$ относительно реперов.

На топографических картах шельфа и внутренних водоемов приводятся сведения о соотношении Балтийской системы высот и принятых отсчетных уровней глубин акваторий (среднего уровня моря, озера, подпорного горизонта водохранилища и др.) с указанием значения их высот относительно нуля Кронштадтского футштока.

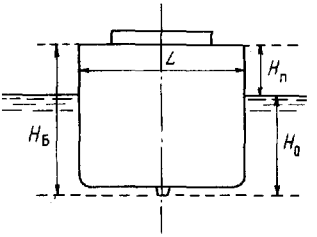
§ 145. СУДА, КАТЕРА И ШЛЮПКИ, ИСПОЛЬЗУЕМЫЕ ДЛЯ ПРОИЗВОДСТВА РАБОТ НА АКВАТОРИЯХ

Технология производства топографической съемки на акваториях имеет ряд особенностей, отличных от работ на суше, связанных со спецификой водной среды. Малая прозрачность воды для световых и электромагнитных волн приводит к существенным отличиям в принципах действия, конструкциях и методах использования измерительной аппаратуры, что сказывается на требованиях к носителям этой аппаратуры.

Для натурных съемок на море или на внутренних водоемах используются суда, катера и шлюпки, специально оборудованные необходимыми техническими средствами. Как носитель измерительной аппаратуры любое судно или другое плавучее средство на акватории является качающейся платформой. Под воздействием волнения и ветра возникают поперечные наклонения судна (крен) и продольные (дифферент), которые необходимо учитывать при размещении и креплении в судовых помещениях приборов, входящих в комплект эхолота, гидролокатора и радиогеодезической системы. В процессе производства измерений применяют различные приемы регистрации (крена и дифферента) и определения поправок.

При выборе и подготовке судна для производства работ предъявляются повышенные требования к его способности сохранять постоянство режима движения на малых и полных ходах, надежной управляемости и поворотливости. Эти условия необходимы для выполнения съемки рельефа дна методом промеров, т. е. измерения глубин в процессе равномерного движения судна по линии пути — съемочному галсу. При этом вождение судна обеспечивается навигационными методами, заключающимися в учете движения судна и контроля за его местоположением с помощью навигационных приборов (компаса, лага) и радионавигационных или радиогеодезических систем.

Рис. 171. Главные размерения гидрографического судна



Все суда, катера и шлюпки имеют свои мореходные качества, которые обеспечиваются формой корпуса, его главными размерениями и водоизмещением. Главными размерениями судна являются длина, ширина, высота борта и осадка.

На рис. 171 приведены обозначения: $H_б$ — высота борта — расстояние по вертикали от киля до палубы; $H_о$ — осадка — расстояние от киля до уровня воды; $H_п$ — расстояние от палубы до уровня воды; L — ширина судна — расстояние между бортами в средней части судна.

Водоизмещение — масса воды, вытесняемой судном. Весовое водоизмещение катеров определяет возможность подъема катера на борт судна и доставки его в район работ.

Для организации работ на съемочном судне учитывается его автономность, т. е. длительность нахождения судна в плавании по запасам топлива и воды. Кроме того, для размещения сотрудников экспедиции дополнительно к экипажу на судне должно быть соответствующее число кают.

Выбор судна, катера или шлюпки для производства работ на акваториях регламентируется также навигационными и гидрометеорологическими условиями в районе плавания, удаленностью участка работ от берега, безопасностью съемочных работ в мелководных районах, условиями мест базирования и укрытия от штормовой погоды. При этом учитывается экономическая целесообразность использования арендуемого судна.

Наибольшее применение при съемке шельфа получили гидрографические суда и катера специальной постройки. На внутренних водоемах, преимущественно, используются катера, а на обширных акваториях — небольшие суда.

Согласно классификации судов Регистра России гидрографические суда относятся к исследовательским и делятся на следующие основные подклассы:

гидрографические суда (ГИСУ);
малые гидрографические суда (МГИСУ);
большие гидрографические катера (БГК);
малые гидрографические катера (МГК).

В качестве съемочных судов используются также различные вспомогательные суда морского флота (буксиры, спасатели, водолазные катера), однако, они требуют дооборудования: установки промерных эхолотов и приемоиндикаторов радиогеодезической или радионавигационной системы.

Гидрографические суда водоизмещением 1000—1500 т используются для съемки любых районов шельфа, за исключением опасных для плавания мелководий. Главные размерения судов этого подкласса находятся в пределах: длина — 60—70 м, ширина — 10—12 м, осадка — 3,8—4,1 м, экономическая скорость — 11 узлов, автономность плавания — 30 суток. На судне установлены 2—3 эхолота, гидролокатор и радионавигационная система. Для обследования мелководных участков имеется один промерный катер с эхолотом типа ПЭЛ.

Малые гидрографические и различные вспомогательные суда водоизмещением от 200 до 750 т используются при съемках на акваториях в пределах 100 миль от мест своего базирования с учетом их автономности до 15 суток. Кроме штатного навигационного оборудования, на эти суда дополнительно устанавливается промерный эхолот, радиогеодезическая система и гидролокатор бокового обзора.

Большие гидрографические катера имеют водоизмещение от 40 до 130 т, экономическую скорость — 10 узлов, главные размерения находятся в пределах по длине от 20 до 30 м, ширине 4—5 м и осадке 1,2—1,8 м, автономность плавания — 10 суток; устанавливаются для съемки 1—2 эхолота, иногда гидролокатор и радиогеодезическая система. БГК используются для съемки прибрежных участков от безопасных для них глубин 7—10 м до расстояний от берега в пределах его видимости — 15—20 км.

Малые гидрографические катера водоизмещением 4—7 т, длиной 9 м, шириной около 3 м, с осадкой 0,6—1 м, скоростью — 6—9 узлов, авнотомностью плавания — 1 сутки. Для съемочных работ устанавливается один эхолот с забортным вибратором, а местоположение катера, как правило, определяется засечками с береговых опорных пунктов. МГК используются для съемки непосредственно от береговой линии до расстояний 3—5 км от берега.

Гребные шлюпки используются в береговой зоне, изобилующей подводными камнями и водорослями, а также в стесненных акваториях у стенок и причалов.

Кроме надводных судов, в отдельных случаях для детального обследования донных ландшафтов используются необитаемые и обитаемые подводные аппараты (ПА). Они оборудованы теле- и фотокамерами, эхолотами, гидролокаторами, а также имеют датчики для регистрации параметров гравитационного и магнитного поля и гидрологических величин. В обитаемых ПА через иллюминаторы исследователи осматривают поверхность дна. Кроме аппаратуры, перечисленной выше, самоходные ПА имеют фотокамеры с осветительной системой для стереофотосъемки небольших участков дна. Однако возможности съемки на ПА ограничены из-за сложности их навигационного обеспечения и малой прозрачности воды. В практике работ на шельфе ПА наиболее эффективно использовались для исследований структуры донных отложений, грунтов, растительности, бентоса и отдельных форм микрорельефа дна.

§ 146. СРЕДСТВА И МЕТОДЫ ОПРЕДЕЛЕНИЯ МЕСТОПОЛОЖЕНИЯ СУДНА

Информация о подводном рельефе, донных грунтах и различных подводных объектах, полученная путем измерений относительно съемочного судна, в итоге должна быть отнесена к фиксированным точкам на поверхности водной среды. Такие точки получаются путем определений местоположения судна и вычисления их координат.

Методы определений места судна на акваториях зависят от физических принципов действия, используемых измерительных средств. Технические средства и способы их применения для определения места судна на акватории должны отвечать ряду специфических требований:

дальность действия измерительных средств должна обеспечивать определения мест во всей зоне работ;

производство измерений должно быть возможным на движущемся и подверженном качке судне;

измерения должны производиться очень быстро, часто, а для автоматизированных систем — непрерывно;

точность определений мест судна должна удовлетворять требованиям правильного нанесения всех объектов съемки на съемочный оригинал в зависимости от масштаба издаваемой карты.

При выполнении работ вблизи берегов и наличии видимости для наблюдения судна с береговых опорных пунктов применяются зрительные (визуально-оптические) методы определения места:

п р я м а я з а с е ч к а, выполняемая двумя теодолитами;

о б р а т н а я з а с е ч к а — путем измерения двух углов секстанами между направлениями с судна на геодезические пункты;

к о м б и н и р о в а н н а я з а с е ч к а;

п о л я р н а я з а с е ч к а — лазерным прибором с опорного пункта одним наведением на судно, определяющим расстояние и направление.

Р а д и о т е х н и ч е с к и е м е т о д ы определения места судна применяются на всей акватории работ от берега до удалений от радиостанций РГС на 150 км и РНС — на 300—400 км. Однако точность определений с увеличением дальности уменьшается. Для определения места радиотехническими методами используются фазовые соотношения в электромагнитном поле, создаваемом береговыми станциями РТС или РНС, а в некоторых системах используются импульсные излучения или измеряются комбинированные импульсно-фазовые радиоволны.

Для вычисления координат места судна по измеренным физическим величинам необходимо использовать их геометрическую интерпретацию. Каждой измеренной геометрической величине соответствует определенная изолиния, т. е. геометрическое место точек, вдоль которого значение функции остается постоянным.

Функции (величины), измеряемые в процессе определения места (углы, расстояния, разности расстояний и др.), получили название навигационных параметров. Любому навигационному параметру, как функции координат, соответствует определенная изолиния:

изостадия — линия равного расстояния;

изогона — линия равного угла;

дирекционный луч — линия равного значения дирекционного угла;

гипербола — линия равного значения разности расстояний.

Место судна получают в точке пересечения двух изолиний, при этом для вычисления координат необходимо определить угол пересечения изолиний. При зрительных методах эти углы между направлениями или касательные к изолиниям, получаемые из простых геометрических фигур на плоскости по данным непосредственных измерений. С помощью РГС и РНС геометрические величины не измеряются, т. е. эти системы регистрируют только параметры электромагнитного поля. Перевод этих параметров в геометрические осуществляется путем пересчета по формулам аналитической геометрии.

По геометрическому признаку РГС и РНС разделяют на следующие группы:

дальномерные или стадиометрические (круговые); разностно-дальномерные или гиперболические;

угломерные или азимутальные;

угломерно-дальномерные.

В практике съемочных работ на акватории используются в основном отечественные фазовые стадиометрические РГС ближнего радиуса действия — до 60 км («РДС-2», «ГРАС») и гиперболические РГС среднего радиуса действия — до 200 км («Поиск-М», «Поиск-Д», «Брас», «Азимут»). Из иностранных РГС широкое применение получила импульсная система «Силедис», имеющая два режима работы: дальномерный — до 20 км и гиперболический — до 160 км.

Использование навигационных параметров этими системами может производиться достаточно быстро, но вычисление координат при отсутствии ЭВМ требует много времени. Чтобы быстро нанести на планшет точку места судна, используется сетка изолиний, заранее построенная на планшете. Изолинии проводят через 1—2 см с расчетом, чтобы они соответствовали целым значениям измеряемых навигационных параметров.

Например, на рис. 172 на планшете приведены изостадии, радиусы которых кратны 250 м. Если для определения места с помощью РГС измерены 2 расстояния ($S_1 = 2100$ м, $S_2 = 2175$ м), то путем линейного интерполирования нанесем отрезки промежуточных изостадий и в точке их пересечения M получим место судна.

Прямые линии, касательные к изостадиям в окрестности оп-

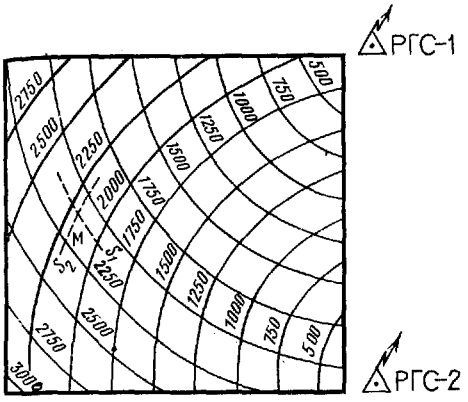


Рис. 172. Изостадии

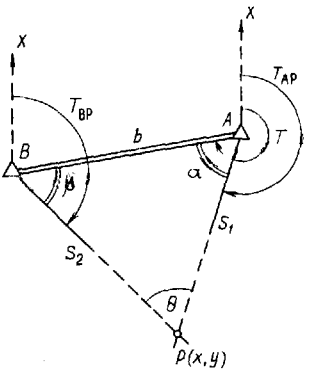


Рис. 173. Прямая засечка

ределяемой точки, называют л и н и я м и п о л о ж е н и я. Замена изолиний линиями положения позволяет сравнительно просто и единообразно решать задачи, связанные как с определением места съемочного судна, так и с оценкой точности этих определений.

Коэффициент пропорциональности q, определяющий зависимость между измерением функции ΔU и смещением линии положения Δn, называется г р а д и е н т о м этой функции.

$$q = \Delta U / \Delta n.$$

Направление градиента относительно оси X обозначается символом τ. Линия положения всегда нормальна к градиенту.

В табл. 61 приведены формулы градиентов для функций наиболее употребляемых при определении места съемочного судна.

Определение места прямой засечкой (рис. 173). Сущность способа заключается в одновременном измерении на судно двух направлений (углов) теодолитами с береговых пунктов, координаты которых известны. Одновременность засечки обеспечивается по радио. На теодолитных постах в точках $A(x_A, y_A)$, $B(x_B, y_B)$ измеряются углы α и β между базой b и направлениями на определяемую точку $P(x, y)$.

Для вычисления координат можно воспользоваться формулами для решения прямой засечки. Изолинией направления на плоскости является прямая (луч). Систему изолиний от двух пунктов называют с е т к о й л у ч е й. Оценка точности определения места с учетом погрешности измерения углов на движущееся судно $m_\alpha = 1'$ производится по формуле

$$M = 0{,}3 \operatorname{cosec}(\alpha + \beta)\sqrt{S_1^2 + S_2^2},$$

где M — средняя квадратическая погрешность определения места, м; S_1, S_2 — расстояния до судна, км.

Таблица 61

Навигационные параметры и изолинии	Модуль градиента	Направление градиента
Расстояние S от точки на изостадии до пункта	$g_S = 1$	$\tau = T$ (совпадает с направлением опорного пункта на судно)
Разность расстояний $S_A - S_B = 2r$ в точке M на гиперболе	$g_t = 2 \sin \frac{\omega}{2}$ (ω — позиционный угол AMB)	$\tau = T_{BM} + 90° + \frac{\omega}{2}$
Направление T_A с пункта A на судно	$g_н = k \frac{1}{S}$ (k — коэффициент учета размерности), k = 3,44	$\tau = T + 90°$ (перпендикулярно к измеренному направлению)
Горизонтальный угол α на судне в точке P между пунктами A и B; изолиния — окружность (изогона)	$g_\alpha = \frac{d}{S_A S_B}$; d — база AB; $k = 3,44$	Перпендикулярно к касательной изогоне в точке P и направлено в сторону к базе между опорными пунктами

Определение места прямой засечкой производится, как правило, в прибрежной зоне в пределах 10 км от береговых пунктов. Этот метод имеет сравнительно высокую точность получения координат. Ограничения применения метода связаны с зависимостью от метеоусловий.

Определение места обратной засечкой по двум углам (рис. 174). Для измерения углов на акваториях с подвижной платформы (судно, катер, шлюпка) применяются угломерные инструменты — секстаны. Сущность определения места состоит в одновременном измерении двух горизонтальных углов между тремя или четырьмя опорными пунктами. Наблюдатели, находясь рядом, измеряют один левый, другой правый угол, путем совмещения прямовидимого пункта C, отраженным в зеркале секстана, вторым пунктом. Поворот зеркала с алидадой устанавливает на лимбе секстана значение измеренного угла с точностью 1—2′. С помощью секстанов измеряют углы между вершинами опорных пунктов, которые располагаются на различных горизонтальных плоскостях. Поэтому

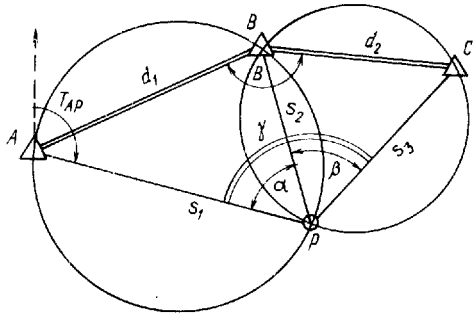


Рис. 174. Обратная засечка

измеренные углы исправляются поправками для приведения углов к горизонту.

Перед измерением углов выбирается комбинация опорных пунктов. Определяемое место находится в точке пересечения двух окружностей, вмещающих измеренные углы α и β. Уточнить близость к опасному кругу можно измерив на схеме угол B между направлениями от среднего на крайние пункты. На участках планшета, где сумма углов будет в пределах от 160 до 200°, определение места не производится.

Для определения координат места судна в точке $P(x_P, y_P)$ секстанами измерены углы α и β между пунктами A, B и C. Координаты судна получают после решения обратной засечки.

Изолиниями измеренных углов являются вмещающие окружности, называемые изогонами. Планшеты с нанесенными на них семействами изогон называют гониометрическими сетками. Для построения сеток наносят центры окружностей на перпендикуляр к середине базы d пары пунктов, вычисляя отрезки p от середины базы до центров и радиусы r окружностей по формулам:

$$p = \frac{1}{2} d \cdot \operatorname{ctg} \alpha, \quad r = \frac{1}{2} d \cdot \operatorname{cosec} \alpha.$$

Среднюю квадратическую погрешность M в метрах вычисляют, полагая, что погрешность измерения углов $m = 2'$. Тогда

$$M = 0{,}6 \operatorname{cosec} \theta \sqrt{\left(\frac{S_1 \cdot S_2}{d_1}\right)^2 + \left(\frac{S_2 \cdot S_3}{d_2}\right)^2},$$

где S_1, S_2, S_3 — расстояния от точки P до пунктов, км; d_1, d_2 — длины баз, км; θ — угол пересечения линий положения; $\theta = B + \alpha + \beta - 180°$.

Определение места полярной и комбинированной засечками. Одновременное измерение направления на судно и расстояния до него с одного и того же пункта получило название полярной засечки или дальномерно-теодолитной засечки. Для измерений направления и расстояния используется квантовый теодолит-дальномер (КТД). Из рис. 175, *а* видно, что координаты места судна в точке $P(x_P, y_P)$ относительно пункта $A(x_A, y_A)$ по измеренному расстоянию S_A и углу α можно вычислить по формулам:

$$x_P = x_A + S_A \cdot \cos T_{AP};$$

$$y_P = y_A + S_A \cdot \sin T_{AP}.$$

$$T_{AP} = T_{AB} \pm \alpha.$$

Графическое решение представляет собой комбинированную сетку из семейства лучей и изостадий относительно пункта A.

Среднюю квадратическую погрешность определения места M получим в метрах, принимая расстояние в км, а погрешности

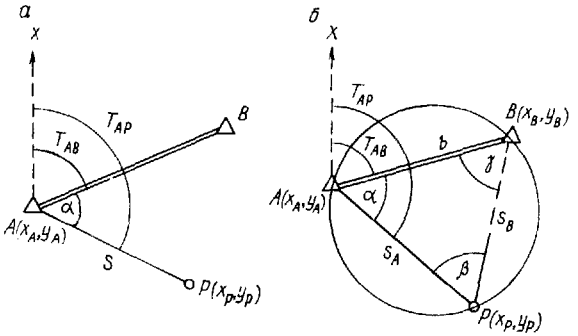


Рис. 175. Засечки
а — полярная, *б* — комбинированная

измерения угла m_α — в минутах дуги и m_S — расстояния в метрах, по формуле

$$M = \sqrt{m_S^2 + (0{,}3 m_\alpha \cdot S_A)^2}.$$

Наиболее распространенная разновидность комбинированной засечки заключается в одновременном измерении направления на береговом пункте с помощью теодолита и горизонтального угла на судне с помощью секстана.

На рис. 175, *б* показан измеренный теодолитом по направлению на определяемую точку P примычный угол α между базой двух опорных пунктов и угол β — секстаном на судне. Искомая точка находится на пересечении прямой линии AP и окружности, вмещающей угол β. Вычислив третий угол γ в треугольнике APB: $\gamma = 180° - (\alpha + \beta)$, координаты точки x_P, y_P можно получить по формулам прямой засечки.

Средняя квадратическая погрешность M в метрах при $m_\alpha = 1'$, $m_\beta = 2'$ и расстояний b и S_B — км, вычисляется по упрощенной формуле

$$M = \pm 0{,}3 \operatorname{cosec} \beta \sqrt{b^2 + 4S_B^2}.$$

Определение места по двум расстояниям. Если одновременно измерить до двух пунктов A и B расстояния s_A и s_B, то искомое место будет находиться в точке пересечения двух окружностей. Этот способ получил название л и н е й н о й или д а л ь н о м е р н о й з а с е ч к и. Расстояния измеряются с помощью радиогеодезических (круговых) систем РДС-2, «Грас», «Силедис» и др.

Для вычисления координат при малых расстояниях (35—60 км) применяют формулы аналитической геометрии на плоскости, а при средних удалениях от радиостанции РГС переходят на формулы сферической тригонометрии. При больших расстояних, в зависимости от требуемой точности, вводятся поправки за кривизну Земли.

Воспользуемся рис. 175, *б*, полагая, что измерены расстояния S_A и S_B. Известно также дирекционное направление T_{AB} и длина базы AB, равная b. Воспользуемся формулами преобразования полярных координат точки P относительно полюса A в прямоугольные:

$$X_P = X_A + S_A \cos(T_{AB} + \alpha);$$

$$Y_P = Y_A + S_A \sin(T_{AB} + \alpha).$$

Для вычислений координат необходимо отыскать угол α

$$\alpha = \arccos\left(\frac{S_A^2 + b^2 - S_B^2}{2S_A b}\right).$$

Для контроля по координатам точки P вычисляется S_B

$$S_B = \sqrt{(X_P - X_B)^2 + (Y_P - Y_B)^2}.$$

Стадиометрические сетки могут быть построены с помощью штангенциркуля или путем вычисления на ЭВМ точек пересечения изостадий.

Если погрешности измерения расстояний $m_1 = m_2 = m$, то с учетом угла пересечения θ точность определения места получим по формуле

$$M = m \operatorname{cosec} \theta \sqrt{2}.$$

Определение места по двум разностям расстояний. Использование фазовых РГС типа «Поиск» или импульсно-фазовых РНС «Грас» позволяет определять место по двум разностям расстояний между тремя смежными или двумя парами несмежных станций. Изолинией разности расстояний является гипербола, поэтому метод определений получил название г и п е р б о л и ч е с к о й з а с е ч к и.

На рис. 176 гипербола I соответствует разности расстояний на местности $s_1 - s_2 = 2r_1$, а гипербола II — разности расстояний $s_3 - s_2 = 2r_2$. Определяемая точка $P(x, y)$ находится в пересечении двух гипербол. Координаты точки P могут быть вычислены по формулам

$$x_P = x_2 + s_2 \cdot \cos T_{2P}; \quad y_P = y_2 + s_2 \sin T_{2P}.$$

Для отыскания s_2 и T_{2P} используют уравнение гиперболы в полярных координатах с началом координат в точке средней станции № 2, являющейся фокусом смежных гипербол I и II

$$s = \frac{c^2 - r^2}{r + c \cdot \cos V}; \quad T_{2P} = T_{23} + V_2,$$

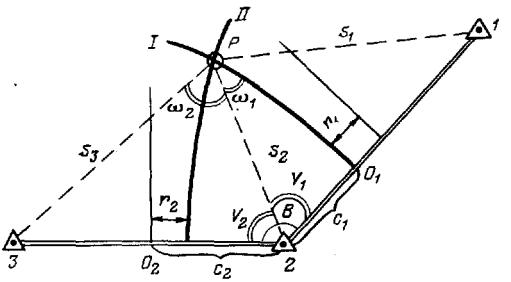


Рис. 176. Гиперболическая засечка

где c — половина расстояния между фокусами гиперболы; r — радиус-вектор текущей точки гиперболы; V — полярный угол, т. е. угол между базой и радиус-вектором.

Применительно к гиперболам I и II составляются два уравнения, для решения которых вводятся промежуточные условные обозначения с использованием известных величин c_1, c_2, r_1, r_2 и угла B [14, 16]. На практике чаще используют графическое решение задачи путем построения на планшете гиперболических сеток различными способами.

Наиболее простой способ построения гиперболических сеток заключается в предварительном нанесении на планшет штангенциркулем концентрических окружностей с центрами в фокусах гипербол, т. е. в пунктах установки береговых станций РГС. Радиусы окружностей изменяют на заданный интервал разности расстояний в пределах 1—2 см на планшете. Если фокусы гипербол находятся вне планшета, то делают приставку, скрепляя ее струбцинами или построение выполняют на листе ватмана большого формата, объединяющего несколько планшетов. Существуют специальные шаблоны с прорезями для дуг окружностей разных радиусов. После нанесения окружностей намечают точки их пересечения, в которых разность расстояний до фокусов гипербол остается постоянной. Затем соответствующие точки соединяют и вычерчивают гиперболы цветной тушью, используя гибкие линейки или набор лекал.

При больших расстояних расчет сеток производится с помощью ЭВМ по алгоритмам [9].

Средняя квадратическая погрешность определения места по двум разностям расстояний вычисляется по формуле

$$M = \frac{1}{2\sin\left(\frac{\omega_1+\omega_2}{2}\right)}\sqrt{\left(\frac{m_1}{\sin\frac{\omega_1}{2}}\right)^2+\left(\frac{m_2}{\sin\frac{\omega_2}{2}}\right)^2},$$

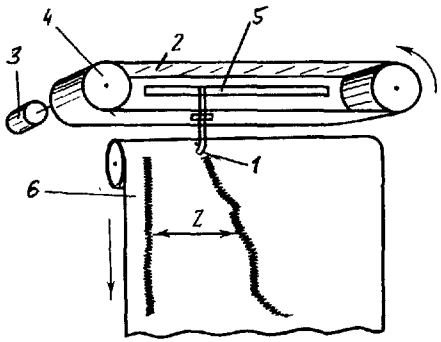
где ω_1, ω_2 — позиционные углы между соответствующей парой станций; m_1, m_2 — средние квадратические погрешности измерений разности расстояний по первой и второй парам береговых станций.

§ 147. СРЕДСТВА ИЗМЕРЕНИЯ ГЛУБИН, ПРОМЕРНЫЕ ЭХОЛОТЫ

Основным прибором для измерения глубин при производстве съемки рельефа дна является эхолот. Кроме того для измерения глубин используются наметка, ручной и механический лоты со стальным лотлинем.

Э х о л о т — судовой гидроакустический прибор для измерения глубин, действие которого основано на измерении интервала времени прохождения звука t от вибратора-излучателя ультразвуковых колебаний до дна и обратно до вибратора-приемника эхо-сигналов. Если известна скорость вертикального распространения звука в воде v, то глубина z определяется по формуле

Рис. 177. Перьевой самописец эхолота



$$z = \frac{1}{2} vt.$$

Средняя скорость звука в воде равна около 1500 м/с. Для измерения глубин с точностью 0,1 м необходимо измерять промежуток времени с точностью до тысячных долей секунды. В конструкциях эхолотов применяется механическая или электронная развертка времени.

В современных промерных эхолотах глубины регистрируются на ленте электротермической бумаги с помощью перьевого самописца (рис. 177). Металлическое перо *1* крепится на равномерно вращающемся ремне *2*. Вращение ремня обеспечивается электродвигателем *3* через ведущий шкив *4*. Бумажная лента *6* для записи глубин движется перпендикулярно к направлению движения пера на ремне. Другой конец пера скользит по токоведущей шине *5*. Излучение зондирующего импульса производится в момент прохождения пером через нулевую отметку на ленте. Принятый эхо-сигнал с выхода усилителя поступает на шину *5* и происходит прожиг бумаги *6*. По мере движения бумажной ленты на ней будет изображаться рельеф дна — эхограмма.

При электронной развертке времени специальный преобразователь «время-цифра» позволяет регистрировать измеренные глубины на цифровом указателе глубин (ЦУГ) с помощью индикаторных ламп. ЦУГ может работать параллельно с записью глубин на эхограмме. Этот принцип реализован в промерных эхолотах ПЭЛ-4, ЭРА-1 и ЭП-250Т.

По диапазону измеряемых глубин эхолоты делятся на мелководные (промерные), предназначенные для измерения глубин до 200—500 м (ПЭЛ-3, ПЭЛ-4, ЭРА-1, ЭП-250Т); среднеглубинные (навигационные) — для глубин до 2000 м (НЭЛ-10, НЭЛ-М2); глубоководные — для глубин до 12 000 (ГЭЛ-3). Существуют речные эхолоты, работающие до глубин 20—100 м.

Точность измерения глубин и разрешающая способность выявления деталей рельефа дна зависит от ширины диаграммы направленности излучения звука, частоты излучения и масштаба записи результатов измерений. У эхолотов ПЭЛ-4, ЭРА-1 и

ЭП-250Т излучение ультразвуковых импульсов и прием отраженных от дна эхо-импульсов осуществляется одним пьезоэлектрическим вибратором, имеющим угол раствора основного максимума характеристики направленности не более 7°. Однако при качке судна и больших глубинах эхо-импульсы будут приниматься с перерывами. Поэтому у навигационных эхолотов НЭЛ-10 диаграмма направленности 18°, а у эхолота ПЭЛ-3 — до 20—30°. Разрешающая способность эхолота тем лучше, чем выше частота. Обычно ее значение колеблется в пределах 10—100 кГц. Высокочастотные эхолоты применяются на мелководье. Так, рабочая частота эхолота «Кубань» — 150 кГц, что обеспечивает фиксацию глубин уже с 20 см. Глубоководные эхолоты работают на низких частотах (около 10—20 кГц).

Инструментальные погрешности по диапазонам измерения глубин эхолотами ПЭЛ-4, ЭРА-1 находятся в пределах: до 10 м ±0,1 м, от 10 до 40 м ±0,15 м, от 40 до 200 м ±0,5 % глубины.

Измерение глубин до 5 м н а м е т к о й производится при промере со шлюпок, а также с малых катеров, когда измерение глубин эхолотом невозможно (например, из-за густых водорослей). Наметка изготавливается из елового шеста круглого сечения диаметром 5—6 см, длиной 4—6 м. На шест наносят деления через 10 см и раскрашивают их, чередуя белый цвет с черным, или с красным.

Ручной и механический лоты со стальным лотлинем диаметром 2—3 мм и грузилом массой не менее 4 кг применяют при промере со льда, при измерении глубин вдоль причальных стенок, а также при промере в узкостях со шлюпки. Лотлинь маркируют мягкой латунной проволокой через 0,1 м в диапазоне от 0 до 10 м, через 0,2 м в диапазоне от 10 до 30 м и через 0,5 м — от 30 до 100 м. Для разбивки лотлиня используют стальную мерную ленту. Механический лот имеет ручную или электрическую лебедку, на которую наматывается стальной лотлинь.

Для съемки сильнорасчлененных форм рельефа дна непосредственно у берега в качестве вспомогательного средства могут использоваться аэрофотоснимки. Фотометрический способ измерения глубин основан на использовании зависимости между оптической плотностью негатива и яркостью изображаемого дна. Однако погрешность определения малых глубин этим способом достигает 0,5 м т. е. превышает установленные допуски. При стереофотограмметрическом способе определения глубин на стереопаре фотоснимков глубины от 5 до 20 м определяются с точностью 0,3—0,5 м.

§ 148. ОБЗОРНО-ПОИСКОВЫЕ ГИДРОЛОКАТОРЫ

При съемке рельефа дна и поиске подводных объектов применяются эхографы бокового обзора (ГЭБО-100), обзорно-поисковый гидролокатор (ОПГЦНИИГАиК), гидролокатор бокового обзора

ГБО «Катран», а также гидролокационные системы иностранных фирм. Отличительной особенностью эхографов и других гидролокационных систем является листообразная характеристика направленности излучения ультразвуковых импульсов. В горизонтальной плоскости угловая ширина направленности излучения не превышает 2°, а в вертикальной плоскости — несколько десятков градусов. Акустические антенны могут быть размещены в забортных устройствах левого и правого бортов с таким расчетом, чтобы излучение зондирующих импульсов на поверхность дна было направлено перпендикулярно к направлению движения судна.

Принцип работы эхографов (гидролокаторов) заключается в измерении промежутка времени от момента излучения импульса до моментов приема, отраженных поверхностью дна или объекта, эхо-сигналов и непрерывной регистрации их на электро-термической или электро-химической бумаге. Запись осуществляется одним или двумя электромеханическими регистраторами (левого и правого борта) с лентопротяжными механизмами. Скорость протяжки бумаги в диапазоне глубин 0—100 м устанавливается 120 или 60 мм/мин, в зависимости от скорости движения судна. В диапазонах 0—200 и 0—400 м скорость протяжки уменьшается в 2 и 4 раза. Отношение скорости протяжки бумаги и скорости движения судна определяет продольный масштаб эхограммы. Поперечный масштаб характеризует развертку наклонных расстояний на горизонтальную плоскость без учета проекции и в силу этого имеет нелинейный характер. На эхограмме получается теневое изображение рельефа дна или подводного объекта. Яркость изображения в каждой точке будет определяться мощностью отраженного сигнала, зависящей от угла облучения, отражающей способности грунта и степени его расчлененности.

Для площадной съемки создаются гидролокаторы бокового обзора, состоящие из двух частей: обзорной части и интерференционной части. Обзорная часть служит для получения гидролокационного изображения дна и объектов, которое используется для определения объектов, расположенных на дне и определения участков поверхности дна с однотипным характером донных грунтов. Интерференционная часть предназначена для получения пространственных координат точек относительно антенн гидролокатора.

Принцип действия интерференционной части основан на установке двух приемных антенн с расстоянием друг от друга d по вертикали. Прием сигнала на вторую антенну происходит с некоторой задержкой относительно момента прихода на антенну 1, за счет базы между антеннами d. Разность хода определяется соотношением

$$\Delta S = d \cdot \sin \theta,$$

где θ — угол приема сигнала.

Результирующий сигнал будет максимален, если слагающие его сигналы будут находиться в одной фазе, когда разность хода $\Delta S = k\lambda$, т. е. будет кратна длине волны сигнала λ. В случае приема сигналов, находящихся в противофазе, результирующий сигнал будет минимальным. Таким образом на аналоговой записи будет происходить чередование максимумов и минимумов интерференционного сигнала. При этом каждому максимуму сигнала будет соответствовать вполне определенный угол приема, определяемый величиной базы d и длиной волны.

На интерференционной картине расстояние от линии нулевых глубин до интерференционных линий (полос) пропорционально времени распространения акустического сигнала до дна, принятого под соответствующими углами приема. Это позволяет рассчитать значения глубин в полосе обзора для соответствующих точек, выбранных на обзорной и интерференционной картинах дна.

§ 149. ПРИБОРЫ ДЛЯ ИЗМЕРЕНИЯ СКОРОСТИ ЗВУКА В МОРСКОЙ ВОДЕ

Вертикальная скорость звука в воде может быть получена прямыми измерениями с помощью специальных приборов и косвенным определением по величинам температуры, солености и гидростатического давления воды, функционально связанными со значением скорости звука.

В практике обеспечения съемки шельфа акустическими средствами наибольшее распространение получили приборы измерения скорости звука прямыми методами с использованием аппаратуры «МИС-1» и «ИЗМ-2000». Принцип действия их основан на определении времени задержки акустического сигнала при прохождении в воде небольшого расстояния (базы), известного с высокой точностью. Измерение времени производится путем определения частоты следования импульсов F, каждый из которых, пройдя базу d между плоскостями акустического преобразователя и отражателя в прямом и обратном направлениях, запускает следующий импульс. Этот метод получил название импульсно-циклический. Скорость звука v определяется для горизонта в воде, на который погружен зонд измерителя $v = 2dF$. Глубина погружения зонда z_i определяется датчиком гидростатического давления. Датчик скорости звука представляет собой пьезокерамический преобразователь. После прохождения в воде базы принятый ультразвуковой импульс преобразуется в электрический. Результаты измерений скорости звука и глубины поступают по кабель-тросу через лебедку с токосъемником на бортовой измерительный прибор и высвечиваются на цифровом табло. Погрешности определения скорости звука этими приборами находятся в пределах 0,2 %, а глубины — 3 %.

Для определения скорости звука косвенным методом используются приборы для измерения температуры

воды, солености и гидростатического давления в воде на стандартных горизонтах. Расстояния между горизонтами зависят главным образом от характера изменения температуры с глубиной. Обычно в качестве стандартных для шельфа принимаются горизонты с глубинами: 0, 10, 20, 30, 40, 50, 60, 80, 100, 150, 200 м и на придонном слое. На глубинах более 200 м распределение температуры и солености достаточно стабильно.

Для измерения температуры воды применяется глубоководный опрокидывающийся термометр (ТГ). Термометр устанавливается в пенальной раме батометра и опускается на глубину вместе с батометром. На заданном горизонте термометр выдерживают установленное время, а затем по стальному тросу, к которому прикреплен батометр, посылают с борта специальный грузик. Верхнее крепление батометра с термометрами отсоединяется и батометр опрокидывается. Столбик ртути, соответствующий измеренной температуре, отрывается от основного объема ртути и при подъеме на борт сохраняет температуру, измеренную на горизонте. Одновременно поднимется проба воды в батометре, отверстия которого перекрываются крановыми затворами при опрокидывании батометра. Соленость полученной пробы воды определяется в лаборатории судна электросолемером ГМ-65 с использованием международных океанологических таблиц. Глубина погружения серии батометров с термометрами определяется по блок-счетчику, через которые вытравливается стальной трос от гидрологической лебедки.

Более современным прибором для отбора проб воды на заданных горизонтах с одновременной записью кривой изменения температуры с глубиной является автоматический батометр-батитермограф ГМ-7-Ш.

В итоге работ по измерению температуры и солености строятся графики зависимости их значений от глубины. На них наносятся данные нескольких гидрологических станций в районе съемки. Кривые различных графиков осредняются, соблюдая условие, чтобы максимальные расхождения между осредненной и фактическими кривыми не приводили к погрешностям скорости звука более 0,5 % (7,5 м/с). По снятым с графика осредненным значениям температуры и солености вычисляют их средние значения в слое от поверхности до дна, по которым производят выборку значений скорости звука из «Таблиц для расчета скорости звука в морской воде», составленных по эмпирическим формулам Вильсона.

§ 150. ПРИБОРЫ ДЛЯ ОПРЕДЕЛЕНИЯ ПРОБ ГРУНТА

Донным грунтом или *грунтом дна* называют верхний слой дна водного объекта. В морях (океанах) грунт дна может быть представлен *морскими осадками* или более древними образованиями — *горными породами*.

Определение характеристик донных грунтов производится прямыми и косвенными методами. При прямом методе характеристики

грунтов определяют по образцам грунта, полученным различными грунтодобывающими приборами (грунтовыми трубками, дночерпателями, драгами и щупами). При косвенном методе сопоставляются функциональные зависимости свойств грунта, реализованные в приборах дистанционного определения (геолокаторы, стратографы и др.).

Грунтовые трубки — основные приборы для взятия проб грунта. Они подразделяются на ударные, поршневые и гидростатические. При съемке шельфа применяются небольшие трубки длиной 1—2,2 м. При работах в океане и для научных исследований применяются трубки длиной до 20 м. Ударные трубки в зависимости от скорости их опускания углубляются в грунт под действием ударной силы с учетом массы трубки. После их поднятия получают колонку вязкого грунта или некоторое количество рыхлых осадков. Гидростатические или поршневые трубки опускают в зоне плотных и песчаных осадков.

Гидростатические трубки углубляются в грунт под действием силы, зависящей от массы трубки, и одновременно дополнительное их углубление происходит за счет разности атмосферного давления в баллоне, заполненного водой, и гидростатического давления. Поршневые трубки конструктивно отличаются от ударных только наличием поршня, который позволяет производить дополнительное углубление за счет вакуума, создаваемого при его вытягивании тросом при подъеме. Недостатки поршневых трубок состоят в том, что возникает незначительное нарушение стратификации донных осадков.

Дночерпатели по конструкции напоминают крановые ковши для погрузки (разгрузки) песка, щебня и других сыпучих материалов. Их используют для получения верхнего слоя грунта. При достижении дна створки дночерпателя врезаются в грунт, а при подъеме под действием специального механизма закрываются, сохраняя взятую пробу грунта от размыва потоком воды. Дночерпатели позволяют брать пробу на глубинах свыше 5 м при проникновении на 30—40 см в рыхлые грунты.

Драги используются для сбора валунов, гальки и обломков коренных пород. Конструкция драги состоит из жесткой металлической рамы, обшитой плотным материалом, либо тонкими стальными листами. Сбор грунта с помощью драг выполняется на малом ходу судна путем ее буксировки по дну.

Грунтовый щуп используется для отбора проб грунта на глубинах до 5 м и представляет собой металлический стакан со специальной конструкцией, позволяющей удерживать и сохранять пробу при поднятии ее из воды на борт катера или шлюпки.

Приведем основные характеристики некоторых грунтодобывающих приборов (табл. 62).

При косвенных методах изучения грунтов дна путем сейсмоакустического профилирования на ходу судна одновременно с измерением глубин эхолотом включается стратограф,

Таблица 62

Наименование грунтового прибора	Длина, м	Диаметр, см	Масса, кг	Предел глубин	Тип грунта	Положение судна
Трубка грунтовая ударная ГОИН-ТГ-1	1	5—6	13,5	Любые	Связные	На стопе
Трубка грунтовая ударная легкого типа — ТНХ-Л	1	5—6	19,0	1000	Любые	На ходу до 5 узлов
Трубка грунтовая поршневая ТГП-74	3	10	300	Любые	Любые	На стопе
Трубка грунтовая гидростатическая ТГА	1,7	10	52	50	»	»
Дночерпатель «Океан-0,1»	Захват 0,1 м^2		35—50	Любые		На стопе
Драга ДЗ-57	—		500—2000	»	Крупнообломочные	На ходу

прибор действующий на принципах звуковой геолокации. При изучении звука акустический импульс проникает в поверхостный слой грунта, последовательно отражаясь от границ раздела слоев, обеспечит изображение структуры толщи осадочных пород на эхолограмме в виде чередующих полос разной интенсивности. Созданы различные классы геолокаторов и стратографов, действующих на глубинах от 20 до 6000 м. Их использование в комплексе с прямыми методами позволяет установить площадное распределение донных грунтов.

§ 151. ПОДГОТОВИТЕЛЬНЫЕ РАБОТЫ

Подготовка технических средств для съемочных работ на акваториях производится заблаговременно на базе, продолжается в период развертывания экспедиционных подразделений на переходе судна в район работ и завершается по прибытии в район.

В ходе подготовки на судне устанавливается, настраивается и проверяется измерительная аппаратура. При подготовке радиогеодезических систем после их развертывания на берегу исследуется влияние внешней среды на выполнение радиоизмерений. Производится калибровка РГС для получения поправок фазовых измерений.

Проверка эхолота производится при стоянке на якоре и на ходу. В течение четырех часов непрерывной работы эхолота, каждые 15 мин измеряется глубина эхолотом и тарировочным устройством или механическим лотом, регистрируется напряжение питания и частота вращения электродвигателя. По результатам проверки определяется место нуля эхолота и инструментальная погрешность. На ходу судна определяется надежность измерения

глубин при различных режимах движения судна и при волнении до 4—6 баллов.

Подготовка гидролокатора производится по специальной программе в соответствии с «Инструкцией по эксплуатации ОПГ». Выполняется определение и установка заданного курсового угла оси излучения-приема антенн гидролокатора. При скорости судна 3—4 узла проверяется максимальная дальность, которую способен зарегистрировать гидролокатор. Настройка гидролокатора сводится к получению на эхограмме однородной записи вдоль всей строки гидролокационного изображения с хорошо различимыми деталями поверхности дна.

При подготовке измерителя скорости звука МИС-1 производится обкатка кабельной лебедки, проверяется состояние кабель-троса, сопротивление его изоляции, выполняется осмотр и проверка технического состояния температуры.

Для грунтодобывающих приборов проверяется состояние стального троса и лебедки, а также работа отдельных узлов дночерпателя и грунтовой трубки.

§ 152. ПОДРОБНОСТЬ СЪЕМКИ РЕЛЬЕФА ДНА

Съемка рельефа дна методом промера заключается в измерении глубин на галсах, отстоящих друг от друга на расстояниях, устанавливаемых в зависимости от характера рельефа дна и глубин. Галс — отрезок линии пути судна, на котором оно производит съемку, выдерживая заданный курс и скорость.

Подробность съемки подводного рельефа характеризуется расстояниями между точками измерения глубин. Если глубины измеряются эхолотом, непрерывно регистрирующим профиль дна по пути движения судна, тогда установление подробности съемки заключается только в выборе междугалсовых расстояний.

Чтобы выявить общую картину рельефа и обнаружить отдельные характерные его формы, расстояния между галсами устанавливаются с учетом морфогенетических типов рельефа. Так, например в районах, где к морю примыкает низкий выровненный берег, а в рельефообразовании преобладают аккумулятивные процессы (т. е. накопление осадков), следует ожидать спокойные формы подводного рельефа. Вблизи обрывистого берега происходит процесс разрушения первичных тектонических форм морскими водами (абразия) и образование грядового рельефа, подводных валов и желобов.

Для предварительной общей оценки рельефа дна условно выделяются три категории по степени расчлененности, для которых по диапазонам глубин устанавливаются ориентировочные междугалсовые расстояния как указано в тал. 63 для шельфа.

Выбранные из таблицы значения сопоставляются с установленными для масштаба издаваемой карты средними расстояниями: 20 м для масштаба 1 : 2000, 50 м — 1 : 5000, 100 м — 1 : 10 000, 250 м — 1 : 25 000 и 500 м . 1 : 50 000. Если эти значения окажутся меньше табличных, то по условию эко-

Таблица 63

Глубины, м	Междугалсовые расстояния (км) для типов рельефа		
	Нерасчлененные равнины	Равнины, расчлененные долинами и каньонами	Грядовый, холмистый, увалистый, рифы
0—20	0,5—0,75	0,1—0,25	0,05—0,10
20—50	0,75—1,00	0,25—0,50	0,10—0,15
50—200	1,0—1,5	0,50—0,75	0,15—0,25
200—500	1,5—2,5	0,75—1,25	0,25—0,50

номической целесообразности допускается увеличение междугалсовых расстояний, но не более расстояний, соответствующих 2 см в масштабе издаваемой карты

С большей подробностью необходимо выполнять съемку (галсами через 100 м) на подходах к портам и в устьях рек. В гаванях и узкостях шириной до 300 м галсы прокладываются через 20—50 м, а у причалов — через 10 м.

При использовании одновременно с промером эхографов бокового обзора для инструментальной оценки междугалсовых промежутков учитывается заданный процент перекрытия зон гидролокационного обзора. При съемке с помощью ОПГ подводных коммуникаций рекомендуется перекрытие соседних зон на 50—60 %.

§ 153. РАСПОЛОЖЕНИЕ СЪЕМОЧНЫХ ГАЛСОВ

Промерные (съемочные) галсы располагаются нормально к береговой линии или к горизонталям (изобатам) и параллельно друг другу. У мысов и вокруг небольших островов подводный рельеф обследуется радиальной системой галсов. На вытянутых в каком-либо направлении формах рельефа применяют зигзагообразные галсы. При обследовании подводных гряд и желобов система параллельных галсов располагается под углом 30—45° к береговой черте.

Съемочные галсы прокладываются различными способами, обеспечивающими удержание судна на запроектированной линии с незначительными отклонениями. Чаще применяются способы проложения галсов по компасу, по створам и направлениям, указанным с берега теодолитом. При работах с использованием радиогеодезических систем направление галсов удерживается по изофазометру или индикатору пути. Выбор способа проложения галсов зависит от удаления района работ от берега, масштаба съемки и наличия сил и средств. Через каждые 2—3 см в масштабе карты производится определение места судна, по данным которого корректируется курс судна. В промежутках между определениями места, курс и скорость судна на галсе должны сохраняться постоянными. При следовании судна по направлению, указываемому с берегового пункта теодолитом, для корректировки

курса каждые 30 с на судно передаются с помощью рации данные о местонахождении судна относительно заданного направления.

Проложение галсов по створам производится вблизи берега при междугалсовых расстояниях менее 50 м, а в случае сильного течения — меньше 100 м. Створы выставляются в пикетах специально разбитой вдоль берега магистрали. Рулевой судна непрерывно выводит судно на линию створа, однако линия галса наносится на планшет по точкам определения места независимо от местонахождения судна на линии створа или в стороне от него.

Для обеспечения контроля качества съемки рельефа дна прокладывается 2—3 контрольных галса, расположенных нормально к направлению галсов общего покрытия.

§ 154. РАБОЧИЕ ПЛАНШЕТЫ СЪЕМКИ

В процессе съемочных работ прокладка точек производится на рабочем планшете или на вспомогательном планшете меньшего масштаба, объединяющем несколько трапеций для удобства прокладки. Прокладку рекомендуется производить по заранее нанесенным сеткам изолиний.

Рабочие планшеты с сетками изолиний изготовляются на базе при подготовке к съемочным работам. В качестве рабочих планшетов используют лист чертежной бумаги, наклеенный на дюралюминиевую основу. На рабочий планшет наносятся: рамки, границы района съемки, сетки изолиний, навигационные опасности и участки, недоступные для съемочного судна, характерные горизонтали или изобаты с топографических или морских карт, береговая линия, опорные пункты и другие, необходимые при производстве съемки, сведения.

§ 155. ИЗМЕРЕНИЕ ГЛУБИН ЭХОЛОТОМ И ОПРЕДЕЛЕНИЕ ПОПРАВОК ЭХОЛОТА

В начале каждого рабочего дня перед измерением глубин эхолотом необходимо проверить работу самописца эхолота, стабильность напряжения электропитания и частоты вращения электродвигателя (по вспышкам контрольной лампочки или другими способами, предусмотренными в конструкции эхолота). Затем определить поправку эхолота $\Delta z_э$ методом тарирования или суммированием частных поправок.

Т а р и р о в а н и е заключается в сравнении глубин, измеренных эхолотом с глубинами, полученными другим, заведомо более точным способом. В комплекте приборов программных эхолотов ПЭЛ-3, ПЭЛ-4, ЭРА-1, ЭП-250Т имеется специальное тарирующее устройство (рис. 178, *а*), состоящее из контрольного диска *1*, стального линя *2* диаметром около 2 мм и ручной лебедки *4*. Линь маркируется от поверхности отражателя диска

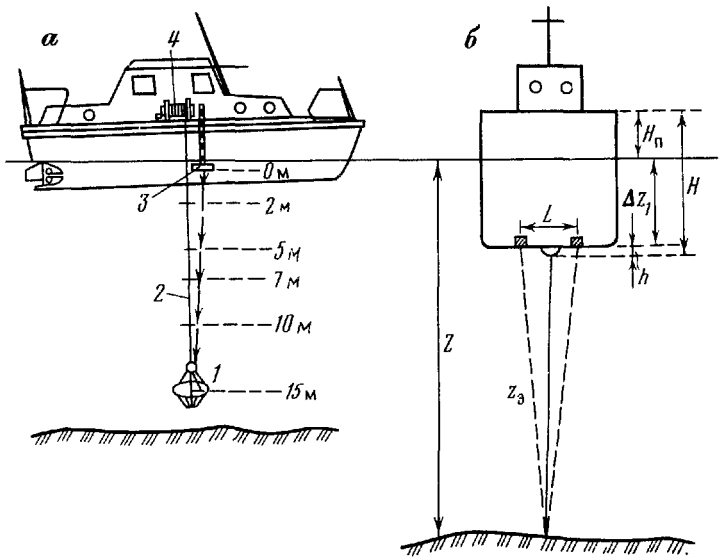


Рис. 178. Схема определения поправок эхолота:
а — методом тарирования, *б* — суммированием частных поправок

Таблица 64

Дата промера 6.07.1992			Эхолот № 1		
$\Delta z_т$, м	+0,4	+0,2	0	—0,2	—0,4	—0,6
$z_э$, м	2,0—4,5	4,6—8,0	8,2—13,0	13,2—18,6	18,8—24,0	24,5—30,0

на стандартные для тарирования горизонты глубин 2, 3, 4, 5, 7, 10, 15, 20 и 30 м. Тарирование производится на стопе, в дрейфе судна на участках акватории, где незначительное волнение, не создающее качку судна. Тарирующее устройство опускается последовательно на глубины (горизонты тарирования), так чтобы диск располагался под вибратором *3* эхолота (см. рис. 178, *а*, *б*). На каждом горизонте диск выдерживается так, чтобы на эхограмме получилась четкая линия записи глубин $z_э$ длиной не менее 10 мм, при этом делается оперативная отметка, рядом с которой на эхограмме записывается карандашом глубина опускания диска по линю $z_л$. В результате для каждого горизонта получается суммарная поправка тарирования $\Delta z_т$:

$$\Delta z_т = z_л - z_э. \qquad (14.1)$$

По результатам тарирования строится график, на котором по горизонтальной оси отмечают глубины эхолотом $z_э$, а по верти-

кальной — поправки $\Delta z_т$, значения которых могут последовательно изменяться, например, от положительных величин на малых глубинах, до отрицательных с увеличением глубин. На основании графика составляется табл. 64 поправок с шагом 0,2 м.

Поправка эхолота $\Delta z_э$ в общем случае равна сумме частных поправок

$$\Delta z_э = \Delta z_υ + \Delta z_n + \Delta z_В + \Delta z_Б + \Delta z_{МО} + \Delta z_О + \Delta z_γ,$$

где $\Delta z_υ$ — поправка за отклонение фактической вертикальной скорости звука в воде от расчетной; Δz_n — поправка за отклонение скорости вращения электродвигателя эхолота от номинальной; $\Delta z_В$ — поправка за углубление вибраторов эхолота; $\Delta z_Б$ — поправка за базу между вибраторами; $\Delta z_{МО}$ — поправка за место нуля эхолота; $\Delta z_О$ — поправка за изменение осадки судна при съемке на мелководье (за проседание судна), $\Delta z_γ$ — поправка за наклон дна.

При определении поправок методом тарирования $\Delta z_Т$ включает в себя только часть частных поправок:

$$\Delta z_Т = \Delta z_υ + \Delta z_n + \Delta z_{МО} + \Delta z_Б + \Delta z_В.$$

При тарировании не исключаются поправки за наклон дна $\Delta z_γ$ и поправка за проседание судна на ходу на мелководье $\Delta z_О$. Однако эти поправки учитываются только в отдельных случаях: $\Delta z_γ$ — на больших глубинах и углах наклона более 5°; $\Delta z_О$ — исключается за счет уменьшения скорости хода судна на мелководье, но может быть определена при натурных испытаниях путем измерения глубины у вехи на стопе и на ходу.

Определение поправок эхолота *суммированием частных поправок* (см. рис. 178, *б*) производится на глубинах более 30—50 м. Сумма частных поправок находится по формуле:

$$\Delta z_Э = \Delta z_υ + \Delta z_n + \Delta z_В + \Delta z_Б + \Delta z_{МО} + \Delta z_γ. \qquad (14.2)$$

Поправка $\Delta z_υ$ за отклонение действительной средней вертикальной скорости звука в воде $υ_{ср}$ от расчетной $υ_о$ вычисляется по формуле

$$\Delta z_υ = \left(\frac{υ_{ср} - υ_о}{υ_о}\right) z_Э,$$

где $υ_{ср}$ — действительная средняя вертикальная скорость звука в воде от поверхности до дна, м/с; $υ_о$ — средняя вертикальная скорость звука в воде, на которую рассчитан эхолот, м/с; $z_Э$ — глубина измеренная эхолотом, м.

§ 156. ОПРЕДЕЛЕНИЕ СКОРОСТИ ЗВУКА В ВОДЕ

Чтобы определить действительную среднюю вертикальную скорость звука в воде $v_{ср}$, необходимо в период съемки ориентировочно через 10—15 суток измерять скорости звука с помощью аппаратуры МИС-1 или ИЗМ-2000, а при отсутствии этих приборов измерять температуру и соленость. Расстояния между точками измерений зависят от изменчивости гидрологического режима на протяжении участка съемки. Используя материалы гидрологической изученности района съемки (карты и атласы изд. Росгидромета) выбирают в близлежащих к району работ двух точках известные значения скорости звука на сезон планируемых работ. Тогда расстояние d определяется по формуле:

$$d \leq \frac{7{,}5S}{v_2 - v_1},$$

где S — расстояние между точками *1* и *2*, для которых средняя вертикальная скорость звука в воде известна, км; v_1, v_2 — средние вертикальные скорости звука в воде от поверхности до равных наибольших глубин в точках *1* и *2*, м/с; 7,5 — скорость звука равная 0,5 % от принятой при расчете шкалы эхолота 1500 м/с, т. е. половине инструментальной погрешности измерения глубин (для гидролокатора принимается 1/3 погрешности).

Как показывает практика, на глубинах до 50 м в прибрежных районах изменчивость гидрологического режима выше и сложнее, поэтому рекомендуется контролировать скорость звука ежедневно, как это предусмотрено в определении поправок эхолота методом тарирования. На глубинах свыше 50 м контрольные определения делаются через 3—10 суток.

Расчет скорости звука в воде от поверхности до каждого из последующих горизонтов v_i выполняется по формуле

$$v_{ср} = \frac{\sum_{i=1}^{n} (v_i + v_{i-1})(z_i - z_{i-1})}{2(z_n - z_1)},$$

где v_i, z_i — значения скорости звука и глубины на i-ом горизонте; z_n — горизонт, для которого вычисляется средняя скорость; z_1 — первое значение глубины, измеренной аппаратурой.

При косвенном методе определения скорости звука используют осредненные значения температуры и солености воды по данным графиков нескольких гидрологических станций. Соленость S в общем случае незначительно изменяется с глубиной, поэтому можно воспользоваться величиной средней солености в слое от поверхности моря до дна $S_{ср}$. Температура воды T изменяется с глубиной неравномерно, поэтому среднюю температуру $T_{ср}$ необходимо вычислять, осредняя температуры соседних горизонтов T_i с учетом толщины слоя p_i

Таблица 65

Горизонт z_i, м	$v_{ср}$, м/с	$v_{ср}-v_0$	Δz_v, м	Горизонт z_i, м	$v_{ср}$, м/с	$v_{ср}-v_0$	Δz_v, м
50	1542	0,0280	1,4	150	1538	0,0253	3,8
75	1543	0,0287	2,2	200	1534	0,0227	4,5
100	1542	0,0280	2,8				

$$T_{ср} = \frac{1}{z}\left(\frac{T_0+T_1}{2}p_1 + \frac{T_1+T_2}{2}p_2 + \ldots + \frac{T_{n-1}+T_n}{2}p_n\right),$$

где z — глубина в данной точке

$$z = \sum_{i=1}^{n} p_i.$$

По аргументам $S_{ср}$ и $T_{ср}$ выбирают $v_{ср}$ из таблиц скорости звука в воде. Рассмотрим пример расчета поправок Δz_v по вычисленным значениям средней вертикальной скорости звука на стандартных горизонтах $v_{ср}$ (табл. 65).

По вычисленным значениям Δz_v строят график изменения поправок в зависимости от глубины. Масштабы шкал должны обеспечить получения поправок по графику до глубины 200 м с точностью 0,1 м.

В современных эхолотах предусмотрено устройство для настройки эхолота на фактическую скорость звука в воде в целях автоматического ввода поправок в измеряемые глубины.

§ 157. ИНСТРУМЕНТАЛЬНЫЕ ПОПРАВКИ ИЗМЕРЕННЫХ ГЛУБИН

Недостатки в конструкции эхолота и особенности установки вибраторов на судне вызывают ряд систематических погрешностей при измерении глубин, которые учитываются при исправлении глубин инструментальными поправками Δz_n, $\Delta z_Б$, $\Delta z_В$, $\Delta z_{МО}$, входящих в уравнение (14.2). Расчет этих поправок производится по нижеприведенным формулам.

1. Поправка за отклонение действительной частоты вращения электродвигателя эхолота от номинальной

$$\Delta z_n = z_Э\left(\frac{n_0-n}{n}\right) = z_Э\left(\frac{n_0}{n}-1\right),$$

где n_0 — номинальная частота вращения электродвигателя эхолота, об/мин; n — действительная частота вращения электродвигателя эхолота, об/мин; $z_Э$ — глубина, измеренная эхолотом, м.

В эхолотах с цифровым указателем глубин (ЦУГ) при проверке оборотов на табло ЦУГ высвечиваются контрольные числа. В эхолотах без ЦУГ контроль осуществляется с помощью секундомера

и подсчета числа вспышек контрольной лампочки. Тогда формула для расчета поправки видоизменяется

$$\Delta z_n = z_э\left(\frac{t-t_0}{t_0}\right) = z_э\left(\frac{t_0}{t}-1\right),$$

где t_0 — номинальный интервал времени установленного числа вспышек контрольной лампочки (соответствующий номинальной частоте вращения электродвигателя эхолота), с; t — действительный интервал времени установленного числа вспышек контрольной лампочки (соответствующий действительной частоте вращения электродвигателя эхолота), с.

Погрешность Δz_n у современных эхолотов может устраняться с помощью автоматических центробежных регуляторов АЦР.

2. Поправка за базу между вибратором-излучателем и вибратором, приемником $\Delta z_б$ всегда отрицательная и учитывается только на малых глубинах для двухвибраторных эхолотов при наличии разноса (базы) вибраторов. Если при этом эхолот отрегулирован на измерение глубин от уровня вибраторов, как показано на рис. 178, *б*, то поправка $\Delta z_б$ вычисляется по формуле

$$\Delta z_б = \sqrt{z_э^2 - \left(\frac{L}{2}\right)^2} - z_э,$$

где $z_э$ — глубина измеренная эхолотом, м; L — база между вибраторами эхолота, м.

3. Поправка за углубление врезанного в днище судна вибратора эхолота (см. рис. 178, *б*) вычисляется от поверхности воды по формуле

$$\Delta z_в = (H - H_п) - h,$$

где H — расстояние по вертикали от киля до палубы в районе вибратора, выбираемое из формуляра судна, м; $H_п$ — расстояние от действующей ватерлинии до палубы, измеряемое в дни производства промеров, м; h — превышение излучающей поверхности над килем, замеряемое при установке вибратора, или снимаемое с чертежа судна, м.

Поправку $\Delta z_в$ для эхолота с забортным устройством одновибраторных эхолотов (ПЭЛ-4, ЭРА-1, ЭП-250Т) вычисляют по формуле

$$\Delta z_в = H_0 + h_0,$$

где H_0 — расстояние по вертикали от верхней плоскости обтекателя до поверхности воды, измеряемое по дециметровым делениям на штанге или наметкой, м; h_0 — толщина обтекателя от верхней плоскости до излучающей поверхности вибратора, м.

Значения величин $(H—H_п)$, H_0, h и h_0 измеряются с точностью 0,1 м.

4. Поправка за место нуля эхолота определяется с помощью

тарирующего устройства, которое опускается под вибраторами эхолота на глубину порядка 5—20 м. Погрешность места нуля возникает в случае, когда момент регистрации посылки звукового импульса на эхограмме не совпадает с действительным моментом излучения импульса эхолотом. Величина поправки $\Delta z_{\text{МО}}$ вычисляется по формуле

$$\Delta z_{\text{МО}} = z_{\text{Л}} - (z_{\text{Э}} + \Delta z_{\text{В}} + \Delta z_{\text{Б}} + \Delta z_{\text{л}} + \Delta z_{0}),$$

где $z_{\text{Л}}$ — отсчет глубины по маркам линя тарирующего устройства, м.

Величина поправки $\Delta z_{\text{МО}}$ не должна превышать 1 мм в масштабе эхограммы для диапазона сличения. Для эхолотов, работающих по одновибраторной схеме, учет $\Delta z_{\text{Б}}$ исключается. Следует погружать диск тарирующего устройства строго под вибратором, чтобы не возникало отклонение в плане по горизонтали между диском и вибратором.

§ 158. ПОПРАВКА В ИЗМЕРЕННЫЕ ГЛУБИНЫ ЗА НАКЛОН ДНА

Поправка за наклон дна Δz_{γ} вводится в измеренные глубины, если в процессе съемки рельефа имеется возможность определить угол наклона дна достаточно надежно, чтобы не исказить отображение реального подводного рельефа. Если в результате съемки рельефа дна подтверждается тот факт, что галсы проложены строго нормально к горизонталям, тогда угол наклона дна γ можно определить по эхограмме. Поправка Δz_{γ} вычисляется по формуле

$$\Delta z_{\gamma} = (\sec \gamma - 1) z_{\text{Э}}.$$

Угол наклона дна γ вычисляется по формуле

$$\operatorname{cosec} \gamma = k \operatorname{ctg} \gamma',$$

где $k = \dfrac{C_{\text{гор}}}{C_{\text{верт}}}$ — коэффициент, равный отношению знаменателей горизонтального и вертикального масштабов записи на эхограмме; γ' — угол наклона отрезка линии дна, снимаемый с эхограммы транспортиром.

§ 159. ИСПОЛЬЗОВАНИЕ ГИДРОЛОКАТОРА БОКОВОГО ОБЗОРА

Гидролокаторы (эхографы) бокового обзора (ГБО) могут использоваться для съемки одновременно с эхолотным промером, или раздельно по самостоятельным маршрутам в дополнение к галсам промера. Как самостоятельный метод топографической съемки шельфа и внутренних водоемов гидролокационная съемка может выполняться гидролокатором с интерферометром.

Использование гидролокаторов различных типов для производства гидролокационной съемки регламентируется специальными инструкциями.

В процессе съемочных работ с помощью любого ГБО необходимо выполнять следующие требования:

подобрать оптимальную скорость судна для уменьшения искажений на гидролокационных снимках применительно к типу ГБО и гидрометеоусловиям, с учетом скорости протяжки бумаги самописца на различных диапазонах измерений;

обеспечить движение съемочного судна с постоянной скоростью по заданному курсу;

учитывать изменение рабочей полосы обзора и ее положения относительно пути движения судна в зависимости от глубины, уклона дна, дальности гидролокации, обусловленной рефракцией акустических лучей и фактической скоростью распространения звука в воде;

в процессе съемки на эхограмме следует вести пояснительные записи, облегчающие последующее дешифрирование их, например, при помехах от кильватерных струй, волн, буев, вех, косяков рыб.

При поиске подводных объектов необходимо производить распознавание обнаруженных объектов водолазным обследованием или при помощи подводных аппаратов.

Особенность отображения рельефа дна и подводных объектов на эхограмме (гидролокационном снимке) заключается в том, что подводные объекты и неровности, выступая над поверхностью дна, экранируют распространение упругих колебаний воды. В результате этого на эхограмме за темными пятнами формируются белые, являющиеся изображением акустической тени объектов или возвышений дна, при этом длина тени характеризует их высоту. Высота объекта h (в метрах) над поверхностью дна определяется по формуле

$$h = rz/D,$$

где r — длина акустической тени объекта, м; z — глубина под антенной, м; D — наклонное расстояние до конца тени, м.

Величины r и D снимаются непосредственно с эхограммы, величина z определяется эхолотом с учетом разницы в углублении вибратора и антенны эхографа. Длина акустической тени объектов, лежащих вблизи от вертикали антенны, относительно уменьшается, возрастают погрешности определения высоты объектов; «бестеневое» отображение рельефа дна и объектов затрудняет дешифрирование эхограмм и может привести к пропуску мелких объектов. Поэтому ближняя зона полосы обзора ГБО (эхографа) является малоинформативной зоной. Ширина малоинформативной зоны определяется из выражения МЗ=1,5 $z_{ср}$+B, где B — расстояние между антеннами правого и левого борта, м; $z_{ср}$ — средняя глубина на галсе, м.

Перед выполнением съемки необходимо определить ширину полосы обзора с одного борта L (в метрах) с учетом малоинформативной зоны. Расчет L производится по формуле:

$$L = \sqrt{D_m^2 - z_{ср}^2} - 0{,}5\text{МЗ},$$

где D_m — максимальная дальность, измеряемая на диапазоне, м.

Междугалсовые расстояния d (в метрах) при работе эхографа на оба борта рассчитываются с перекрытием малоинформативной зоны:

для четных галсов

$$d_{\text{чет}} = L - \text{П};$$

для нечетных галсов

$$d_{\text{неч}} = 2L + \text{МЗ} - \text{П},$$

где L — ширина полосы обзора с одного борта, м; П — перекрытие полос обзора, м, равное двойной погрешности определения положения судна на галсе ($\text{П}=2M_0$).

При съемке рельефа дна в заливах и узкостях вблизи береговой черты гидролокационные галсы следует прокладывать параллельно берегу.

Площадная топографическая съемка выполняется одновременно с эхолотным промером путем проложения системы параллельных галсов, нормально к направлению горизонталей (изобат) или произвольно, если в районе работ изменение уклона дна незначительно.

В результате камеральной обработки по данным гидролокационных снимков (эхограмм) ГБО с интерферометром должна быть составлена цифровая модель рельефа (ЦМР). На интерференционном снимке вводится система прямоугольных координат с началом в точке пересечения линии нулевых глубин и линии первой оперативной отметки. Ось X системы координат совмещается с линией нулевых глубин и направлена от первой оперативной отметки к последней. Ось Y направлена вдоль полосы бокового обзора. Таким образом, координата Y для любой точки гидролокационного изображения соответствует времени распространения акустического сигнала до точки дна и обратно, а координата X — плановому положению съемочного судна на галсе.

Пространственные координаты точек дна определяются из следующих уравнений:

$$X = Vt, \quad Y = R_{\text{н}} \cos\theta, \quad H = R_{\text{н}} \sin\theta,$$

где V — скорость перемещения антенны (судна), м/с, t — длительность развертки вдоль строки, с; (у ОПГ ЦНИИГАиК t= = 0,12 с, 0,25 с и 0,5 с); $R_{\text{н}}$ — наклонная дальность, м.

При подготовке исходных данных для обработки с помощью ЭВМ применяют различные устройства цифрования линейной информации с регистрацией на магнитные носители (дигитайзеры, сколки). На обрабатываемом участке гидролокационного снимка (эхограммы) выделяют сечения параллельные оси Y с равным шагом по оси X, исходя из требований на детальность получения ЦМР. На выделенных сечениях определяют координаты у точек интерференционных линий и код глубины, соответствующий обрабатываемым сечениям. На обзорных гидролокационных снимках

в системе координат снимка левого или правого борта определяют координаты отдешифрированных объектов. Результаты дигитализации, координирования места судна и определения скорости распространения звука в воде систематизируются для ввода в ЭВМ.

§ 160. ПРОМЕР СО ЛЬДА

Промер со льда выполняется в случае невозможности по каким-либо причинам применить в данном районе другие способы съемки. Измерение глубин при промере со льда производится через пробуренные лунки. Точки для бурения лунок заблаговременно намечают, выставляя колья по линиям галсов. Для проложения галсов на льду разбивается сеть квадратов на основе магистральных теодолитных или полигонометрических ходов между пунктами съемочной сети.

В зависимости от характера обследуемого района различают два варианта разбивки галсов:

для промера в гаванях, портах, на рейдах — от двух взаимоперпендикулярных магистралей, служащих основой для построения на льду сети километровых квадратов, и затем внутренних мелких квадратов, на сторонах которых строят галсы промера;

для промера на каналах, фарватерах, в узкостях — от одной магистрали, прокладываемой по их оси.

Расстояния по магистрали и сторонам километровых квадратов измеряют дальномерами или мерными лентами, обеспечивая относительную погрешность измерения не более 1 : 1000. Малые расстояния (100 м и меньше) и расстояния между глубинами на галсах разрешается измерять проволочным линем.

Подробность промера в гаванях, портах, каналах и в узкостях определяется расстояниями между точками измерения глубин: 10×10, 10×5, 20×20, 20×10 м; на особо важных участках гаваней, портов и фарватеров — 2×2, 5×5, 10×5, 10×10 м; на рейдах — 20×20, 50×20, 50×50 м. В прибрежных районах открытых акваторий галсы прокладываются через 100—200 м нормально к береговой линии.

Глубина на галсах измеряют ручными или механическими лотами, иногда эхолотами. В местах, где вода промерзла до дна, глубины определяются нивелированием точек поверхности дна относительно ближайшего берегового репера.

Значение отметки дна H при измерении глубины лотом относительно мгновенного уровня воды в лунке определяется по формуле

$$H = -[z_{Л} - (H_0 + f)],$$

где $z_{Л}$ — глубина, измеренная каким-либо лотом, значение которой исправлено поправкой эхолота; H_0 — отметка нуля уровенного поста в Балтийской системе высот; f — отсчет мгновенного уровня воды от нуля поста на момент измерения глубины.

Значение отметки для H по данным геометрического нивелирования точек дна в местах, где вода промерзла до дна, находится по формуле

$$H = -(h_{\text{д}} - H_0),$$

где $h_{\text{д}}$ — превышение репера над точкой дна, полученное из геометрического нивелирования; H_0 — отметка репера в Балтийской системе высот.

В процессе съемки должны вестись наблюдения за колебаниями уровня воды на ближайшем уровенном посту Росгидромета, или на временном уровенном посту по рейке, установленной в проруби и привязанной нивелированием к ближайшему реперу, имеющему абсолютную отметку в Балтийской системе высот.

Для выполнения всего комплекса съемочных работ организуются отдельные бригады по видам работ: бригада для разбивки магистралей, квадратов, створов промерных галсов и мест измерения глубин; бригада для механического или ручного бурения лунок во льду; группа наблюдений за колебаниями уровня и нивелирования льда, лежащего на грунте.

Неподвижность ледяного покрова должна контролироваться по выставленным на берегу двум пересекающимся створам под углом не менее 30°, а на мористом участке в пересечении створов выставляется веха на льду. При смещении вехи на 0,5 мм и более в масштабе планшета магистрали на льду прокладывают заново.

§ 161. СЪЕМКА ДОННЫХ ГРУНТОВ

Грунтовая съемка производится для получения всесторонних характеристик грунта и выявления площадей с однородным грунтом. В процессе съемки должны быть получены сведения, характеризующие тип грунта, цвет, консистенцию, вещественный состав, включения. Кроме того, на мелководьях определяют места скоплений разновидностей донной растительности, морских трав, водорослей, а вблизи берегов — камышовые, тростниковые и мангровые заросли.

При определении типов грунтов руководствуются таблицей классификации морских грунтов по гранулометрическому составу, выдержка из которой приведена в табл. 66.

По вещественному составу выделяют: водоросли (трава, тина); известковые грунты (коралловые, ракушечник); вулканические (пепел, лава, пемза, туф); выходы коренных пород (базальт, глина, известняк, мел и др.); железо-марганцевые конкреции.

Под консистенцией понимают степень мягкости грунта: жидкая, полужидкая, мягкая, плотная, очень плотная, вязкая. В судовых условиях ее определяют визуально или на ощупь. Включениями называют более крупные инородные частицы, находящиеся в основном грунте, а также остатки животных и растений. К ним относятся, например, галька, щебень, гравий,

Таблица 66

Типы грунтов	Условные сокращения	Гранулометрический состав
Выходы коренных пород		
Скала (плита)	Ск(Пл)	
Крупнообломочные		Размеры преобладающих частиц, см
Глыбы	Гб	Более 100
Камни	К	50—100
Валуны крупные	кВ	Более 50
» мелкие	мВ	10—50
Галька (щебень)		
» крупная	кГк(кЩ)	5—10
» мелкая	мГк(мЩ)	1—5
Гравий (хрящ, дресва)		Распределение частиц по крупности
» крупный	кГр(кХр)	Масса частиц >2 мм составляет > 50 %
» мелкий	мГр(мХр)	Масса частиц >2 мм составляет $\leq 25-50$ %
Песчаные		
Песок крупный	кП	» » >0,5мм » >50%
» мелкий	мП	» » >0,1мм » >75%
» илистый	иП	» » >0,1мм » <75%
Глинистые		Число пластичности *PI*
Песчаный ил	пИ	$1 \leq PI \leq 7$
Ил	И	$7 < PI \leq 17$
Глинистый ил	глИ	$PI > 17$

конкреции и т. п. Вид растений определяют по определителям водной растительности.

Цвет грунта должен определяться сразу после извлечения грунта из пробоотборника, так как на воздухе происходит окисление ила, цвет которого меняется. Для определения цвета используется специальная шкала.

Подробность грунтовой съемки характеризуется расстояниями между грунтовыми станциями или между галсами сейсмоакустического профилирования.

Грунтовой станцией называется географическая точка в море (океане), на которой производятся работы по извлечению проб донного грунта.

Расстояния между грунтовыми станциями или галсами должны быть такими, чтобы можно было получить не только общую картину распределения грунтов, но и выявить площади, в пределах которых распространены однородные грунты. Места грунтовых станций располагаются равномерно по всему участку съемки и так, чтобы были обследованы характерные элементы рельефа дна (вершины, склоны, банки, мели, косы и т. п.). Определения мест грунтовых станций производятся теми же методами, что при съемке рельефа дна.

Основным способом получения характеристик донных грунтов является непосредственный отбор проб грунтодобывающими приборами. Кроме того, в пределах естественной прозрачности воды

используются материалы аэрофотосъемки. В частных случаях по специальному заданию производится водолазное обследование и подводное фотографирование.

Прямой отбор грунта или работа на грунтовой станции состоит из спуска и подъема грунтодобывающих приборов, извлечения колонок грунта из грунтовых трубок, описания проб грунта и отбора образцов на лабораторный анализ. В первую очередь, опускают дночерпатель и по полученной пробе определяют тип грунта. В зависимости от характера полученного грунта, опускают ту или иную трубку. В зоне распространения рыхлых донных осадков опускают ударную грунтовую трубку, в зоне плотных и песчаных осадков — гидростатическую или поршневую трубку. Если имеются признаки наличия на дне валунов, камней или осадочного грунта, производится драгирование на малом ходу судна.

Описание проб выполняется по слоям, при этом отмечают: общую длину добытой колонки (мощность слоев), тип грунта по механическому составу, консистенцию, включения, цвет, при наличии в пробе водорослей — их вид.

Отбор образцов на лабораторный анализ производится после описания проб грунта. Образцы естественной влажности отбираются из каждого слоя грунта объемом около 0,5 л и упаковываются в полиэтиленовый мешок с этикеткой.

Лабораторный анализ проводят для получения точных численных показателей, когда визуальное описание оказывается недостаточным для выполнения поставленных задач. В процессе лабораторной обработки осуществляют гранулометрический и физический анализы. При физическом анализе определяют влажность, объемную массу, плотность, пористость, число пластичности, коэффициент консистенции.

§ 162. КОНТРОЛЬ СЪЕМКИ В РАЙОНЕ РАБОТ И ОТЧЕТНЫЕ ДОКУМЕНТЫ

Результаты съемки подводного рельефа проверяют путем составления кальки глубин. Измеренные глубины исправляются поправками эхолота и за уровень. Поправки, постоянные за все время работ на заданном участке, могут не вводиться, если они одни и те же для основных и контрольных галсов. После разноски глубин проводятся горизонтали и делаются выводы о достаточности полноты съемки и намечаются места для дополнительного обследования.

В точках пересечения съемочных (основных) галсов с контрольными производят сличения глубин. Расхождения глубин в 85 % случаев не должны превышать допустимых значений, установленных нормативно-техническими актами. Допустимые относительные погрешности расхождений глубин для предварительной оценки в районе работ находятся в пределах от 2 до 6 % в зависимости от степени расчлененности рельефа дна и диапазона

измеряемых глубин от 5 до 200 м. На глубинах менее 5 м расхождения не должны превышать 0,2 м. В остальных 15 % случаев расхождения сличаемых глубин должны находиться в пределах удвоенных значений установленных допусков. В этих случаях для заключения об их допустимости необходимо учитывать:

сходимость глубин в соседних точках пересечения галсов;

уклон и характер рельефа дна, т. е. величину изменения отметки глубин при смещении ее планового положения в пределах точности определения места на галсе;

погрешность определения места судна на галсе;

погрешность измерения глубин и определения поправок к ним.

Если в результате оперативного контроля работ противоречия в глубинах не удалось устранить, то соответствующие галсы должны быть переделаны.

По результатам съемки рельефа дна и грунтов представляются следующие основные отчетные документы:

схема выполнения съемки и нарезки планшетов;

рабочие планшеты и кальки глубин к ним;

кальки гидролокационного обследования;

эхограммы и журналы измерения глубин;

ленты самописцев РГС;

журналы засечек с береговых постов;

схема расположения грунтовых станций;

журналы грунтов и материалы по дистанционному обследованию грунтов;

журналы уровенных наблюдений, ленты самописцев уровня и графики колебаний уровня;

официальные выписки исходных данных постов Росгидромета и других ведомств;

журналы нивелирования уровенных постов;

журналы гидрологических наблюдений, выполненных для определения действительной вертикальной скорости звука в воде.

Кроме того, представляются документы по плановому и высотному обоснованию, согласно требованиям соответствующих нормативных актов.

§ 163. ОБРАБОТКА МАТЕРИАЛОВ ОПРЕДЕЛЕНИЯ МЕСТА СУДНА

Обработка материалов плановой привязки съемочных галсов включает вычисления:

поправок в измеренные навигационные параметры;

координат точек определения места судна;

средних квадратических погрешностей определения места судна.

В результате обработки наносят точки определения места на съемочный оригинал с помощью координатографа или графическими приемами по сеткам изолиний.

В зависимости от метода определения места и используемых технических средств в измеренные навигационные параметры вводятся следующие поправки:

за условия распространения радиоволн и нестабильность фазы согласно инструкций по использованию соответствующей РГС или РНС;

за невязку галса для РГС или РНС с непрерывным счетом фазовых циклов от точки привязки у вехи;

за редуцирование расстояний и разности расстояний на плоскость в проекции Гаусса—Крюгера;

за приведение углов, измеренных секстаном, к горизонту;

различные инструментальные поправки в соответствии с описанием технического средства и результатами проверок.

Поправки в измеренные параметры вводят в том случае, если их суммарное влияние вызывает смещение точки на съемочном оригинале более чем на 0,5 мм. При обработке на ЭВМ, поправки, обычно, вводятся независимо от степени их влияния.

Средняя квадратическая погрешность определения места не должна превышать 1,5 мм в масштабе съемочного оригинала. При изложении методов определений места (см. § 146), приведены формулы для вычислений средней квадратической погрешности M по двум линиям положения. Превышение установленных допусков точности возникает в случае, если угол пересечения линий положения θ менее 20—30°. Кроме того, средние квадратические погрешности измерений каждого навигационного параметра m_1 и m_2 не всегда соответствуют их априорным значениям, в частности при использовании РГС и РНС, когда радиоизмерения по двум каналам неравноточны из-за разных частот и фаз колебаний.

Средние квадратические погрешности измерений навигационных параметров m_1 и m_2 будут определять средние квадратические смещения линий положения:

$$\varepsilon_1 = \frac{m_1}{g_1}, \quad \varepsilon_2 = \frac{m_2}{g_2},$$

где g_1, g_2 — градиенты измеряемых функций.

Для общей оценки точности используют формулу средней квадратической погрешности определения места M по двум независимым линиям положения

$$M = \frac{1}{\sin\theta}\sqrt{\varepsilon_1^2+\varepsilon_2^2}.$$

Например, для вычисления точности определения места по двум расстояниям используем модели градиентов расстояний (см. табл. 61), которые равны $g_1 = g_2 = 1$. С учетом равной точности измерений расстояний по первой и второй береговым станциям $m_1 = m_2 = m$ формула средней квадратической погрешности определения места примет вид

$$M = m \operatorname{cosec}\theta\sqrt{2}.$$

§ 164. ОБРАБОТКА МАТЕРИАЛОВ ВЫСОТНОГО ОБОСНОВАНИЯ

Основным содержанием обработки материалов высотного обоснования является определение поправок за уровень по данным уровенных наблюдений для приведения измеренных глубин в Балтийскую систему высот. Предварительно производят проверку материалов нивелирования реперов и уровенных реек. Все отсчеты уровней приводят к единому нулю поста, который имеет абсолютную отметку — 5,00 м. Затем строят графики колебаний уровня за весь период наблюдений.

Поправки за уровень Δz_f в общем случае вычисляются по формуле

$$\Delta z_f = -(H_0 + f),$$

где H_0 — отметка нуля уровенной рейки в Балтийской системе высот; f — отсчет по той же рейке мгновенного уровня в момент измерения глубины.

Если участок съемки находится в пределах действия одного поста, то поправки Δz_f снимаются непосредственно с графика колебаний уровня относительно отсчетного горизонта, соответствующего нулю Балтийской системы высот (БС). Масштаб графика по горизонтали — 1 час времени в 2 см, по вертикали — 1 м высоты уровня в 5 см. По горизонтальным линиям на миллиметровой бумаге графика вверх или вниз от среднего уровня (нуля БС) отсчитывают поправки через 0,1 м. По вертикальной линии от точки пересечения с кривой колебаний уровня отмечают время начала действия поправки. На каждый рабочий день составляют таблицу поправок и время их действия.

Если район съемки расположен между двумя уровенными постами, а величина и фаза прилива изменяются пропорционально расстоянию между ними, допускается сделать расчет поправок путем интерполяции по зонам.

Если обозначить через Δh_m возможную наибольшую разность превышений мгновенного уровня между постами, то количество зон k, на которое следует разбить весь район, можно получить из равенства

$$k = \frac{2\Delta h_m}{\delta_z},$$

где δ_z — точность измерения глубин (0,2 м).

Для любой i-й зоны между постами A и B расчет поправок производится по формуле

$$\Delta z_f = \Delta z_A + (\Delta z_B - \Delta z_A)\,\frac{i}{k},$$

где Δz_A, Δz_B — значения поправок за уровень на постах A и B; i — номер зоны; k — количество зон.

Графический прием получения поправок по зонам в этом случае заключается в построении совмещенного графика колебаний

уровня для двух постов относительно среднего уровня (нуля БС). Поправки снимают с графика с помощью лучевой палетки, построенной на кальке. Для получения поправки, соответствующей моменту измерения глубины, палетка накладывается на график таким образом, чтобы крайние ее лучи совпали с кривыми уровня на одной вертикали. С помощью промежуточных лучей, количество которых соответствует количеству зон, начиная с нулевой, делается отметка на вертикальной линии и поправка Δz_f снимается как расстояние в масштабе графика от линии нуля БС до указанной точки.

Определение поправок по нескольким уровенным постам производится путем довольно сложных аналитических расчетов, основанных на принципах интерполирования и прогнозирования. Однако эти способы имеют ограниченное применение.

§ 165. ОБРАБОТКА МАТЕРИАЛОВ ИЗМЕРЕНИЙ ГЛУБИН

На топографические карты шельфа и внутренних водоемов наносятся отметки дна H в Балтийской системе высот, значения которых получаются в результате учета общей поправки Δz по формуле

$$H = -(z_э + \Delta z).$$

Если отметки дна имеют заведомо отрицательные значения, знак «минус» не подписывается.

Общая поправка равна алгебраической сумме поправки глубин за уровень Δz_f и поправки эхолота $\Delta z_э$:

$$\Delta z = \Delta z_f + \Delta z_э.$$

В предыдущих параграфах рассмотрены методы определения частных поправок, составляющих поправку $\Delta z_э$ (см. §§ 156—158).

На эхограммах измеренные глубины снимаются специальной палеткой, разбитой на деления в масштабе регистрации глубин на ленте самописца эхолота соответствующей марки. Глубины снимают с эхограммы с погрешностью не более 0,5 мм и записывают у линии оперативных отметок и в промежутках между ними через интервалы от 6 до 20 мм в зависимости от сложности рельефа дна. Рядом с глубинами выписывают значения отметок дна H, полученных после учета общей поправки Δz.

Точность измеренных эхолотом глубин может быть оценена по формуле

$$m_z^2 = m_{отс}^2 + m_{\Delta z}^2,$$

где m_z — средняя квадратическая погрешность измеренной глубины после введений общей поправки; $m_{отс}$ — отсчета глубины по индикаторному устройству эхолота (0,35 мм в масштабе эхограммы или 0,1 м при цифровой регистрации на ЦУГ); $m_{\Delta z}$ — определения общей поправки к измеренной глубине.

§ 166. СОСТАВЛЕНИЕ СЪЕМОЧНОГО ОРИГИНАЛА

Съемочный оригинал топографической карты шельфа (ТКШ) — основной результат съемки шельфа, представляющий собой первичное картографическое отображение всей съемочной информации, и прежде всего — информации о подводном рельефе. Он является результатом необходимого технологического этапа создания карты и подготавливается в графической или в цифровой форме. Съемочный оригинал карты шельфа в отличие от съемочного оригинала карты суши по своему содержанию не совпадает с издательским оригиналом карты, поскольку он содержит как результаты картографической интерпретации съемочных данных, так и сами исходные данные для такой интерпретации. Это связано с тем, что в отличие от аэрофототопографической или мензульной съемки в процессе подготовки ТКШ исполнитель не имеет относительного избытка съемочной информации. Поэтому для получения достоверной картины подводного рельефа следует выносить на съемочный оригинал весь объем информации со съемочных и контрольных галсов, привлекать любые другие достоверные источники информации об объекте, с тем чтобы произвести обоснованную интерполяцию и экстраполяцию съемочной информации.

В большинстве случаев, когда подготавливается оригинал на достаточно простой участок шельфа, съемочный оригинал представляет собой комплексное изображение всех элементов содержания создаваемой ТКШ. В сложных случаях расчлененного рельефа или разнообразного хозяйственного использования акватории допускается подготавливать раздельные оригиналы по результатам съемки элементов содержания карты, и даже в более крупном масштабе, чем создаваемая карта. Правила и основные приемы подготовки съемочных оригиналов ТКШ подробно изложены в Руководстве по топографической съемке шельфа и внутренних водоемов. Съемочные оригиналы ТКШ обычно подготавливаются в масштабе создаваемой карты, черчением на пластике или жесткой основе. Из математических элементов будущей карты на оригинал допускается наносить только прямоугольную (километровую) сетку и границы трапеции (внутреннюю рамку карты). Эти элементы, а также опорные пункты и ориентиры с известными координатами наносятся на оригинал с предельной точностью — как правило, с помощью координатографа. Прочие элементы содержания накладываются на оригинал по координатам в точках обсервации (определения места) с помощью координатографа, циркулем или специальной палеткой с точностью не ниже 0,3 мм.

Разноску отметок дна (глубин) между точками обсервации следует производить в соответствии с их местом на эхограмме. При этом отбираются наиболее информативные значения экстремальных точек профиля и точек перегибов склонов таким образом, чтобы они отображали рельеф дна с наиболее полной подробностью и точностью в соответствии с масштабом создаваемой карты и избранной высотой сечения. При плавном нерасчлененном профиле

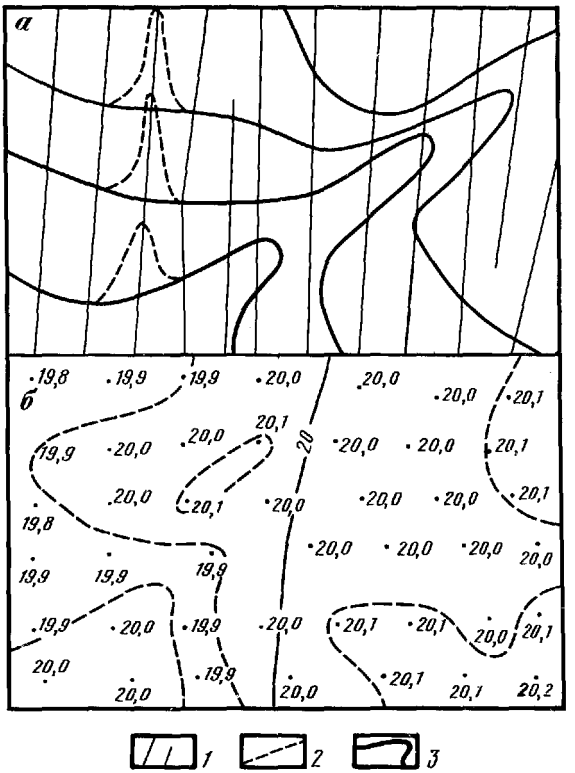


Рис. 179. Примеры анализа отображения рельефа дна:
а — затяжка горизонталей, *б* — интерполирование горизонталей в зоне равных значений отметок дна (*1* — направление съемочных галсов, *2* — предварительные горизонтали, *3* — исправленные горизонтали)

дна отметки наносят через 15—20 мм независимо от глубины, а при сложном рельефе — через 5—6 мм на глубинах до 100 м и через 8—12 мм на бо́льших глубинах. Работа по нанесению отметок дна на съемочный оригинал завершается проведением предварительных горизонталей (в карандаше) и нанесением условных знаков выявленных элементов и особых форм рельефа. Горизонтали интерполируют между нанесенными отметками дна, либо, при крутосклонном рельефе, выбирают на эхограммах места значений, соответствующих горизонталям, и переносят эти места на оригинал. При проведении горизонталей обязательно учитывается логичность и закономерность отображаемой формы рельефа в соответствии с редакционными указаниями. Это помогает выявить влияние некоторых систематических погрешностей и грубые ошибки съемочных работ, проконтролировать исходные данные. Характерные примеры таких ситуаций приведены на рис. 179, *а*. При нерас-

члененном и слабонаклонном рельефе горизонтали следует проводить по середине зоны равных значений отметок дна, как это видно из примера на рис. 179, *б*. Эту зону можно ограничить с помощью вспомогательных линий, проводимых по ее границам со стороны чуть больших (на 0,1 м) и меньших глубин. Если не воспользоваться таким приемом и принять за горизонталь одну из этих вспомогательных линий, получим необоснованно извилистую изолинию, которая будет отображать не микрорельеф дна, а влияние случайных погрешностей съемочных работ.

После проверки «во вторую руку» и внесения поправок, горизонтали закрепляются тушью. На оригинал в принятых сокращениях наносится информация о донных грунтах, а при наличии материалов гидролокационной съемки, показываются и границы контуров, отдешифрированных на снимках. Съемочные оригиналы в береговой зоне рекомендуется вести на фотопланах или с использованием материалов аэрофотосъемки. Изображение суши по данным съемкам наносится на съемочный оригинал ТКШ, либо готовится по принятым технологиям отдельно и монтируется на издательский оригинал. При подготовке к изданию на съемочных оригиналах ТКШ отбираются необходимые для характеристики подводного рельефа отметки дна (из расчета от 10 до 30 на дм^2) и другая информация, в соответствии с редакционными указаниями, а сам съемочный оригинал либо копия с него подлежат постоянному хранению.

§ 167. ОЦЕНКА КАЧЕСТВА МАТЕРИАЛОВ СЪЕМКИ

Комплексную оценку материалов съемки шельфа позволяет сделать анализ качества съемочного оригинала ТКШ, четкости записей на эхограммах и гидролокационных снимках, соответствия выполненных работ и оформления всех материалов требованиям нормативных документов. Точность съемки определяется с помощью контрольных измерений, а в случае неоднородного сложного рельефа дна для оценки точности создаваемой ТКШ рекомендуется использовать дополнительно специальные морфометрические характеристики.

Для оценки точности съемки рельефа используют данные измерений глубин в точках пересечения съемочных и контрольных галсов. Для этого на специальной кальке сличений наносят контрольные галсы и точки их пересечений со съемочными. В этих точках подписывают пары значений исправленных поправками отметок дна — со съемочного и контрольного галсов, заносят их в специальную ведомость и рассчитывают разности этих значений (в метрах) по формуле

$$\Delta_{слi} = z_{ci} - z_{кi},$$

где z_{ci} — отметка на съемочном галсе; $z_{кi}$ — отметка на контрольном галсе; $\Delta_{слi}$ — расхождение отметок в точке пересечения. Полученные

разности группируют по глубинным поясам и характеру рельефа. На трапеции ТКШ должно приходиться не менее 100 разностей, а в группах — не менее 30. Полученные данные используются для расчета средних квадратических погрешностей отметок дна $m_{сл}$ и средней глубины участка $\bar{z}$ по формулам:

$$m_{сл} = \sqrt{[\Delta^2_{сл}]/(2n)},$$

$$\bar{z} = [z_i]/n,$$

где n — число разностей в анализируемой группе (участке съемки); z_i — отметка глубины по контрольному галсу в точке пересечения. Точность измерения глубин считается удовлетворительной, если выполняется соотношение

$$m_{сл} \leq 0{,}01 m_0\,(\%)\,\bar{z},$$

где величина $m_0(\%)$ выбирается из соответствующей графы табл. 67. В противном случае производится тщательный анализ всех измерений и определений поправок с целью нахождения участков и причин аномальных расхождений, а также для исключения систематических погрешностей.

Остаточная систематическая погрешность измерений глубин считается допустимой, если выполняется неравенство

$$|\,[\Delta_{сл}]\,| \leq 0{,}35[\,|\,\Delta_{сл}|\,].$$

Для предварительного определения средней погрешности положения горизонталей на съемочном оригинале ТКШ (V) используется приближенная формула, связывающая взаимное совместное влияние точности измерения глубины (m_z), точности определения места судна (M), величины междугалсовых расстояний (L) и величины максимального доминирующего уклона дна ($\operatorname{tg}\gamma_m$), характеризующего расчлененность подводного рельефа

$$V = 0{,}8\sqrt{0{,}75m_z^2 + (0{,}67M^2 + 0{,}032L^2)\operatorname{tg}^2\gamma_m}.$$

Для сложного неоднородного рельефа дна такая оценка становится несостоятельной и действующее Руководство [16] предусматривает в таком случае более строгую оценку, связанную с выявлением локальных особенностей рельефа и погрешностей интерполирования горизонталей на этих локальных участках. Идея метода заключается в том, что чем круче и длиннее подводный склон, тем больше горизонталей характеризуют его на съемочном оригинале ТКШ, а чем такой склон сложнее по строению — тем значительнее погрешность в высотном положении отображающих его горизонталей. Используя в качестве весов морфометрические характеристики элементарных подводных склонов при соответствующих им погрешностях интерполирования горизонталей, можно добиться в вычислениях достаточно реалистичной оценки точности высотного положения этих изолиний. Вычисления значительно ускоряются при использовании цифровой записи профилей дна и ЭВМ.

Таблица 67

Характер подводного рельефа, диапазоны глубин, м	Допустимая средняя квадратическая погрешность $m_0(\%)$ отметок дна при съемках в масштабе				
	1:2000	1:5000	1:10 000	1 : 25 000	1 : 50 000
I. Нерасчлененный и слаборасчлененный					
5—20	1,6	1,6	1,7	2,0	2,4
20—50	1,0	1,1	1,2	1,4	1,6
50—100	1,0	1,0	1,1	1,1	1,1
100—200	0,8	0,8	0,9	0,9	1,0
200—500	0,7	0,7	0,7	0,8	0,8
II. Расчлененные равнины					
5—20	1,8	2,2	2,7	2,7	Съемка недопустима
20—50	1,1	1,3	1,5	2,0	2,0
50—100	1,0	1,1	1,1	1,3	1,5
100—200	0,8	0,9	0,9	1,1	1,4
200—500	0,7	0,8	0,8	0,9	1,0
III. Сложно-расчлененный грядовый, холмистый					
5—20	2,1	2,8	2,8	Съемка недопустима при отсутствии индивидуального технологического обоснования	
20—50	1,3	1,6	2,1		
50—100	1,1	1,2	1,5	1,7	—
100—200	0,9	1,1	1,4	1,7	—
200—500	0,8	0,9	1,1	1,4	1,4

Если по результатам оценки точности измерения глубин выявлены отдельные отметки дна или участки галсов, выпадающие (по неустановленной причине) по точности измерений, а проверка определения плановых координат, прокладки точек и снятия глубин и ввода поправок ничего не дает, — такие данные исключаются из расчетов.

§ 168. ПЕРСПЕКТИВЫ РАЗВИТИЯ СРЕДСТВ И МЕТОДОВ СЪЕМКИ ШЕЛЬФА

Развитие топографической съемки шельфа и внутренних водоемов связано с уточнением назначения и совершенствованием содержания ТКШ, появлением новых технических средств съемки и оптимизацией технологических процессов ее выполнения. Современные ТКШ должны давать базовую общегеографическую информацию для хозяйственного освоения акваторий, которые все в большей степени становятся составной частью территориально-производственных комплексов и играют все возрастающую роль в развитии производительных сил страны. В настоящее время совершенствование ТКШ связывается с обеспечением инженерно-геологических и инженерно-экологических изысканий, а также геолого-экологических исследований шельфа. Инженерно-геологические изыскания для нужд строительства и эксплуатации морских сооружений

требуют проведения высокоточных крупномасштабных съемочных работ как в прибрежной зоне, так и на значительном удалении от берегов. Для обеспечения таких работ необходимы комплексы высокоточных и высокопроизводительных технических средств. Инженерно-экологические изыскания и геолого-экологические исследования требуют средне- и мелкомасштабной топографической основы. При этом для инженерно-экологических изысканий требуется высокоинформативная разнообразная съемочная информация, а для геологической съемки шельфа требуется прежде всего геоморфологически достоверное батиметрическое изображение дна.

Поэтому в Основных положениях [14] наряду с основным (базовым) вариантом ТКШ предусматривается создание специализированных топографических карт шельфа и внутренних водоемов, которые могут нести дополнительную геологическую, геофизическую, инженерно-геологическую, гидробиологическую и иную информацию.

Для получения такой информации используются имеющиеся и разрабатываются новые высокопроизводительные и точные средства измерений и съемок. Так, для высокоточных определений координат съемочного судна на удалении от берега применяются спутниковые геодезические системы типа ГЛОНАСС (Россия), GPS, Навстар и Транзит (США) и разрабатываются новые, позволяющие получать непрерывные надежные координаты системы.

Для съемки подводного рельефа методом промера разрабатываются высокоточные эхолоты с цифровой регистрацией измеренных глубин, многолучевые системы и эхолоты, совмещающие узкую и широкую диаграммы направленности, что позволяет изучать как профиль дна, так и междугалсовые промежутки. Комплексную съемочную информацию позволяют давать гидролокаторы бокового обзора с интерферометрами, а на малых глубинах — сочетание лазерного профилирования и сканирования дна с аэрофотосъемкой. Для гидрологического обеспечения съемочных работ ведутся перспективные разработки зондов, определяющих строение (стратификацию) водной массы и таких ее характеристик как температура, скорость звука, соленость, прозрачность, электропроводность, наличие хлорофилла, газонасыщенность и других важных экологических показателей.

Отдельные высокопроизводительные съемочные средства связываются в системе съемки и оперативной обработки съемочной информации с опорой на быстродействующие ЭВМ и связанные с формирующиимися банками данных съемки шельфа. Только современные подходы, связанные с технологией цифрового картографирования акваторий, делают создание ТКШ на крупные участки акваторий конкурентоспособными и перспективными. На небольших, локальных участках съемок оптимальными могут оказаться разнообразные разновидности технологии, разработка которых может опираться как на применение новых высокоточных съемочных средств, так и на умение и практический опыт и слаженность бригады исполнителей.

Глава 15

ОБНОВЛЕНИЕ ТОПОГРАФИЧЕСКИХ КАРТ

§ 169. ОБЩИЕ ПОЛОЖЕНИЯ

Деятельность человека и процессы, происходящие в природе, приводят к изменению облика местности. Вследствие этого содержание топографических карт перестает соответствовать ее действительному состоянию. Строительство дорог, населенных пунктов, линий связи и электропередач, промышленных и сельскохозяйственных объектов, землеустроительные, лесоустроительные и другие работы приводят к большим изменениям ситуации. Изменения местности под воздействием природных процессов происходят более медленно и касаются в основном рельефа, гидрографии, растительного покрова. Так, в районах интенсивного развития (города, участки мелиоративного строительства, места выработки полезных ископаемых и т. п.) средняя годовая степень изменений составляет ~8—12 %, в районах со средней интенсивностью развития (например, освоенные сельскохозяйственные районы) ~3—7 %, а в малообжитых районах, как правило, ежегодные изменения достигают ~1—2 %.

Карту можно считать современной, если на данном этапе удовлетворяются требования потребителей по точности, достоверности и оформлению карты, необходимые для решения различных хозяйственных и других задач. Поэтому целью обновления карт является проверка их точности, приведение содержания в соответствие с современным состоянием местности и оформление в соответствии с действующими инструкциями.

Необходимость обновления топографических карт устанавливают в случаях несоответствия:

точностных характеристик топографических карт требованиям, изложенным в руководящих документах;

степени современности карт, выражающей величину (численный показатель — объем) соответствия содержания карты современному состоянию местности;

категориям важности изменившихся объектов и элементов местности в зависимости от физико-географических и хозяйственно-экономических условий района и масштаба карты.

При обновлении учитывают также местные условия производства, материально-технические и организационные возможности.

Виды обновления топографических карт различают по признакам времени, объема и содержания работ. По признаку времени выделяют в основном периодическое, оперативное и непрерывное обновление, а по признакам объема и содержания работ — полное, неполное, частичное, упрощенное.

Периодическое обновление производят через заранее определенные интервалы времени на основе районирования территории страны по срокам обновления карт. Районирование (т. е. выделение

районов) по срокам обновления выполняют с учетом прогноза изменений местности на перспективу 10—15 лет и более на территории, где планируется проведение различных хозяйственных мероприятий. Учитывается также динамика изменений данного типа местности в предыдущие периоды.

Периоды обновления карт (Т) можно определить по формуле:

$$T = \frac{\gamma_{доп}}{\gamma_{год}},$$

где $\gamma_{доп}$ — допустимая степень изменений в содержании карты; $\gamma_{год}$ — среднегодовая степень изменений элементов местности с учетом категорий важности объектов.

В России основным видом работ является периодическое обновление карт. Через определенные периоды обновляются топографические карты всех масштабов.

Оперативное — быстрое, необходимое для решения срочных задач обновление наиболее важных элементов (например, дорожной сети, населенных пунктов и т. д.). Этот вид обновления проводится по специальным заявкам.

Непрерывное обновление заключается в том, что изменения в содержание карты вводятся по мере их появления непосредственно на копию оригинала обновляемой карты (детальную дежурную карту) таким образом, что обновленная карта может быть размножена или издана в любой момент.

Иногда целесообразно на участки производственных комплексов организовать систему смешанного обновления топографических карт, т. е. на участки интенсивного развития вести непрерывное обновление, а для участков со средней интенсивностью изменений — периодическое. В основном ведут непрерывное обновление крупномасштабных карт и планов на интенсивно развивающиеся районы. Карты на города обновляются как непрерывно, так и периодически.

Полное обновление предусматривает обновление с необходимой точностью всего содержания карты, частичное — отдельных ее участков, неполное — отдельных элементов карты, а упрощенное — обновление с пониженной точностью.

Особенностью работ при обновлении топографических карт является возможность проведения большей их части в камеральных условиях. Наличие изданной карты, ее планово-высотной основы, возможность использования различных материалов картографического значения, появившихся в период после издания карты, наличие дежурной карты сокращает полевые работы, сводя их в большинстве случаев к полевому обследованию.

Сбор материалов картографического значения и ведение дежурных документов (картотек, справочников, каталогов) целесообразно проводить на основе методов информатики и средств вычислительной техники. Для этих целей создаются справочно-информационные фонды, функционирующие в рамках информа-

ционно-поисковых систем, разрабатываемых на базе стандартных систем управления базами данных (СУБД).

Обновление топографических карт может выполняться по материалам аэрофотосъемки (аэрофототопографический метод), по картографическим материалам более крупного масштаба (картографический метод), по материалам космической съемки совместно с аэрофотосъемками и другими картографическими материалами.

Обновление карт наземными методами (например, с помощью мензульной или тахеометрической съемки), допускается как исключение на отдельных мелких участках, когда отсутствуют материалы аэрофотосъемки и другие современные картографические материалы.

Наиболее экономичным и поэтому самым распространенным в настоящее время является аэрофототопографический метод для обновления, как правило, карт наиболее крупного масштаба. Карты более мелких масштабов обновляются, как правило, картосоставительским методом (по обновленным картам более крупного масштаба) или по материалам космических съемок.

В настоящее время выполняются работы по созданию и обновлению карт на базе цифровых методов. Перспектива развития работ в области обновления топографических карт связана с автоматизацией аэротопографических работ на базе этих методов.

§ 170. ОБЩАЯ ТЕХНОЛОГИЧЕСКАЯ СХЕМА ОБНОВЛЕНИЯ ТОПОГРАФИЧЕСКИХ КАРТ АЭРОФОТОТОПОГРАФИЧЕСКИМ МЕТОДОМ

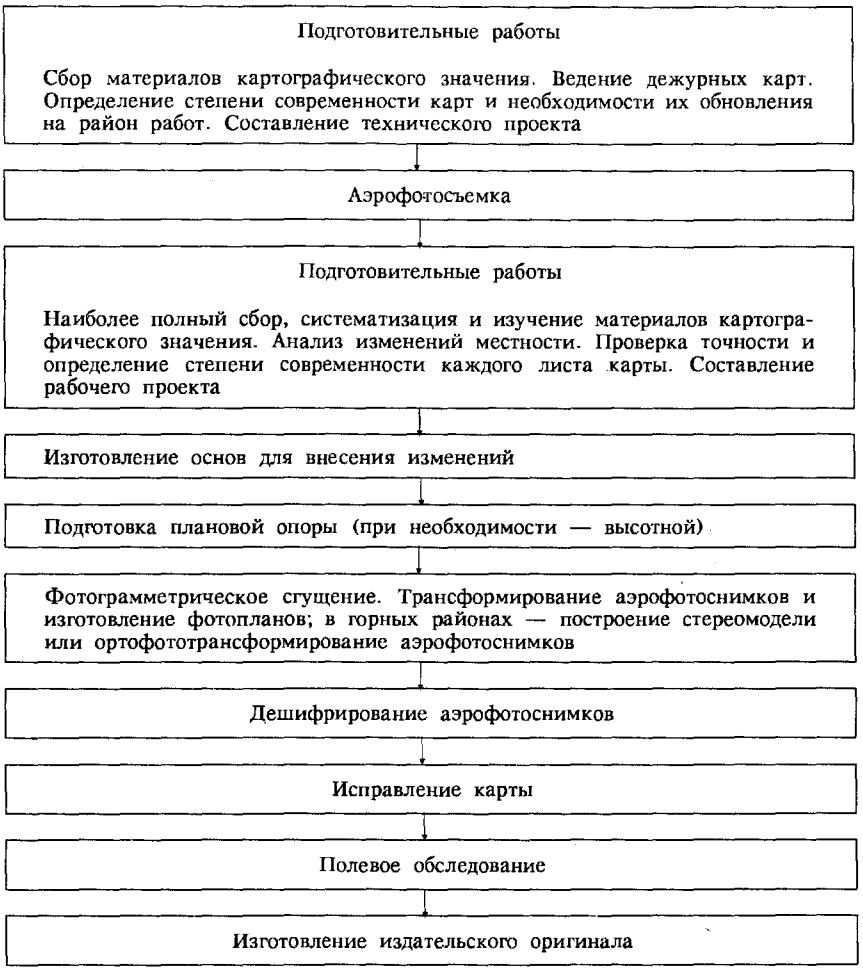
Аэрофототопографический метод обновления топографических карт включает камеральные и полевые работы с использованием аэрофотоснимков и других современных материалов картографического значения.

Камеральные работы включают сбор, систематизацию и анализ современных материалов картографического значения, ведение дежурных карт, определение степени современности и необходимости обновления карт, проверку точности, подготовку плановой и при необходимости высотной основы на материалах нового залета, фотограмметричекую обработку аэрофотоснимков, исправление копий карт, изготовление оригиналов обновленных карт и их оформление, камеральное дешифрирование аэрофотоснимков, оформление документации к оригиналам, обновление карт всего масштабного ряда.

Полевые работы включают обследование пунктов государственной геодезической сети, инструментальную проверку точности обновляемой карты, привязку плановых и высотных (при необходимости) опознаков, полевое обследование и доработку обновленных камерально оригиналов.

В табл. 68 представлена общая схема технологии обновления карт аэрофототопографическим методом.

Таблица 68



§ 171. ПОДГОТОВИТЕЛЬНЫЕ РАБОТЫ

На первом этапе подготовительных работ осуществляют сбор и систематизацию материалов картографического значения, ведение дежурных карт, определение степени современности карт и необходимости их обновления на район работ. Составляется технический проект, в котором указывают границы участка работ, технологию обновления, условия аэрофотосъемки и особенности проведения работ в данном районе.

В первую очередь собрать нужно основные материалы:

издательские оригиналы обновляемых листов карт и формуляры к ним;

каталоги координат и высот пунктов геодезической основы и точек съемочной сети;

тиражные оттиски обновляемых карт;

крупномасштабные планы и карты последних лет;

материалы, на основе которых создавалась обновляемая карта (репродукции фотопланов, ортофотопланов, аэофотоснимки с точками полевой подготовки, эталоны и образцы дешифрирования, аэронегативы или их микрокопии);

дежурные карты;

карты и планы, содержащие современную топографическую информацию, точность которых соответствует оребованиям Основных положений по созданию и обновлению топографических карт.

Далее собираются и изучаются дополнительные материалы специальных и специализированных съемок, которые создают организации различных отраслей хозяйства; справочные материалы общего, специализированного и специального назначения; литературные и описательные источники, географические карты и атласы.

К материалам общего назначения относятся материалы, обладающие наибольшей информативностью по всем элементам содержания карт: материалы ведомственных аэрофотосъемок разных масштабов, планы, планшеты и т. д. Материалы специализированного назначения можно разделить на шесть групп, в каждой из которых содержится наибольшая информация по определенной группе элементов: населенным пунктам, гидрографии и гидротехническим сооружениям, дорожной сети, растительному покрову и грунтам, границам, коммуникациям и инженерным сооружениям.

Материалы картографического значения ведомственных организаций различаются по содержанию, точности и качеству. Собирают планы населенных пунктов и прилегающих к ним территорий, трасс железных дорог и гидротехнических сооружений, навигационные и лоцманские карты, геологические, мелиоративные, сельскохозяйственные и лесоустроительные планы и карты, планы государственных лесных полос, торфяных месторождений, маркшейдерские и др. Собирают также материалы, которые не отвечают требованиям необходимой точности, однако содержат современную информацию. Например, подробные и сокращенные продольные профили пути железных дорог, крупномасштабные схемы узлов станций, линейные графики автомобильных дорог, схематические карты линий связи и электропередач, нефте- и газопроводов и др. Используют для обновления карт справочники административно-территориального деления, схемы территориальных аграрно-промышленных комплексов, схемы экономических районов и другие материалы перспективного плана развития хозяйства страны, социально-экономические справочники, справочные материалы по

вопросам морского флота и гидрометеослужбы по водным ресурсам (справочники, перечни, тарифные руководства, маршрутные описания водных путей, каталоги ледников, материалы по гидрографии и гидрологии), справочники МПС и др.

Сбор материалов картографического значения целесообразно осуществлять в справочно-информационном фонде — СИФ, который должен являться составной частью документальной информационно-поисковой системы (ИПС) для обновления карт. ИПС представляет собой совокупность средств и методов хранения, обработки и поиска информации. Выбор типа ИПС (ручного, автоматизированного или механизированного) во многом зависит от объема и качества информационных потоков — поступающих в фонд материалов и сведений, а также объема накапливаемого фонда.

В ручной ИПС все операции по обработке, вводу и поиску информации выполняют вручную, используя просветные перфокарты и различную маркировку. В механизированной ИПС применяют специализированные машины, например, механизированную картотеку, счетно-перфорационные машины, селекторы и др. Автоматизированную ИПС создают на основе ЭВМ и автоматизированного хранилища микрофильмированной информации типа «Исток», «Кадр» и т. п.

На основе анализа собранных материалов картографического значения производят оценку территории по степени ее развития, фиксируя все изменения на дежурных картах. На первом этапе выборочно на отдельных типичных листах определяют степень современности карт на район работ. На втором этапе при определении степени современности каждого листа карт используют материалы новой аэрофотосъемки, специально выполненной для обновления.

Существует несколько способов определения степени современности. На первом этапе подготовительных работ производят визуальную оценку по эталонам или способом упрощенного подсчета по палетке в виде сетки квадратов. Например, для карт масштаба 1 : 25 000 изготавливают палетку на прозрачной основе со сторонами квадратов 2×2 мм, для карт масштаба 1 : 10 000 — 5×5 мм. На дежурной карте выделяют несколько типичных оценочных участков размером 6×6 см каждый. Накладывая палетку на участок, подсчитывают число квадратов, содержащих изменения. Степень современности (С) для каждого оценочного участка определяют по формуле

$$C = (1 - \frac{n_{изм}}{n}) \cdot 100\ \%,$$

где $n_{изм}$ — число квадратов, содержащих изменения, n — общее количество квадратов на оценочный участок.

Степень современности листа определяют как среднее арифметическое из значений для всех участков, а на район работ — как среднее арифметическое для всех листов.

На втором этапе подготовительных работ указанную величину для каждого листа определяют более точными способами, подсчитывая изменения всех компактных, линейных, площадных объектов, собственных названий и характеристик. Степень современности листа карты определяют как отношение общей нагрузки и нагрузки листа с учетом изменений.

При определении степени современности карт учитывают и такую характеристику, как категория важности объекта или элемента местности. Если возникновение, исчезновение или изменения объектов существенно влияют на принимаемые по карте решения, то их относят к 1-й категории важности (например, изменения государственных границ, железных и шоссейных дорог, коренные изменения географических наименований, крупные изменения в административных и промышленных центрах и т. п.). Если изменения влияют на принимаемые по карте решения, то их относят ко 2-й категории важности, а если не влияют — к 3-й. Ко 2-й категории важности относят, например, изменения в наименованиях и пояснительных подписях, поселках городского и сельского типа, отдельных строений и т. д., а к 3-й, например, — изменения стен и оград. В зависимости от типа местности (густонаселенная, среднеобжитая, малообжитая) категория важности объекта может изменяться. Например, изменения улучшенных грунтовых дорог в малообжитой местности относят к 1-й категории важности, а в густонаселенной и средненаселенной — ко 2-й, тропы в густонаселенной местности относят к 3-й категории важности, а в малообжитой — ко 2-й.

В зависимости от типа местности и масштаба карты в редакционных указаниях технического проекта работ определяется перечень объектов разной категории важности.

Если имеются даже небольшие изменения объектов и элементов местности 1-й категории важности (1 % и более) или степень современности карты составляет 80—50 % за счет изменений объектов 2-й категории, то карты подлежат обновлению. При степени современности карты менее 50 % за счет изменений объектов первых двух категорий должна быть выполнена новая съемка (пересоставление). Объекты 3-й категории не оказывают влияния на степень современности карты.

Проверка точности карт выполняется в целях установления пригодности их для обновления. При проверке определяют погрешности в положении пунктов и точек геодезической основы, объектов и элементов местности в плане и по высоте, правильность отображения рельефа. Для проверки точности привлекаются материалы с записями точностных параметров изданной карты, материалы современных крупномасштабных съемок, при необходимости используют новые аэрофотоснимки и выполняют построение фотограмметрических сетей. На листе карты должно быть проверено не менее 20 общих контурных и равномерно расположенных точек, надежно опознанных на новых аэрофотоснимках и карте. Правильность изображения рельефа проверяют, сличая его со

стереоскопической моделью местности, полученной с помощью стереоскопического прибора. Карта считается пригодной для обновления, если соблюдены требования действующих инструкций к точности топографических карт.

По результатам 1-го этапа подготовительных работ составляют технический проект, в графической части которого (на тиражном оттиске карты) указываются границы работ, разграфка листов, масштаб и год съемки, границы участков аэрофотосъемки, технология обновления на разные участки. В текстовой части даются сведения о районе работ и обновляемой карте, используемые материалы, рекомендуемые варианты создания оригиналов обновления, редакционные указания. По результатам 2-го этапа подготовительных работ составляют рабочий проект камеральных работ, в котором излагаются конкретные способы проверки точности положения контуров и высот, правильности изображения рельефа, использования и сгущения плановой и высотной основы, методики обработки материалов картографического значения и переноса контуров на обновляемую карту, дешифрирования снимков и переноса изображений объектов на оригинал обновления. Рабочий проект полевого обследования составляется в процессе выполнения камеральных работ. В нем наряду с обследованием объектов, неуверенно отдешифрированных камерально, предусматривается обследование пунктов геодезической сети, закрепленных центрами, в необходимых случаях — допривязка аэроснимков.

§ 172. ТРЕБОВАНИЯ К АЭРОФОТОСЪЕМКЕ

При периодическом обновлении топографических карт новая аэрофотосъемка выполняется, как правило, за 1—2 года до начала работ. Параметы аэрофотосъемки: масштаб фотографирования, фокусное расстояние аэрофотоаппарата, перекрытия аэрофотоснимков, а также тип аэрофотоаппарата, тип аэропленки и время фотографирования устанавливают в зависимости от масштаба обносляемой карты, типа местности и характера изменений, высоты сечения рельефа на карте, используемых приборов для обработки снимков.

При выборе масштаба фотографирования учитывают необходимость камерального дешифрирования, но при этом не слишком укрупняют масштаб, чтобы не увеличивать объем планово-высотного обоснования, сгущения сетей, трансформирования снимков, не увеличивать стоимость аэрофотосъемки. При выборе $f_к$ учитывают разности абсолютных высот местности, и будут ли исправляться только контура или также и рельеф. При исправлениях рельефа повышаются требования к точности измерения высот, а следовательно $f_к$ должен быть коротким. Для сокращения количества зон трансформирования снимков $f_к$ должен быть длиннее. Иногда эти разные требования невозможно удовлетворить залетом одного масштаба. Тогда выполняют двухмасштабную аэрофотосъемку 2-мя АФА одновременно. Для дешифрирования аэрофотоснимков, как

Таблица 69

№ варианта	Масштаб		f_k (мм) АФА типа		Формат снимков (см)	Заданное перекрытие аэроснимков (%)	Примечание
	обновляемой карты	аэрофотосъемки	ТЭСА-10 ТЭА-35	ТАФА-10 ТЭ-70М ТЭ-100М ТЭ-140М ТЭ-200М			
1	1 : 10 000	1 : 20 000	100; 350		18×18	60×35	При исправлении контуров
2		1 : 14 000		200	18×18	60×30	«
3		1 : 24 000		100	18×18	60×30	«
		1 : 12 000		200	30×30	58×16	«
4		1 : 12 000		200	30×30	60×25	«
5		1 : 14 000	100; 70	70	18×18	60×35	При исправлении рельефа с $h_c = 1{,}0$ м и контуров
6		1 : 20 000	100; 70		18×18	60×30	При исправлении рельефа с $h_c = 2{,}0$ (2,5) м и контуров
7	1 : 25 000	1 : 40 000	100; 70		18×18	«	При исправлении контуров
8		1 : 25 000		200	«	«	«
9		1 : 40 000		100	«	«	«
		1 : 20 000		200	30×30	58×16	«
10		1 : 20 000		200	30×30	60×22	«
11		1 : 30 000	100; 70		18×18	60×30	При исправлении рельефа $h_c = 2{,}5$ м и контуров
12		1 : 25 000		70; 100	18×18	60×30	«
13	1 : 50 000	1 : 55 000*	100; 70		«	«	При исправлении контуров
14		1 : 35 000		140; 200	«	«	«
15		1 : 32 000		200	30×30	60×22	«
16		1 : 64 000		100	18×18	60×30	«
		1 : 32 000		200	30×30	58×16	«
17	1 : 100 000	1 : 80 000*	70		18×18	60×30	«

* Аэрофотосъемка для обновления карт масштабов 1 : 50 000 и 1 : 100 000 может не производиться, если есть материалы космической фотосъемки, удовлетворяющие требованиям обновления карт этих масштабов.

правило, целесообразна съемка в крупных масштабах, т. е. выполненная более длиннофокусным АФА. Учет различных требований приводит к необходимости устанавливать целесообразные масштабы аэрофотосъемки в зависимости от всех видов работ. В табл. 69 приведены рекомендуемые в настоящее время параметры аэрофотосъемки, выполняемой разными АФА для обновления карт масштабов 1 : 10 000, 1 : 25 000, 1 : 50 000, 1 : 100 000.

Аэрофотографирование обычно производится на черно-белую пленку разной чувствительности, применяют при этом светофильтры. В районах со сложным почвенно-растительным покровом или мелкой гидрографической сетью применяют спектрозональную пленку. При съемках крупных населенных пунктов, открытых горных районов и районов со смешанной древесной растительностью используют цветную аэрофотопленку. Аэрофотосъемку рекомендуется проводить в безоблачную погоду.

В залесенных, тундровых, заболоченных районах, а также прибрежной части морей выполняют аэрофотосъемку с радиогеодезическими определениями координат центров фотографирования с помощью самолетного радиодальномера (РДС) спутниковой системы. Материалы аэрофотосъемки оценивают по фотограмметрическому и фотографическому качеству в соответствии с требованиями инструкций.

§ 173. ПЛАНОВАЯ И ВЫСОТНАЯ ОСНОВА, ФОТОГРАММЕТРИЧЕСКОЕ СГУЩЕНИЕ СЕТИ ОПОРНЫХ ТОЧЕК

Для плановой и высотной основы при обновлении карт в максимальном объеме берут опорные точки, которые использовались при создании карты. Для выбора опорных точек используют аэроснимки прежнего залета с наколами, абрисами и описаниями точек, аэронегативы, фотопланы и другие материалы, по которым создавалась карта. Плановой и высотной основой являются пункты государственной геодезической сети, реперы государственной нивелирной сети, точки съемочной сети. Если их количества недостаточно, то используют точки фотограмметрического сгущения опорной сети, а также контурные точки, планово-высотное положение которых определяют с более крупномасштабных карт. В качестве плановых опорных точек могут служить центры фотографирования, координаты которых определены с помощью радиогеодезических измерений или системой GPS.

При выполнении работ методом полевой инструментальной съемки в качестве плановой опоры используются местные предметы-ориентиры и хорошо сохранившиеся четкие контуры, а в качестве высотной опоры могут служить контурные точки, высоты которых подписаны на карте.

Для переколки точек на новые аэронегативы используют маркирующие приборы (НТ, ДСИ, СММ и др.), ручные наколки.

Если точки не сохранились, то их положение на новых аэроснимках можно определить с помощью вспомогательных построений. В плоско-равнинной местности перенос точек со старых снимков на новые осуществляют с помощью проектора или на просветном столе путем точного совмещения общих близлежащих контуров, способом Болотова или прямой засечкой с 4—5 общих контурных точек с использованием пропорционального циркуля. Для более точных построений применяют фотограмметрический способ «вставки» опорных точек в новую сеть на универсальном приборе или аналитическим способом по программе на ЭВМ.

При недостаточном количестве опорных точек для сгущения сетей выбирают общие контурные точки, положение которых можно получить построением «старой» сети фототриангуляции. Иногда используют трансформационные точки или четкие контурные точки старого фотоплана или оригинала карты. Средняя ошибка отождествления точек не должна превышать 0,15 мм.

Фотограмметрическое сгущение сети опорных точек выполняется аналитическим, аналоговым или графическим способами. Способ построения сетей выбирается в зависимости от характера местности, качества исходных материалов, имеющихся фотограмметрических приборов. Графическая фототриангуляция применяется при отсутствии приборов на небольших участках в плоскоравнинных районах, при углах наклона аэроснимков не более 3°. Аналоговый способ с использованием универсальных фотограмметрических приборов применяется при небольшой протяженности сетей. Наибольшее распространение получил в настоящее время аналитический способ сгущения сетей на стереокомпараторе и ЭВМ.

Сети сгущения строят в виде маршрутов или блоков. Блоки строят в случаях, когда нет достаточного количества опорных точек для каждого маршрута.

В зависимости от применяемого способа построения плановых сетей и качества опоры определяется их протяженность. Если опорными точками являются пункты геодезической основы, то протяженность сетей будет 80—100 см, 65—70 см, 30—35 см в масштабе плана соответственно при аналитическом, аналоговом и графическом способах. В начале и конце маршрута выбирают не менее чем по одному плановому и двум высотным опознакам. Если опора — трансформационные точки или контурные точки старых фотопланов, то протяженность сетей будет соответственно 60—75 см, 48—52 см, 30—35 см. В этих случаях на начальной и конечной стереопарах должно быть не менее, чем по 4—6 точек.

При построении блоков опорными точками обеспечивают каждый угол блока, середину сторон и через один маршрут — его начало и конец.

Если новая сеть не обеспечена достаточным количеством опознаков, то при наличии аэрофотонегативов старой аэрофотосъемки может строиться двойная фототриангуляция по общим контурным, трансформационным и связующим точкам. Из построения старой

сети получают положение общих точек, на которые затем редуцируют новую сеть.

Сгущение высотной опоры выполняется на участках, где требуется исправить изображение рельефа. Опорные точки выбираются в местах, где нет изменений рельефа. Протяженность пространственной сети допускается не более 2—2,5 км при высоте сечения рельефа 1 м и 8—10 км при высоте сечения 2—2,5 м. На каждом конце сети должно быть не менее 2 опорных точек.

Редуцирование сетей выполняют на оптико-механических приборах (фоторедукторе, фототрансформаторе) или аналитическим способом. Точки для редуцирования наносят на основу при помощи координатографа или с помощью масштабной линейки и циркуля. Иногда используют восковку, на которую с обновляемого оригинала перекалывают опорные точки и точки координатной сетки. Редуцирование выполняют под условием минимума отклонений проекции точки от ее положения на основе. Средние расхождения не должны превышать 0,4 мм, предельные — 0,8 мм. По высоте средние расхождения на общих точках смежных маршрутов не должны быть более 1/2 высоты сечения (h_c), а в плане 0,7 мм. На высотных опознаках средние остаточные расхождения не должны превышать 0,2 h_c.

§ 174. КАМЕРАЛЬНОЕ ДЕШИФРИРОВАНИЕ АЭРОФОТОСНИМКОВ

Особенности дешифрирования при обновлении топографических карт заключаются в поиске, обнаружении и распознавании изменившихся, утраченных или вновь появившихся объектов местности, а также отождествлении неизменившихся на новых снимках и обновляемой карте. Дешифрирование выполняется в основном камерально с последующим полевым обследованием необходимых участков. Полевое дешифрирование, предшествующее его камеральной доработке, выполняется лишь в случаях больших изменений на местности, наличия значительного количества малых отсутствующих на фотоизображении объектов или вынужденного использования материалов устаревшей аэрофотосъемки.

При камеральном дешифрировании изменения выявляют путем сличения и анализа содержания карты и новых аэрофотоснимков, используя при этом различные современные материалы картографического значения. По результатам камерального дешифрирования составляют схему полевого обследования (обычно на восковке). При камеральном дешифрировании на карте зачеркивают (или удаляют) утраченные элементы, отмечают сохранившиеся. На аэрофотоснимках нового залета фиксируют положение изменившихся и новых объектов. Проводя выявление изменений, последовательно просматривают все участки, ограниченные четкими контурами или формами рельефа.

Дешифрирование целесообразно осуществлять в следующей последовательности: населенные пункты, дорожная сеть, хозяйственные и социально-культурные объекты, гидрография, элементы

рельефа, растительность и грунты. Обнаружив изменившиеся и новые объекты, раскрывают их содержание, оконтуривают, оформляют. Устанавливают полноту характеристик, правильность применения условных знаков.

Стереоскопический просмотр при дешифрировании выполняют с помощью стереоскопа, интерпретоскопа или универсального прибора для согласования контуров с рельефом и гидрографией, их взаимного положения.

При изменении контурной нагрузки более чем на 50 %, дешифрирование выполняют на новом фотоплане (ортофотоплане).

Если ситуация на плане сохранилась более чем на 50 %, выполняют дешифрирование на одиночных аэрофотоснимках.

В горных районах и в случаях, когда требуется исправить изображение рельефа, добрать высоты характерных точек, определить большое количество характеристик, дешифрируют по модели местности на универсальных приборах.

Дешифрирование следует проводить так, чтобы неизменившиеся элементы содержания карт не перечерчивать и не дублировать.

В качестве основы используют синюю копию фотоплана или оригинала обновляемой карты.

При дешифрировании ситуации на фотоплане, его нагрузку полностью перечерчивают. При обновлении карт на прозрачных копиях оригиналов карт перенос контуров осуществляют по одиночным отдешифрированным снимкам на просветном столе. Иногда выполняют смешанное дешифрирование: частично с помощью стереоскопа (интерпретоскопа), а перенос отдешифрированной ситуации с измерением необходимых элементов проводят на универсальном приборе. Иногда сначала на приборе определяют количественные характеристики (линейные размеры, высоты, глубины и т. п.), а затем исправляют изображение рельефа. Для определения характеристик можно использовать также стереокомпаратор или менее точные измерительные стереоскопы, лупы.

Ширину или длину (L) объектов и ее точность определяют (m_L) по следующим формулам:

$$L = l\frac{H}{f} \text{ или } L = l \cdot M;$$

$$m_L = m_l\frac{H}{f} \text{ или } m_L = m_l \cdot l \cdot M,$$

где L — ширина (длина) объекта на местности; l — ширина (длина) изображения объекта на аэрофотоснимке; H — высота фотографирования; f — фокусное расстояние аэрофотоснимка; M — знаменатель масштаба аэрофотоснимка; m_l — средняя квадратическая погрешность измерения изображений.

Чтобы обеспечить задаваемую погрешность m_L, радиус рабочей зоны (r), в которой можно производить измерения на снимке, должен быть ограничен величиной, которую подсчитывают по формуле

$$r \leq 30 \frac{\Delta L \cdot f}{\alpha \cdot L},$$

где α — угол наклона аэрофотоснимка (в градусах); ΔL — допустимая погрешность определения ширины (длины) объекта.

Для определения высот (глубин) объектов (h) и погрешности их определения (m_h) используют следующие формулы:

$$h = \frac{H}{b} \cdot \Delta p,$$

$$m_h = \frac{H}{b} \cdot m_{\Delta p},$$

где b — базис фотографирования; H — высота фотографирования; Δp — разность отсчетов по параллактическому винту прибора при наведении на верх и основание объектов; $m_{\Delta p}$ — средняя квадратическая погрешность измерения Δp.

Для определения толщины стволов деревьев пользуются специальными таблицами.

Для дешифрирования разномасштабных аэрофотоснимков рекомендуется стереоскоп с маркирующими механизмами СММ 1 (ЦНИИГАиК). В ряде зарубежных приборов (SFP — стереофасетплоттер — Италия, ZT4 и ZT4H—США) имеется возможность одновременного стереоскопического рассматривания и дешифрирования в окулярах новых снимков и обновляемой карты.

В некоторых случаях, например для обновления карт труднодоступных районов (высокогорий, тундры, тайги, пустыни, болот), ограничиваются камеральным дешифрированием.

При этом должны быть использованы все имеющиеся материалы картографического значения: каталоги ледников, данные зондирования торфяных залежей и карты торфяного фонда, сведения института пустынь и др. В этих районах выполняют минимальное натурное обследование, чаще всего аэровизуальное.

Результаты дешифрирования на аэрофотоснимках, как правило, оформляют упрощенно: пояснительными надписями и обозначениями. В действующих условных знаках полностью оформляется обновленный оригинал. Оформление проводится путем вычерчивания условных знаков или с помощью самоприклеивающихся аппликаций и сухих переводных изображений.

§ 175. ВЫБОР ТЕХНОЛОГИИ СОЗДАНИЯ ОРИГИНАЛОВ ОБНОВЛЕНИЯ КАРТ

В качестве основы оригинала обновления карт изготавливают абрисные копии издательских оригиналов на прозрачной или непрозрачной жесткой основе, копии расчлененных издательских оригиналов (диапозитивы), репродукции фотопланов (ортофотопланов).

Копии могут быть двусторонние (на прозрачной основе) двухцветные или односторонние одноцветные.

В равнинных и всхолмленных районах, если изменения в содержании карты не превышают 40 %, обновление выполняют на прозрачной копии карты (малодеформирующемся пластике) по фотопланам, отдельным трансформированным снимкам, ортофотоснимкам или снимкам, приведенным к масштабу карты. Исправление оригина производят путем подкладывания под него трансформированных снимков (фотоплана или ортофотоснимков). Выбрав общие точки и четкие неизменившиеся контура, выполняют по ним ориентирование. Сравнивая ситуацию, выявляют изменения. Удаляют исчезнувшие элементы, исправляют изменившиеся, наносят новые.

Если изменения в содержании карты на равнинные и всхолмленные районы превышают 40—50 %, то обновление проводится на основе изготовления новых фотопланов. На новых фотопланах выполняют дешифрирование и вычерчивание всей или изменившейся ситуации. С обновляемой карты переносят рельеф и неизменившиеся контура. Если рельеф изменился, то его исправляют путем стереосъемки на приборе.

На приборах оптического проектирования (например УТП-2 — универсальном оптическом проекторе, фототрансформаторе и др.) обновляют копию оригинала карты на прозрачной или непрозрачной основе. Исправления производят по аэрофотоснимкам и другим материалам картографического значения. Этот способ применяют в равнинных и всхолмленных районах, когда изменения не превышают 25 %.

В горных районах и на участках, где имеются изменения рельефа, обновление выполняют на копии оригинала карты (на прозрачной или непрозрачной основе) по модели местности на универсальных фотограмметрических приборах: стереографе Дробышева (СД), стереопроекторе Романовского (СПР), стереографе ЦНИИГАиК (СЦ) и др.

Рекомендуемые технологии в зависимости от условий (см. графу 2) приводятся в табл. 70.

§ 176. СПОСОБЫ СОЗДАНИЯ ОРИГИНАЛОВ ОБНОВЛЕНИЯ КАРТ

I. *Способ непосредственного копирования изменений на оригинал обновления.* Непосредственное копирование изменений с аэрофотоснимков, фотопланов и других картографических материалов на копию издательского оригинала, изготовленную на прозрачном чертежном пластике, выполняется на плоскоравнинные и равнинные районы, когда степень современности карты превышает 60 %.

Копирование можно выполнять по ортофотоснимкам (ортофотопланам) на районы с любым рельефом.

После выполнения аэрофотосъемки, подготовительных работ и создания планово-высотной опоры и ее фотограмметрического сгущения основные процессы этого способа выполняются в следующей последовательности:

Таблица 70

№ пп	Характер местности, количество зон трансформирования, степень современности карты	Основа оригинала обновления	Рекомендуемая технология создания оригинала обновления
1	Плоскоравнинные и равнинные районы, $\Delta H/h \leq 2$; $c > 75$ %	Двухцветная двусторонняя абрисная копия оригинала на прозрачном малодеформирующемся материале (например, чертежном пластике)	Трансформирование снимков на 1—2 (как исключение 3) плоскости или приведение снимков к масштабу карты (гиростабилизированных или по показаниям радиовысотомера). Исправление элементов содержания карты на абрисной копии путем перенесения копированием на просвет с отдешифрированных снимков или фотоплана изменений и вычерчивания их, удаление исчезнувших элементов. Если исправлению подлежат отдельные изменения, перенесение осуществляется с помощью пропорционального циркуля или пантографа, интерпретоскопа.
2	Плоскоравнинные и равнинные районы, $\Delta H/h \leq 2$; $c = 75-60$ %	Одноцветная (черная или коричневая) абрисная копия оригинала на прозрачном малодеформирующемся материале.	»
3	Плоскоравнинные и равнинные районы, $\Delta H/h \leq 2$; $c = 60-50$ %	Репродукция фотоплана (ортофотоплана) Диапозитив рельефа на прозрачном малодеформирующемся материале.	Полное дешифрирование фотоплана и вычерчивание объектов и контуров на фотоплане. Перенесение (в том числе путем впечатывания) изображения рельефа на оригинал обновления.
4	Равнинные пересеченные и холмистые районы, $\Delta H/h \leq 3$; $c > 60$ %	Двухцветная двусторонняя абрисная копия на прозрачном малодеформирующемся материале (в основном при $c > 75$ % или одноцветная абрисная копия (в основном при $c = 75-60$ %)	Исправление элементов содержания карты на абрисной копии путем оптического проектирования по зонам (например на УТП-2) с отдешифрированных снимков изменений и вычерчивания их, удаления исчезнувших элементов.
5	Равнинные пересеченные, холмистые, низкогорные, среднегорные районы, $\Delta H/h \leq 5$; $c > 60$ %	»	Дешифрирование изменений на нетрансформированных снимках. Исправление элементов содержания абрисной копии карты на универсальном приборе. Вычерчивание изменившихся элементов на абрисной копии.

Продолжение табл. 70

№ пп	Характер местности, количество зон трансформирования, степень современности карты	Основа оригинала обновления	Рекомендуемая технология создания оригинала обновления
6	Равнинные пересеченные, холмистые, низкогорные и среднегорные районы, $\Delta H/h>3$; $c = 50-60$ %	Репродукция ортофотоплана. Оригинал рельефа на прозрачном малодеформирующемся материале.	Полное дешифрирование и вычерчивание объектов и контуров на ортофотоплане. Перенесение изображения рельефа (в том числе путем впечатывания) на оригинал обновления.
7	Равнинные пересеченные, холмистые, низкогорные и среднегорные районы, $\Delta H/h>3$; $c>60$ %	Двухцветная двусторонняя (в основном при $c>75$ %) или одноцветная (в основном при $c = 75-60$ %) абрисная копия оригинала на прозрачном малодеформирующемся материале.	Изготовление ортофотоснимков (ортофотоплана). Дешифрирование изменившихся элементов на ортофотоснимках (ортофотоплане). Исправление элементов содержания карты на абрисной копии путем перенесения копированием на просвет с ортофотоснимков (ортофотоплана) изменений и вычерчивания их, удаления исчезнувших элементов.

1. Изготовление копии оригинала на прозрачном малодеформирующемся пластике.
2. Подготовка аэрофотоснимков одним из способов: трансформированием или ортофототрансформированием; приведением снимков к масштабу обновляемой карты; в необходимых случаях изготовление фотопланов, ортофотопланов.
3. Камеральное дешифрирование изменений ситуации и проверка (при необходимости исправление) изображения рельефа.
4. Исправление копии оригинала путем переноса изменений со снимков, планов и др. материалов на просветно-монтажном столе. Удаление утраченных и изменившихся, вычерчивание новых элементов.
5. Полевая доработка оригинала.
6. Оформление, редактирование, проверка.
7. Подготовка к изданию.

Способы изготовления копий оригиналов карт на пластике даны в соответствующих инструкциях на проведение светокопировальных и репродукционных работ.

На матированной стороне пластика могут быть получены одноцветные голубые (для получения оригинала изменений), красные, черные или коричневые (для непосредственного обновления) диапозитивные копии с негативов оригиналов, изготовленных на стеклянных фотопластинках или фотопленке.

Одностороннюю двухцветную коричнево-голубую копию изготавливают, последовательно печатая с расчлененных нега-

тивов контуры и гидрографию голубым цветом, а рельеф коричневым.

Двухцветные двусторонние копии изготавливают красно-голубыми или черно-голубыми. На одну сторону пластика копируется голубое изображение, на другую — красное или черное. При этом несовмещение углов рамок красного (черного) и голубого изображений не должно быть более 0,2 мм.

Трансформирование аэрофотоснимков выполняется на фототрансформаторе или универсальном топографическом проекторе УТП.

Опорой для трансформирования служат точки планового фотограмметрического сгущения, избыточные геодезические пункты, точки съемочной сети, опознаки. Если определены элементы внешнего ориентирования снимков, то можно выполнять трансформирование по установочным данным (способ рассматривается в курсе фотограмметрии).

Как правило, нельзя трансформировать аэрофотоснимки по контурным точкам обновляемого оригинала (фотоплана) из-за возможного местного характера ошибок их положения, которое включает остаточные искажения за рельеф, при развитии сетей сгущения, трансформировании и монтаже фотоплана. Предельные ошибки контурных точек могут быть 1 мм, а с учетом остаточных искажений нового аэрофотоснимка за рельеф, ориентирование, перечерчивание контура ошибка ~ в 1,5 мм станет недопустимой.

Как исключение допускается трансформирование по «гнездам» контурных точек в двух случаях: в плоскоравнинных районах, когда разность высот точек в пределах снимка не превышает 1/3 высоты зоны трансформирования, и при коэффициенте трансформирования более 4^{x}, когда ошибки точек можно считать случайными, и «гнезда» трансформационных точек выбираются на обновляемом оригинале на расстоянии примерно 10 см одна от другой.

Трансформирование снимка выполняется на одну плоскость (зону), если смещения точек за рельеф (δ_h) не превышают 0,4 мм в масштабе карты. Высоту зоны (h) — допустимые превышения точек местности в пределах рабочей площади аэрофотоснимка рассчитывают по формуле

$$h = 0{,}002\,\frac{f_k M}{r}\,\delta_h,$$

где f_k — фокусное расстояние съемочного аэрофотоаппарата; M — знаменатель масштаба обновляемой карты; r — радиус рабочей площади снимка (табл. 71).

Если превышения точек местности в пределах рабочей площади аэрофотоснимка больше высоты зоны, то выполняется трансформирование снимка по зонам. Число зон (C) вычисляется по формуле

$$C = \frac{A_{\max} - A_{\min}}{h},$$

Таблица 71

f_k (мм)	Формат (см)	Высота зоны h (в м) для карт масштабов			
		1 : 10 000	1 : 25 000	1 : 50 000	1 : 100 000
70	18×18	8	19	38	78
100		11	28	55	110
140		16	38	76	153
200		22	55	110	220
350		38	97	—	—
200	30×30	12	30	60	123

Таблица 72

K	f_k					
	50	70	100	140	200	350
0,5	20	28	40	56	80	139
1	10	14	20	28	40	70
1,5	7	9	13	19	27	46
2	5	7	10	14	20	35
3	—	—	7	9	13	23
4	—	—	5	7	10	17

где A_{max} и A_{min} — максимальная и минимальная высоты точек местности в пределах рабочей площади снимка.

Ортофототрансформирование выполняют при числе зон трансформирования более трех. При ортофототрансформировании выполняют: подготовительные работы (определение крутизны скатов, расчет (подбор) для каждого участка длины щели, через которую сканируют снимок на экран, подготовку исходных данных для установки на ортофотопроекторе; взаимное ориентирование снимков и определение углов наклона модели; профилирование модели и дифференциальное трансформирование; обработку ортофотонегативов и получение отпечатков. Далее ортофотоснимки приводят к масштабу обновляемой карты на проекторе или фототрансформаторе. В качестве опоры для каждого снимка выбирается 6—8 общих контурных точек, которые по возможности должны располагаться по углам рабочей площади и по линии базиса. В горном районе при отсутствии достаточного количества четких контурных точек масштабирование снимка производится по 10—12 контурным линиям ситуации и четких форм рельефа.

Приведение аэрофотоснимков к масштабу карты без их трансформирования допускают, если перспективные искажения аэрофотоснимков $\delta_{\alpha_{доп}} \leq 0{,}3$ мм. По формуле $\alpha^{\circ}_{доп} = \frac{f_k \cdot \rho^{\circ}}{K \cdot r^2} \cdot \delta_{\alpha_{доп}}$ (где K — коэффициент увеличения от снимка к карте, r — радиус рабочей площади снимка ($r = 72$ мм для аэроснимков 18×18 см), f_k — фокусное расстояние аэрофотоаппарата)) можно рассчитать, при каких углах наклона снимков допускается приведение их к масштабу карты без трансформирования (табл. 72).

При проведении съемки аэрофотоаппаратом, размещенным на гиростабилизирующей установке Н-55, позволяющей стабилизировать АФА с точностью ±20′ (при предельной ошибке стабилизации ±1°), или ГУТ-3, позволяющей стабилизировать АФА с точностью ±8′ (при предельной ошибке стабилизации ±25′) большая часть снимков, полученных длиннофокусными АФА и подлежащих обработке с небольшими коэффициентами увеличения, может приводиться к масштабу обновляемой карты без трансформирования.

В качестве опоры для приведения аэрофотоснимков к масштабу обновляемой карты выбирается 6—8 общих контурных точек, расположенных по углам и в середине рабочей площади аэрофотоснимка. Приведение к заданному масштабу осуществляется на приборах оптического проектирования. В положение точек на копии оригинала карты вводят поправки за рельеф, а под копию кладут подложку для учета усушки отпечатка. При масштабировании добиваются, чтобы расхождения проекций контурных точек с их положением на оригинале были минимальными.

Можно привести снимок к масштабу обновляемой карты по значению высоты фотографирования (H), полученной по показаниям топографического радиовысотомера (например РВТД-А). Методика выполнения этих работ изложена в «Руководстве по обновлению топографических карт» (Москва, «Недра», 1978).

Камеральное дешифрирование аэрофотоснимков и исправление копий оригинала выполняют в соответствии с положениями, приведенными в §§ 174, 175. Некоторые дополнительные особенности для данного способа приводятся ниже.

Совмещение снимка и абрисной копии выполняется по геодезическим пунктам, точкам съемочной сети и опознакам, точкам фотограмметрического сгущения. При ориентировании снимка таких точек должно быть 4—8, располагаться они должны по углам рабочей площади снимка. Расхождения на идентичных точках не должны в среднем превышать 0,5 мм (предельно 1,0 мм). Если отклонения на сохранившихся элементах содержания карты превышают 0,8 мм (в горных районах — 1 мм), то их исправляют по новым аэрофотоснимкам.

При исправлении копии по фотоплану, ее следует так ориентировать, чтобы совместились рамки, координатная сетка и идентичные точки. Отклонение координатной сетки допускается не более 0,4 мм.

Если исправление производят на двухцветной двусторонней абрисной копии, то после ориентирования снимка (другого картографического материла) и сравнения ситуации, выявленные новые объекты, контуры, формы рельефа условными знаками в соответствующих цветах вычерчивают по голубому изображению, нанесенному на матированной стороне пластика. Голубое изображение исчезнувших или изменившихся объектов удаляют с помощью белой корректурной краски или выскабливанием. Просматриваемое с другой стороны красное изображение покажет элементы, которые следует удалить с рачлененных диапозитивов при подго-

товке карт к изданию. Если вместо старого изображения контура надо нанести новое, то старое красное изображение удаляется, а вместо него в соответствующих цветах вычерчивается новое (изменившееся).

Когда основой оригинала обновления является одноцветная односторонняя абрисная копия (красная, коричневая, черная), то после исправления все чертежные работы производятся на матированной стороне пластика.

Исправление одноцветной голубой копии выполняется для получения оригинала изменений. Он используется для впечатки изменений в тиражные оттиски или для ведения детальных дежурных карт.

После исправления и вычерчивания, или в их процессе, выполняют согласование элементов и сводку изображений по границам рабочих площадей аэроснимков. Расхождения при сводке не должны превышать для равнинных районов 1 мм и 1,5 мм — для пустынных, горных и высокогорных районов.

Выполняется также сводка по сторонам рамки трапеций.

После производства работ по полевому обследованию оригинал обновления оформляется и проверяется в соответствии с требованиями действующих инструкций, после чего он передается для подготовки к изданию.

II. *Создание оригиналов обновления на основе новых фотопланов (ортофотопланов).* Оригиналы обновления на основе изготовления нового фотоплана создаются на равнинные районы, когда степень современности карты достигает 60—65 %. На районы со значительным рельефом изготавливаются ортофотопланы.

Основные процессы, предшествующие монтажу фотоплана, описаны выше. Далее технологическая последовательность работ следующая:

1. Монтаж, корректура и оформление фотоплана (ортофотоплана).

2. Изготовление копий (репродукций) фотоплана (ортофотоплана).

3. Дешифрирование и перенос изменений ситуации на фотоплан и проверка (при необходимости исправление) изображения рельефа. Вычерчивание всех элементов.

4. Впечатка (или перенос) на фотоплан изображения рельефа.

5. Полевая доработка оригинала.

6. Оформление, редактирование, проверка.

7. Подготовка к изданию.

Фотоплан получают методом оптического монтажа одновременно с трансформированием на фототрансформаторе, используя прозрачную или непрозрачную основу, или монтируют на жесткой основе из отпечатков трансформированных снимков. Оптический монтаж ортофотоплана из ортофотоснимков можно выполнить на фотоувеличителе.

Для дальнейших работ изготавливают с фотоплана репродукции (светокопии на малодеформирующейся фотопленке или на матовой фотобумаге, наклеенной на жесткую основу). Одновременно с изготовлением репродукции можно впечатать с оригинала карты рельеф.

На копии фотоплана выполняется дешифрирование изменений контуров и объектов. При этом используют оригинал обновляемой карты, контактные аэрофотоснимки и карты более крупных масштабов, материалы картографического значения. Все элементы ситуации, отвечающие современному состоянию местности, полностью вычерчивают на фотоплане. Изображение рельефа проверяют путем одновременного рассматривания с помощью стереоскопа соответствующего участка на фотоплане и на контактном аэроснимке.

Если обнаружены изменения рельефа, то исправление его производят путем стереосъемки по новым аэрофотоснимкам на позитивной копии рельефа, изготовленной на пленке с расчлененного издательского оригинала карты или с черной копии рельефа (оттиска на бумаге). Стереоскопическая съемка, как правило, выполняется на универсальном фотограмметрическом приборе, а в равнинных районах при коэффициентах увеличения не более $1{,}5^{\times}$, можно использовать топографический стереометр. Технология этих работ рассматривается в курсе фотограмметрии.

При исправлении позитивной копии рельефа карандашом вычерчивают все изменения. Затем его накладывают на копию фотоплана и проверяют совпадение длин сторон и диагоналей трапеции. При расхождениях более 0,2 мм, позитив рельефа разрезают на несколько частей, совмещают вершины углов рамок трапеции на позитиве и копии фотоплана, склеивают их липкой лентой. При монтаже частей позитива, чтобы не исказить рельеф, в них делают узкие вырезы, которые препятствуют перекрытию частей. На смонтированном позитиве производится согласование горизонталей с контурами и гидрографией на копии фотоплана. При вычерчивании тушью исправленного положения горизонталей на линиях прорезов выполняют их сводку. Затем впечатывают исправленное и согласованное изображение рельефа в копию фотоплана (ортофотоплана). Для вкопирования изображения рельефа коричневым цветом, т. е. без необходимости его дальнейшего вычерчивания, копию покрывают светочувствительным альбуминным слоем.

С позитива получают негатив. В светокопировальной раме экспонируют очувствленную копию фотоплана и негатива рельефа, ранее тщательно совместив их на монтажном столе и скрепив липкой лентой.

После экспонирования копию покрывают тонким слоем коричневой офсетной краски с добавлением 5-процентного сиккатива, сушат, припудривают тальком, проявляют, затем мокрым тампоном ваты тщательно протирают все пробельные элементы до полного удаления краски. Копию сушат примерно сутки.

Чтобы получить изображение рельефа белого цвета, с негатива рельефа изготавливают позитив и, совместив его с негативом фотоплана, экспонируют.

Чтобы получить изображение рельефа черного цвета экспонируют совмещенные позитив фотоплана с позитивом рельефа. С полученного негатива делают позитивную совмещенную копию, на которой горизонтали изобразятся черными.

Для плоскоравнинных районов (при малом числе горизонталей) рельеф на копию фотоплана переносят оптическим проектированием с помощью пантографа, непосредственным копированием на просветно-монтажном столе или путем передавливания с последующим вычерчиванием или с помощью копировальной бумаги.

Рельеф вычерчивают со всеми характеристиками и надписями.

После проведения полевого обследования на фотоплане должны быть вычерчены все контуры и рельеф. Черным цветом вычерчивают контуры, зеленым — гидрографию, коричневым — рельеф. Фотоплан должен быть оформлен и проверен в соответствии с требованиями инструкций.

Если фотоплан служит основой оригинала обновления, его отбеливают, т. е. химическим путем удаляют фотоизображение. Если фотоплан изготовлен для исправления абрисной копии оригинала карты, то процессы переноса (вкопирования) рельефа и отбеливания не выполняются.

III. *Перенос изменений на оригинал обновления оптическим проектированием и пантографированием.* Оригиналы обновления с помощью оптического проектирования или пантографирования создаются на районы с всхолмленным рельефом, когда степень современности карты более 60 %.

Оптическое проектирование применяют для переноса изменений с нетрансформированных аэрофотоснимков или других материалов картографического значения, как правило, когда необходимо трансформирование по зонам.

Пантографирование осуществляют в равнинных районах для переноса изменений с материалов, требующих лишь изменения масштаба.

После выполнения работ, изложенных в §§ 170—173, а также анализа изменений контуров и дешифрирования изменений ситуации на нетрансформированных снимках, производят проверку, при необходимости исправление изображения рельефа на стереофотограмметрическом приборе. Далее выполняют исправление копии оригинала способом оптического проектирования снимков по зонам (других материалов картографического значения) или путем пантографирования. Оригинал вычерчивают. Проводят полевую доработку оригинала, оформление, редактирование, проверку.

После оптического проектирования по зонам с помощью универсального топографического проектора, фототрансформатора, проектора от мультиплекса и других подобных приборов с вычерченных тушью и при необходимости отбеленных снимков изготавливаются негативы на прозрачной основе.

Выбирают не менее 4-х точек, расположенных по углам рабочей площади обрабатываемого материала, а для снимков — еще опорную точку в центре.

Перед выполнением оптического проектирования должно быть вычислено количество зон проектирования. При числе зон >2 в положение опорных точек на снимках вводятся поправки с точностью до 0,1 мм.

$$\delta_{r_п} = \frac{r_п \cdot h_i}{H_i},$$

где $\delta_{r_п}$ — поправки за рельеф относительно средних плоскостей первой и последней зон; $r_п$ — расстояние на планшетике от центра снимка до данной точки; H_i — высота фотографирования относительно средней плоскости верхней (нижней) зоны; h_i — превышение данной точки над средней плоскостью нижней (верхней) зоны.

При выполнении проектирования по зонам, для приведения их к одному масштабу, вычисляют величины, на которые при проектировании нужно изменять расстояние от объектива проектора до экрана ($\Delta z_{пр}$ ступень проектирования)

$$\Delta z_{пр} = \frac{h}{H_1} \cdot z_{пр},$$

где H_1 — высота фотографирования над средней плоскостью первой зоны, м; $z_{пр}$ — расстояние от объектива проектора до экрана при проектировании 1-й зоны, мм; h — высота зоны.

При переходе от зоны к зоне на вертикальной шкале прибора сначала для первой зоны устанавливается отсчет V_{z_1}, а затем V_{z_2} и т. д.

$$V_{z_2} = V_{z_1} + \Delta z.$$

Для оптического проектирования на абрисную копию карты наносят опорные точки и главные (центральные) точки снимков.

При проектировании зоны для совмещения точек снимка и копии выполняют те же процедуры, что и при трансформировании снимка. Расхождения проекций опорных точек с их положением на копии оригинала карты не должны превышать 0,4 мм. Перенос изменившихся и новых элементов осуществляется вручную карандашом. Исчезнувшие элементы зачеркиваются.

Далее переходят к проектированию следующей зоны.

Перенос изменений осуществляется отдельно в пределах каждой зоны. В случае отсутствия на приборе шкал для фиксации Δz изготавливают специальную палетку и номограмму. При переходе от зоны к зоне отклонения проекций опорных точек снимка, приведенных к плоскости самой высокой зоны с соответствующими точками на копии оригинала, не должны превышать 0,4 мм. При переносе ситуации расхождения в положении одноименных эле-

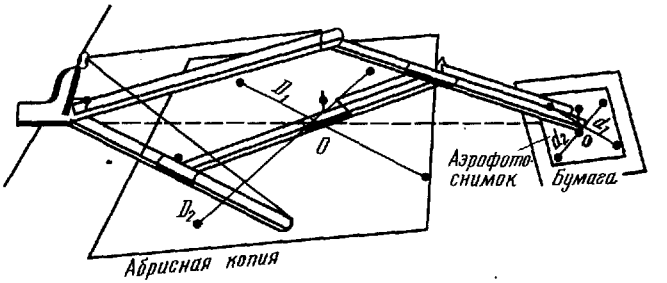


Рис. 180. Схема расположения абрисной копии и исходного материала при пантографировании с помощью рычажного пантографа

ментов по границам зон не должны превышать 0,8 мм. Разница в положении усредняется.

После переноса изменений (или в его процессе) исправляется содержание абрисной копии карты, вычерчиваются новые и изменившиеся элементы.

Если оригинал обновления создается на копии, где рельеф изображен коричневым цветом, а ситуация — голубым, то вся ситуация вычерчивается после внесения изменений. Если основой служит совмещенная непрозрачная коричнево-голубая копия, то изменившиеся контуры, изображенные коричневой краской по голубой, снимаются тонким тампоном на палочке, смоченным 5 % раствором уксусной кислоты. На голубое изображение вносят исправления, которые затем вычерчивают. Выполняют сводку изображений контуров и объектов.

На равнинные районы создание оригиналов обновления может производиться с помощью рычажного пантографа (рис. 180) в зависимости от величины превышений в пределах рабочих площадей — на одну или несколько плоскостей. При выборе опорных точек и подсчете количества зон пантографирования выполняются те же требования, что и для оптического проектирования. Вводятся поправки за рельеф в положение опорных точек.

Перед пантографированием измеряют на абрисной копии оригинала (см. рис. 180) расстояния (D_1 и D_2) по двум диагоналям между наиболее удаленными опорными точками и соответствующие расстояния (d_1 и d_2) на исходном снимке (материале). Вычисляют отсчеты a для установки их на рычагах пантографа по формулам:

$$a = \frac{D_1 + D_2}{d_1 + d_2} \cdot R,$$

если карандаш расположен между обводным шпилем и полюсом пантографа и

$$a = \frac{D_1 + D_2}{D_1 + D_2 + d_1 + d_2} \cdot R,$$

если полюс пантографа будет установлен между обводным шпилем и карандашом.

Располагают абрисную копию и аэроснимок так, чтобы копия удобно располагалась в зоне перемещения карандаша, а аэроснимок (другой картографический материал) — в зоне перемещения обводного шпиля. На рычагах устанавливают значение a. Перемещениями и поворотами копии и снимка добиваются их ориентирования по пяти опорным точкам.

Поочередно устанавливая обводной шпиль на опорных точках снимка, добиваются, чтобы острие карандаша совмещалось с соответствующими точками на копии. Пантограф поворачивают так, чтобы острие карандаша располагалось строго над точкой O, соответствующей главной (центральной) точке снимка. На листе белой бумаги, подложенном под обводной шпиль и закрепленном на столе кнопками, накалывают точку o и проводят прямую oO. Накладывают на лист бумаги снимок, совмещая его главную (центральную) точку с точкой o. При этом острие карандаша не должно отклоняться от точки O.

Поворотами снимка вокруг точки o добиваются соответственного совмещения опорных точек под обводным шпилем на снимке и острием карандаша на копии оригинала. Расхождения на идентичных опорных точках должны быть не более 0,4 мм. Снимок закрепляют и выполняют пантографирование.

При пантографировании по зонам сначала вычисляется отсчет a_1 для первой зоны, и на снимке измеряют расстояния d_1 и d_2 с учетом поправок за рельеф относительно средней плоскости первой зоны, введенных в положение опорных точек. Для перехода к последующим зонам вычисляют разность отсчетов (Δa) для смежных зон по формулам:

$$\Delta a = \frac{h}{f_k \cdot M} \text{ или } \Delta a = \frac{h(R - a_1)^2}{f_k \cdot M \cdot R},$$

где h — высота зоны; M — знаменатель масштаба копии оригинала обновляемой карты; f_k — фокусное расстояние снимков.

Первая формула используется, если карандаш располагается между полюсами пантографа и обводным шпилем, а вторая формула, если полюс между карандашом и обводным шпилем. Далее вычисляют для каждой зоны i отсчет a_1 для установки его на рычагах пантографа по формуле

$$a_i = a_1 - (i-1)\Delta a.$$

Выполнив пантографирование изменений местности в первой зоне, на рычагах пантографа устанавливают отсчет $a_2 = a_1 - \Delta a_2$. Острие карандаша совмещают с точкой O, снимок перемещают по прямой

oO так, чтобы обводной шпиль был установлен строго над точкой o. Снимок закрепляют и выполняют пантографирование. Аналогично для каждой зоны выполняют подготовительные работы и пантографирование в пределах зон, границами которых являются горизонтали с отметками A_i, определяемые по формуле

$$A_i = A' + ih,$$

где A' — минимальная абсолютная высота, кратная высоте сечения рельефа, в пределах рабочей площади снимка.

После пантографирования выполняются те же процессы, что и после оптического проектирования.

IV. *Создание оригиналов обновления с помощью универсальных стереофотограмметрических приборов.* Оригиналы обновления путем исправления копий издательских оригиналов на универсальных фотограмметрических приборах создаются в основном на всхолмленные, предгорные и горные районы, когда степень современности карты более 60 %.

В качестве основы берут абрисные копии издательских оригиналов на чертежном прозрачном пластике или на жесткой непрозрачной основе.

После анализа изменений контуров и дешифрирования на нетрансформированных снимках основные процессы создания оригиналов обновления будут следующие:

построение модели и ориентирование ее по точкам сгущения с согласованием по точкам карты;

проверка изображения рельефа;

исправление копии оригинала (ситуации и рельефа) по модели с использованием результатов дешифрирования, вычерчивание;

полевая доработка оригинала;

оформление, редактирование, проверка;

подготовка к изданию.

Построение модели на универсальных стереоприборах (СД, СПР, СЦ и др.) выполняется путем взаимного и внешнего ориентирования аэрофотоснимков в соответствии с принятой технологией.

Построенная модель должна быть ориентирована в системе координат обновляемой карты по опорным точкам. Процесс геодезического ориентирования осуществляется путем ориентирования в плановом отношении и приведения модели к заданному масштабу (масштабирование), а затем ориентирования в высотном отношении (горизонтирование). Опорой для масштабирования и горизонтирования модели могут быть геодезические пункты, полевые опознаки, а также неизменившиеся четкие контурные точки и точки фотограмметрического сгущения. При отсутствии опорных точек могут быть использованы четкие опорные «контурные линии», небольшие по протяженности (0,5 см—1,5 см) отрезки контуров и рельефа. Точки и «контурные линии» должны быть равномерно

расположены по площади стереопары: по углам рабочей площади, по центрам снимков, в середине северной и южной границ стереопары. Для геодезического ориентирования отбирается 6—8 точек, а при их отсутствии — 10—12 «контурных линий». Отклонения в положении опорных контурных точек и «контурных линий», полученных в результате построения модели, от положения их на обновляемой карте не должны превышать 0,5 мм.

Далее выявляют изменения ситуации и рельефа с использованием результатов предварительного дешифрирования. Внесение изменений в копию оригинала производится путем наблюдения изменившихся и новых контуров на приборе и проектирования их. Исчезнувшие элементы удаляют. Проводят согласование вносимых элементов с изображением рельефа.

При выявлении изменений рельефа производится его стереоскопическая съемка. Ориентирование модели для рисовки рельефа сначала выполняют по четырем точкам, расположенным по углам стереопары, а затем последовательными приближениями устраняют невязки на остальных. Остаточные невязки высот должны быть минимальными, примерно равны по величине и противоположны по направлению. После ориентирования модели проводят орографические линии (водоразделы, тальвеги), определяют высоты точек, которые должны быть подписаны на карте, проводят стереоскопическую съемку рельефа.

Обычным порядком ведется схема для полевого обследования.

Если на координатографе универсального прибора имеется гравировальная головка, то можно получить гравюру изменений для последующего впечатывания ее в оригинал обновления.

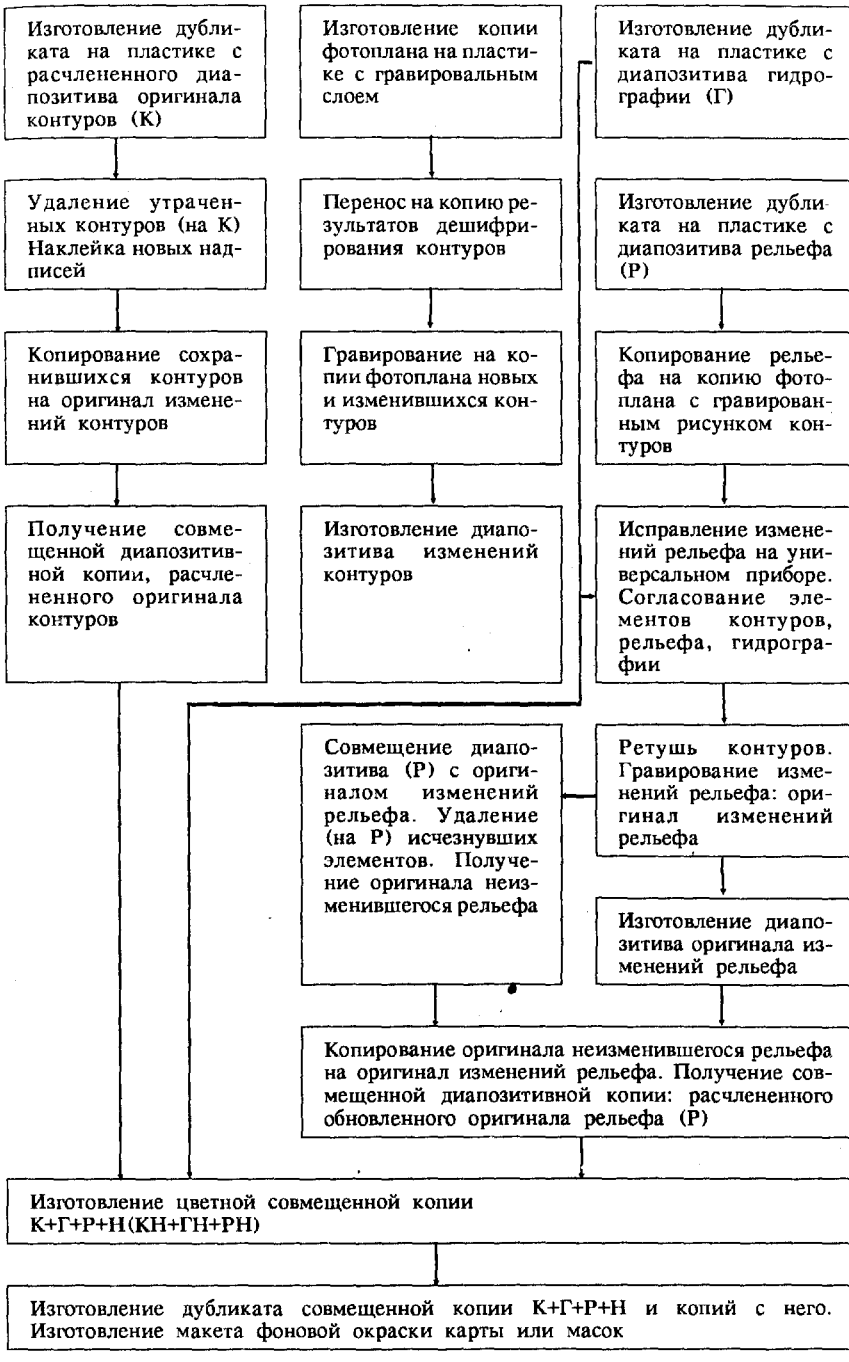
После исправлений по модели в пределах площади стереопары проверяют сходимость горизонталей и контуров по границам рабочих площадей смежных стереопар и по границам исправляемого участка. Расхождения в положении идентичных контуров не должны быть более удвоенных, в положении горизонталей — утроенных значений допустимых средних ошибок. Оригинал обновления оформляют и проверяют в соответствии с действующими инструкциями и передают для подготовки к изданию.

V. *Создание оригиналов обновления с одновременной подготовкой к изданию.* В последнее время этот способ широко применяют на производстве. Способ предполагает наличие расчлененных оригиналов (диапозитивов) обновляемой карты (контура, гидрография, рельеф). Если оригинал обновления создают на основе нового фотоплана (см. раздел II), то технологические процессы одновременного создания и подготовки к изданию идут в последовательности, представленной в табл. 73.

При степени современности карты менее 50 % выполняют полное составление контуров на копии нового фотоплана, изготовленной на пластике, покрытом гравировальным слоем.

На этой же копии исправляют рельеф и гидрографию. Последовательность процессов сохраняется, за исключением процессов исправления старого оригинала контуров. Новый расчлененный

Таблица 73


Изготовление дубликата на пластике с расчлененного диапозитива оригинала контуров (К)
Изготовление копии фотоплана на пластике с гравировальным слоем
Изготовление дубликата на пластике с диапозитива гидрографии (Г)
Удаление утраченных контуров (на К) Наклейка новых надписей
Перенос на копию результатов дешифрирования контуров
Изготовление дубликата на пластике с диапозитива рельефа (Р)
Копирование сохранившихся контуров на оригинал изменений контуров
Гравирование на копии фотоплана новых и изменившихся контуров
Копирование рельефа на копию фотоплана с гравированным рисунком контуров
Получение совмещенной диапозитивной копии, расчлененного оригинала контуров
Изготовление диапозитива изменений контуров
Исправление изменений рельефа на универсальном приборе. Согласование элементов контуров, рельефа, гидрографии
Совмещение диапозитива (Р) с оригиналом изменений рельефа. Удаление (на Р) исчезнувших элементов. Получение оригинала неизменившегося рельефа
Ретушь контуров. Гравирование изменений рельефа: оригинал изменений рельефа
Изготовление диапозитива оригинала изменений рельефа
Копирование оригинала неизменившегося рельефа на оригинал изменений рельефа. Получение совмещенной диапозитивной копии: расчлененного обновленного оригинала рельефа (Р)
Изготовление цветной совмещенной копии К+Г+Р+Н(КН+ГН+РН)
Изготовление дубликата совмещенной копии К+Г+Р+Н и копий с него. Изготовление макета фоновой окраски карты или масок

оригинал контуров изготавливают путем переноса результатов дешифрирования всех контуров и гравирования их на копии фотоплана.

§ 177. ОСОБЕННОСТИ ОБНОВЛЕНИЯ ТОПОГРАФИЧЕСКИХ КАРТ ПО КОСМИЧЕСКИМ ФОТОСНИМКАМ

Особенности обновления топографических карт по космическим фотоснимкам обусловлены условиями проведения космической фотосъемки и рядом отличий получаемых фотоснимков от топографических аэрофотоснимков.

Космическая фотосъемка выполняется с пилотируемых орбитальных станций и автоматических космических аппаратов.

Следует отметить, что из-за большого колебания высот фотографирования (от сотен до тысяч километров) значительна разномасштабность фотоснимков. Как правило, они более мелкомасштабны, чем аэрофотоснимки. Снимки получают в нескольких спектральных диапазонах. Изготавливают черно-белые, цветные и спектральные снимки. Для стереоскопической обработки добиваются перекрытия в 60 %, но часто используют снимки с гораздо меньшим продольным перекрытием. Углы наклона у космических снимков разновеликие, вследствие того, что проектирование осуществляется на сферическую поверхность. В пределах одного снимка значение угла наклона может значительно меняться.

Большие высоты фотографирования позволяют иметь небольшие искажения за рельеф местности по сравнению с искажениями за влияние кривизны Земли.

Последовательность технологических процессов обновления карт по космическим снимкам почти такая же, как и по аэрофотоснимкам. Особое внимание уделяют сбору материалов картографического значения. С их помощью создают опору для фотограмметрического сгущения, эталоны и образцы дешифрирования. Наиболее полно стремятся собрать и использовать материалы стереотопографических съемок, по которым создавалась карта, а также крупномасштабные карты и планы. На этих материалах выбирают опорные контурные точки, в первую очередь используя точки полевой подготовки аэрофотоснимков. Если опорных точек недостаточно, как правило, аналитическим методом по специальным программам для ЭВМ, выполняют сгущение сети опорных точек. В результате сгущения получают точки для трансформирования фотоснимков и монтажа фотопланов. Применяют обычное, двойное или перспективно-аффинное трансформирование.

Снимки центральной проекции с малыми углами наклона, фокусным расстоянием до 500 мм и соотношением масштабов снимка и карты до $5^{\times}$ трансформируют обычным способом.

Для снимков с большими углами наклона и при значительных коэффициентах увеличения, а также фотоснимков нецентральных проекций применяют двойное и перспективно-аффинное трансформирование. Снимок при этом делят так, чтобы получились

фигуры размером от 20×20 см до 30×30 см в масштабе карты (при трансформировании на фотобумагу) и до 45×45 см (при трансформировании на малодеформирующийся материал). Каждая фигура должна иметь не менее 5 опорных точек.

При двойном трансформировании сначала получают промежуточный негатив снимка с точкой нулевых искажений в середине изображения, а затем выполняют обычное трансформирование.

Перспективно-аффинное трансформирование осуществляют на специальном фототрансформаторе (например, ФТА), снабженном подвижным щелевым экраном, с помощью которого выполняется аффинное преобразование изображения, спроектированного на экран.

Дешифрирование космических фотоснимков более сложно и трудоемко, чем дешифрирование аэрофотоснимков. Это обусловлено рядом особенностей. Часто на фотоснимках отображаются облака, тайфуны и другие метеорологические явления, которые иногда не позволяют выполнять дешифрирование. Так как масштаб изображения мелкий, то утрачиваются изображения некоторых объектов, исчезает ряд дешифровочных признаков. Состояние атмосферы, резкие изменения освещения и отражательных способностей ландшафта не всегда позволяют оптимизировать экспозицию при съемке, что ведет в некоторых случаях к ухудшению фотографического качества. Перед дешифрированием снимки, как правило, подлежат геометрическому преобразованию на приборах. Снимки увеличивают до $10^{\times}$ и более, по многозональным снимкам получают синтезированное изображение.

Космические снимки имеют ряд достоинств. Они, как правило, имеют высокую разрешающую способность и охватывают большую территорию, что дает возможность по большому количеству связей между объектами и дешифровочным признакам, распознавать на снимках, увеличенных до масштаба карты или в 1,5—2 раза крупнее, большое количество объектов и элементов местности. При дешифрировании особенно важно наиболее полно использовать материалы картографического значения. Это крайне необходимо в случаях, когда невозможно или нецелесообразно создание полевых эталонов дешифрирования или полевое обследование после проведения камерального дешифрирования. Но, как правило, используют эталоны дешифрирования, диапозитивы на пленке кадров для дешифрирования небольших по размеру и малоконтрастных контуров, увеличенные фрагменты фотоснимков с большим количеством мелких элементов местности, фрагменты снимков для определения элементов снежно-ледового рельефа, цветные, спектрозональные и синтезированные снимки для дешифрирования типов почв, грунтов, растительного покрова и других объектов, зональные снимки в разных диапазонах электромагнитных волн.

Применяют приборы такие же, как и для дешифрирования аэрофотоснимков. Есть специальные приборы, например, ПКДФ — прибор камерального дешифрирования фотоснимков.

Перенос объектов на карту затруднен, если углы наклона снимков 5° и более или фотоснимок в нецентральной проекции. Поэтому сначала результаты дешифрирования переносят на трансформированные снимки или фотопланы, а затем исправляют карту на топографическом проекторе или на просветно-монтажном столе.

§ 178. ПОЛЕВОЕ ОБСЛЕДОВАНИЕ

Для проверки результатов камерального дешифрирования проводят полевое обследование. В поле собирают также недостающие и проверяют имеющиеся географические названия, количественные и качественные характеристики.

Если в камеральный период карта не была надежно проверена по точности, то в поле выполняют ее дополнительную инструментальную проверку. В поле проводят также обследование состояния пунктов государственной геодезической сети, проверку склонения магнитной стрелки, контролируют сводки по рамкам трапеций.

В соответствии с рабочим проектом, где намечают маршруты полевого обследования, используя восковку (пластик), на которой при камеральном дешифрировании были отмечены участки, объекты и элементы, подлежащие проверке, уточнению, досъемке, проводят наземное, водно и аэровизуальное обследование. Маршруты намечают так, чтобы обеспечить минимум переходов и переездов с максимально возможным посещением необходимых участков (населенные пункты, дороги, линии электропередач и др.). При необходимости проводят дополнительные маршруты (обходы, объезды). Посещают районные центры для сбора необходимых сведений и материалов. Географические названия уточняют в населенных пунктах и при встречах с жителями.

Передвигаясь по маршруту, в намеченных местах подробно сличают оригинал обновления и аэрофотоизображение с местностью, производят уточнения, исправления и дополнения результатов камерального дешифрирования. На оригинал обновления или аэрофотоснимок необходимые исправления наносят карандашом. В необходимых случаях применяют инструментальную комбинированную съемку.

Некоторые новые объекты или их изменения наносят промерами от четких контуров или засечками не менее, чем от трех ближайших точек.

В малообжитых и труднодоступных районах выполняют аэровизуальное обследование (в основном на вертолетах) или комбинируют наземные маршруты с аэровизуальным обследованием местности. На карте-проекте полетов отмечают места посадки вертолета для определения необходимых данных. Перечень необходимых работ (определение характеристик объектов, данных о числе жителей, проверка географических названий) планируют для каждой точки посадки.

Аэровизуальное обследование проводят по маршрутам, а сложных объектов (например, населенных пунктов) облетом по периметру,

вдоль улиц и с посадками рядом с селениями. При необходимости во время посадок выполняют инструментальную досъемку контуров и рельефа и проверяют точность карты.

Точность карты проверяют определением положения в плане и по высоте объектов, контуров, горизонталей. Эту работу выполняют с помощью проложения полигонометрических (теодолитных) или мензульных ходов, засечками с пунктов плановой основы и точек фотограмметрического сгущения. Точки ходов при этом, по возможности, следует совмещать с контурными точками обновляемой карты. Средние расхождения в плановом положении четких, надежно опознанных точек должны быть не более 0,5 мм (предельные 1,0 мм), в горных и пустынных районах — 0,75 мм (предельные — 1,5 мм).

Для проверки сохранности пунктов государственной геодезической сети и точек съемочной сети, закрепленных на местности центрами, выполняют их обследование. Оно включает поиск пунктов в натуре, осмотр, определение состояния наружных знаков и центров. Утраченные геодезические пункты и нивелирные знаки на обновляемых картах не показывают, оставляют только отметки высот. Пункты, появившиеся после создания карты, наносят по координатам. Работы по детальному обследованию проводят только по специальному заданию и в соответствии с Инструкцией по обследованию и восстановлению пунктов и знаков государственной геодезической и нивелирной сетей.

Склонение магнитной стрелки проверяют на 3—5 геодезических пунктах или точках съемочной сети. Пункты должны быть равномерно расположены в разных частях карты. При выявлении расхождений более, чем на ±30′, склонение магнитной стрелки определяется на 10—15 пунктах. Среднее значение склонения, если оно изменилось, подписывают на оригинале обновления.

Сводки по рамкам трапеций и участков проверяют с целью устранения расхождений, которые не должны превышать в плане 1,5 мм (для высокогорных, горных, предгорных и пустынных районов — 2,2 мм), а по высоте — 1/3 сечения рельефа.

Дополнения и уточнения, выявленные в процессе полевого обследования, наносят на оригинал, вычерчивают. Законченный и оформленный оригинал контролируют в поле в соответствии с действующими требованиями.

§ 179. ОФОРМЛЕНИЕ ОРИГИНАЛОВ ОБНОВЛЕНИЯ. ПОДГОТОВКА К ИЗДАНИЮ

В процессе камерального исправления и после полевого обследования выполняют оформление оригинала обновления. Все элементы содержания карты должны быть вычерчены тушью (красками). При этом стремятся не перечерчивать сохранившиеся элементы.

Если обновление производят на прозрачных копиях, то вычерчивают только новые и изменившиеся объекты. При обновлении на основе нового фотоплана изображение неизменившегося рельефа впечатывают коричневым цветом. Для вычерчивания на матированной стороне пластика используют концентрированную черную или цветную тушь, акварельные и ретушерные краски, тушь «колибри». Чтобы вычерченные штриховые элементы сохранились, их покрывают защитным бесцветным лаком. Фоновые закраски площадей водной поверхности, леса, кварталов населенных пунктов на отбеленном фотоплане выполняют слабовоспроизводящимися при фотографировании бледными красителями.

Обязательно переоформляют в действующих обозначениях все элементы, которые вызывают затруднения при подготовке карты к изданию, если она была издана в устаревших условных знаках. Элементы, которые не вызывают таких трудностей, переоформляют в действующих знаках при подготовке к изданию.

Особое внимание уделяют сводками по рамкам. На полях оригинала указывают, с каким материалом выполнена сводка, дата, выявленные несводки. Под южной рамкой трапеции (справа) подписывают год съемки карты, год аэрофотосъемки, по материалам которой выполнено исправление, год полевого дешифрирования, схему размещения использованных материалов. Если обновление проводилось по картам более крупного масштаба, то указывается их масштаб и год составления, съемки или обновления.

При подготовке карт к изданию применяют технологии, предусматривающие исправление расчлененных оригиналов (контуров, рельефа, гидрографии, надписей). В целях экономии труда сохранившиеся элементы не перегравируют.

Наиболее рациональными являются технологии одновременного исправления обновляемого оригинала и подготовки его к изданию (на основе нового фотоплана — см. раздел. V § 176 или на абрисной копии на пластике с гравировальным слоем).

Подготовку к изданию проводят, используя методы копирования и гравирования на двусторонней, двухцветной копии обновляемого оригинала. По расчлененным оригиналам получают совмещенную диапозитивную копию и с нее макет фоновой окраски карты.

§ 180. ОПЕРАТИВНОЕ ИСПРАВЛЕНИЕ ТОПОГРАФИЧЕСКИХ КАРТ

Для обеспечения срочных работ разных организаций (изыскания, проектирование и др.) необходимо в короткие сроки оперативно внести на топографическую карту изменения, происшедшие на местности со времени последнего издания (обновления) карты. Аэрофотосъемка и аэровизуальное обследование могут выполняться с вертолета, мотодельтаплана и других легких носителей. Во время аэровизуального обследования необходимые элементы отмечаются на оттиске или снимке номерами. Под этими же номерами эти объекты и их характеристики фиксируются через микрофон на магнитофонную пленку. Иногда выполняют видео-

съемку (например, при невозможности несколько раз провести полеты) и видеофильм используют при дешифрировании.

Изменения можно внести в тиражные оттиски карт или в копии издательских оригиналов, вычерченных специальной тушью для последующего их оперативного размножения.

В тиражные оттиски карт изменения могут вноситься путем впечатки или (при малом количестве изменений и в несколько экземпляров тиража) путем непосредственного нанесения с помощью простых измерительных инструментов. При оперативном исправлении оттисков путем впечатки изменений осуществляют сбор информации об изменениях на местности, систематизацию и анализ собранных материалов. Информацию об изменениях отображают на дежурных картах. В необходимых случаях выполняют аэрофотосъемку и (или) полевое обследование. Далее изготавливают составительский оригинал изменений и издательский оригинал изменений на прозрачной основе. Подготавливают тиражные оттиски к впечатке. Изготавливают печатные формы и впечатывают изменения в необходимую часть тиража карт.

Составительский оригинал изменений создается путем нанесения и вычерчивания в условных знаках на голубой прозрачной копии оригинала обновляемой карты новых и изменившихся объектов и элементов местности. Исчезнувшие элементы зачеркивают маркирующими крестиками. Для составления применяют один из способов, описанных в § 176. В некоторых случаях составительским оригиналом может являться тиражный оттиск с нанесенными изменениями.

Издательский оригинал изменений изготавливают путем гравирования копии составительского оригинала и составления оригинала новых и изменившихся надписей.

Деформация оттисков не должна превышать 0,5—0,6 мм. Для впечатки изменений с издательских оригиналов карт изготавливаются печатные формы (выполняют ее красным цветом в условных знаках обновляемой карты). Объекты и элементы местности, отдешифрированные неуверенно или нанесенные приближенно, впечатываются другим цветом (например, лиловым). Можно производить впечатку в цветах изданной карты. .На полях оттисков печатают сведения о времени, методе, точности и особенностях оперативного исправления.

По специальным технологиям выполняется оперативное исправление издательских оригиналов с многоцветной штриховой нагрузкой. Для этого нагрузка должна быть вычерчена специальной тушью на прозрачной основе, так как в этих технологиях применяется оперативное размножение методом цветоделения.

§ 181. НЕПРЕРЫВНОЕ ОБНОВЛЕНИЕ КАРТ

Непрерывное обновление топографических карт рекомендуется вести, как правило, на районы интенсивного развития (города, места выработки полезных ископаемых, участки мелиоративного

и транспортного строительства, территориально-производственные комплексы и т. п.) или особо важные районы (зоны строительства и эксплуатации атомных электростанций, стройки важнейшего значения и др.). Оно проводится на основе ведения детального (всеэлементного) дежурства карт. Для ведения таких карт следует:

планомерно и постоянно собирать и систематизировать как сведения, так и сами материалы, содержащие новую информацию о состоянии местности (в первую очередь, новые карты, ведомственные материалы картографического значения, изготовленные после создания обновляемых листов карты);

непрерывно вести детальные дежурные карты местности, фиксируя на них все изменения объектов и элементов местности и по мере надобности изготавливать копии дежурных карт для потребителей;

проводить исправления до тех пор, пока процент изменений, которые нельзя с достаточной точностью на них нанести, превысит допустимую величину и пока сохраняется наглядность и читаемость карты;

проводить полное обновление листа карты и его переиздание.

Методика непрерывного обновления топографических карт на базе создания справочно-информационного фонда (СИФ) с информационно-поисковой системой (ИПС) и ведения детальных дежурных карт разработана в ЦНИИГАиК. Она предполагает сбор, систематизацию, хранение и поиск материалов картографического значения осуществлять в СИФ, который входит в состав ИПС, с помощью которой автоматизируется (механизируется) поиск и выдача материалов и необходимых сведений о них. В ЦНИИГАиК на микро-ЭВМ СМ 1800 реализован I-й контур системы (он дорабатывается и для персонального компьютера типа AT/386), который является главным справочным массивом и позволяет находить документы в фонде по определенным признакам (от 1 до 28): номенклатура, территория, место выпуска, содержание, масштаб и год издания и т. д. II-й контур предполагает ручное или автоматизированное (например, в автоматизированном хранилище микрофильмированной информации типа «Кадр», «Исток» и др.) хранение первичных документов. По определенной методике для создания СИФ следует провести изучение фондов материалов картографического значения ведомственных организаций на зону деятельности и наладить постоянное поступление этих материалов.

В качестве основы для детальной дежурной карты используют копию оригинала на прозрачном пластике, выполненную черным или красным цветом и чистый лист пластика с нанесенными рамками трапеций и выходами координатной сетки (или вместо чистого листа — синюю копию оригинала на пластике). На черной (красной) копии удаляют изменившиеся или исчезнувшие элементы содержания карты и получают «оригинал сохранившихся контуров». На чистый пластик или синюю копию оригинала наносят с необходимой точностью и детальностью все изменения и получают «оригинал изменений». Исчезнувшие контуры отмечают также

маркирующими крестиками на листе выдержанной восковки с нанесенными рамками трапеции и выходами координатной сетки. Нанесение новых объектов на детальную дежурную карту может выполняться: с помощью различных оптических приборов (например, УТП-2); копированием на просвет с позитивов, приведенных к масштабу дежурной карты; простейшими графическими приемами (пантограф, пропорциональный циркуль) с использованием общих контурных точек; вклейкой светокопии используемого материала или отдешифрированного аэрофотоснимка.

Такой тип дежурной карты представляет собой «оригинал непрерывного исправления», который позволяет выполнять непрерывное обновление как исправлением копии оригинала на пластике, так и впечатыванием изменений в копию оригинала или в оттиски карты. Совмещенная копия «оригинала изменений» и «оригинала сохранившихся контуров» представляет собой «дежурный оригинал непрерывного исправления».

Основой для создания «оригинала непрерывного исправления» может также служить прозрачная двухцветная, двусторонняя (например, коричнево-голубая) или одноцветная (например, черная или красная) копия оригинала обновляемой карты.

Если «оригинал изменений» вычертить тушью цветов триады и впечатать (с использованием способа цветоделения) в оригинал сохранившихся контуров», также вычерченный специальной тушью в цветах триады, то получают многоцветный «оригинал непрерывного исправления». Неточные данные и сведения наносят на тиражный оттиск лиловым цветом условными знаками с номерами. На каждый лист дежурной карты ведется карточка дежурства, где отмечают номера, характер изменений, указывают материал, по которому получены данные, сведения о работах на местности и материалах, не поступивших в СИФ. Можно организовать картотеку на просветных перфокартах или в виде массива предмашинного формата, пригодного для автоматизированного поиска.

Существуют различные технологические варианты непрерывного обновления: неполное и упрощенное, частичное, полное.

При неполном и упрощенном обновлении по срочным заказам организаций изготавливают фотокопию детальной дежурной карты или впечатывают «оригинал изменений» в тиражные оттиски карты. При впечатывании с «оригиналом изменений» совмещают восковку с маркирующими крестиками, что обеспечивает одновременное зачеркивание исчезнувших элементов карты. При деформации восковки более 0,6 мм, ее монтируют частями по выходам координатной сетки. При упрощенном обновлении допускается неполное нанесение новых объектов или не имеющих данных для привязки к сохранившимся контурам карты. Неполное обновление может быть выполнено по материалам аэрофотосъемки, выполненной для разных ведомств. В этом случае выполняют все работы полного обновления, исключая полевое обследование. Если необходимо дополнение объектов на отдельных участках или

трассах, выполняют полевое обследование только на этих участках (вариант частичного обновления).

Полное обновление предусматривает выполнение новой аэрофотосъемки и полевого обследования. По существу, его проводят по технологии периодического обновления, но с использованием детальных дежурных карт, что значительно сокращает объем работ. Оперативное размножение карт по этой схеме выполняется на основе раздельного или совмещенного черчения цветной нагрузки тушью цветов триады (или 5—8 цветов) и контура черной тушью. Можно подготовку к изданию выполнять методом гравирования.

Детальное дежурство карт позволяет постоянно иметь в распоряжении актуальную информацию о местности и обеспечивать потребителей, в дополнение к имеющейся топографической карте, фотокопией дежурной.

§ 182. ОБНОВЛЕНИЕ КАРТ МАСШТАБНОГО РЯДА

Как правило, по материалам аэрофотосъемки обновляются карты более крупных масштабов. Чтобы не было рассогласования содержания карт масштабного ряда (более мелких масштабов) и для экономии средств на их основе одновременно обновляют карты масштабного ряда.

При постановке работ подбирают листы в пределах площади обновления, выполняют анализ карт в отношении применяемой системы координат, условных знаков, точности и полноты содержания. Привлекают дежурные карты и материалы картографического значения. Отмечают участки, где первичные карты не обновлялись. В зависимости от характера местности и происшедших изменений, степени современности обновляемых карт, технологии подготовки их к изданию намечают один из следующих вариантов работ.

Осуществляют исправление коричневой прозрачной диапозитивной копии следующего более мелкого масштаба (например, 1 : 25 000) по уменьшенным до этого масштаба прозрачным фотокопиям составительского оригинала обновления исходного масштаба (например, 1 : 10 000). Исправляют оригиналы карт последующих масштабов.

Исправляют коричневую прозрачную диапозитивную копию следующего масштаба по уменьшенным до этого масштаба черным мягким копиям, на которых красной тушью вычерчены нечетко читающиеся и новые элементы содержания. Последовательно исправляют оригиналы всех остальных масштабов.

Метод двойного копирования: используя уменьшенное путем фотографирования через призму до размеров следующего масштаба изображение карт исходного масштаба, получают на одной стороне гравировальной основы коричневый оригинал изменений, а на стороне, покрытой коллоидной пленкой, черную копию с неизменившимися элементами. Проводят составление новых элементов с одновременным их гравированием для издания и копируют награвированный рисунок на обратную сторону оригинала. Удалив

гравировальный слой, получают издательские оригиналы обновления. И так действуют для всех следующих масштабов.

Подготовка к изданию проводится для карт масштабного ряда одновременно.

§ 183. ПЕРСПЕКТИВЫ ОБНОВЛЕНИЯ ТОПОГРАФИЧЕСКИХ КАРТ С ИСПОЛЬЗОВАНИЕМ ЦИФРОВЫХ И ЭЛЕКТРОННЫХ МЕТОДОВ

Использование ЭВМ с периферийными устройствами дает возможность создать базы данных цифровой и семантической (смысловой) информации о топографии местности, а также систему управления этими базами, создать банки топографических данных. Поддерживаемая на современном уровне в таких банках информация является основой для автоматизированного обновления топографических карт.

Исходной информацией в базах данных являются цифровые модели, которые получают по аэрофото- и космическим снимкам на аналитических приборах (например, серии «Стереоанаграф») или аналоговых фотограмметрических системах, включающих универсальный фотограмметрический прибор, устройство автоматической регистрации координат, автоматический графопостроитель (например СЦ с регистрирующей системой «Онега-2»).

Для получения цифровых моделей местности разрабатывается математическое обеспечение, включающее программы для получения и обновления цифровых моделей рельефа и цифровых моделей контуров.

Разработанный в ЦНИИГАиК аналитический фотограмметрический прибор «Стереоанаграф-2» (рис. 181) имеет высокий уровень автоматизации процессов обработки снимков, высокую инструментальную точность (3 мкм) и точность стереорисовки контуров и рельефа. Обеспечивает возможность формирования и исправления цифровых массивов и воспроизведения по ним графических оригиналов. Кроме того, прибор позволяет обрабатывать снимки форматов до 30×30 см с практически любым фокусным расстоянием, большими углами наклона (до 15°), значительным диапазоном соотношения масштабов обрабатываемых снимков и карты ($0{,}1—20^{\times}$).

Измерения осуществляются на стереокомпараторе *1* (см. рис. 181), вычерчивание — на координатографе *3*, сопряженных при помощи интерфейсного модуля связи с малогабаритной ЭВМ *2* (персональным компьютером). Управление АФП от ЭВМ выполняется в диалоговом режиме с помощью операционной системы. Используя комплекс прикладных программ, на Стереоанаграфе создают каталоги исходных данных, по снимкам строят и ориентируют модель местности, выполняют автоматическое ориентирование планшета и нанесение опорных точек. Используя режимы управления прибором, проводят сбор цифровой информации о новых объектах, исправляют изменившиеся. Имеется два режима редактирования: оперативное графическое и ранее записанной цифровой информации.

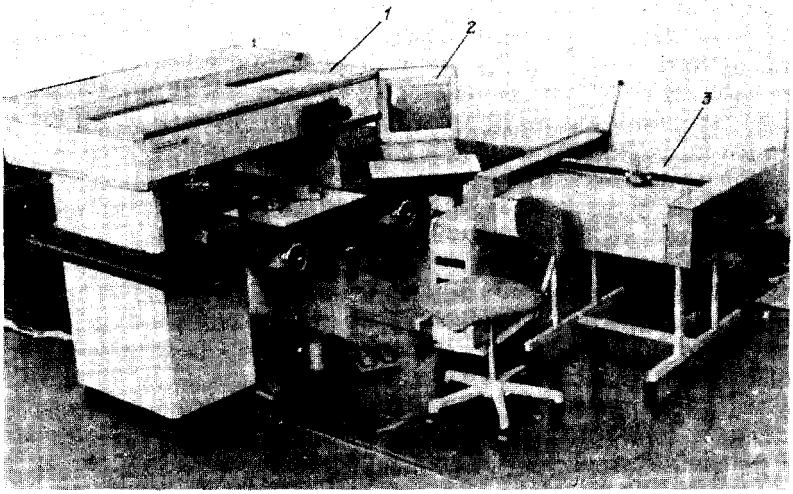


Рис. 181. Аналитический фотограмметрический прибор «Стереоанаграф-2»

Цифровую информацию об изменениях можно воспроизвести в графическом виде.

Совершенствование АФП «Стереоанаграф-2» идет по линии создания приборов, имеющих еще более высокий уровень автоматизации всех процессов создания и обновления карт, а также решения специальных инженерных задач.

Совершенствуют также аналоговые универсальные приборы. В ЦНИИГАиК разработано устройство передачи изображения карты — УПИК, позволяющее с помощью волоконного жгута передать в один из окуляров СД-3 или ОФПД изображение участка карты, находящейся на чертежном столе прибора.

В настоящее время начинают находить применение варианты обновления карт на базе цифрового и аналогового обновления информационных массивов на стереоприборе с последующим воспроизведением обновленного оригинала на быстродействующем автоматическом координатографе.

Дальнейшее совершенствование работ связывается с созданием четко действующей системы сбора, хранения, поиска и анализа современных материалов, а также построения систем, дающих возможность получения оригинала изменений путем одновременного сличения (наложения) обновляемого оригинала и нового фотоизображения и автоматического вывода обновленного оригинала с помощью фотокартографического или электронного блока печати. Основу таких систем составляют ЭВМ с развитым математическим обеспечением, устройства ввода-вывода изображений, аналоговые оптико-электронные устройства.

Глава 16

ТОПОГРАФО-ГЕОДЕЗИЧЕСКИЕ РАБОТЫ ПРИ ИЗЫСКАНИЯХ И СТРОИТЕЛЬСТВЕ ИНЖЕНЕРНЫХ СООРУЖЕНИЙ

§ 184. ОБЩИЕ СВЕДЕНИЯ. ВИДЫ И ЗАДАЧИ ИНЖЕНЕРНЫХ ИЗЫСКАНИЙ

Все инженерные сооружения принято подразделять на две группы: площадные и линейные. Первая группа включает в себя промышленные, гражданские, гидротехнические и сельскохозяйственные сооружения, сооружения топливно-энергетического комплекса. К линейным сооружениям относятся железные и шоссейные дороги, каналы, магистральные трубопроводы, линии связи и электропередач. Строительство всех этих видов сооружений ведется по проектам, требующим знания ряда вопросов экономического и технического характера. Поэтому составлению проекта предшествуют инженерные изыскания, т. е. обширный комплекс работ, имеющих целью изучение условий строительства и эксплуатации будущего инженерного сооружения.

Программа инженерных изысканий включает в себя: экономические изыскания; инженерно-геодезические изыскания; инженерно-геологические изыскания; инженерно-гидрометеорологические изыскания.

В этой программе ведущее место принадлежит инженерно-геодезическим изысканиям, которые не только обеспечивают топографической основой проект сооружения, но и дополняют необходимыми данными остальные виды изысканий.

В состав инженерно-геодезических изысканий входят:

1. Построение опорных геодезических сетей — геодезические сети 3 и 4 классов, геодезические сети сгущения 1 и 2 разрядов, нивелирные сети II, III и IV классов.

2. Создание планово-высотной съемочной сети.

3. Топографические (наземная и аэрофототопографическая) съемки в масштабах 1 : 10 000—1 : 500, включая съемку инженерных коммуникаций.

4. Перенесение в натуру и привязка инженерно-геологических выработок.

5. Инженерно-гидрографические работы.

6. Трассирование линейных сооружений.

7. Геодезические работы для изучения опасных геологических процессов (оползни, карст, переработка берегов).

Задачей инженерно-геологических изысканий является изучение геологического строения территории строительства, от которого зависит несущая способность пород в основании сооружения.

В результате гидрометеорологических изысканий определяются:

гидрологические характеристики водных объектов стройплощадки (расчетные наивысшие уровни и расходы воды, скорость течения, ледовый режим, деформации русла);

климатические условия строительства (температура и влажность воздуха, скорость и направление ветра, толщина снежного покрова, глубина промерзания почв).

§ 185. ТОПОГРАФИЧЕСКИЕ СЪЕМКИ НА ТЕРРИТОРИИ СТРОИТЕЛЬСТВА

Методика и содержание топографических съемок стройплощадки и территории за ее пределами обуславливается стадией составления проекта сооружения. Первой его стадии — рабочему проекту — предшествуют работы по технико-экономическому обоснованию (ТЭО) и технико-экономические расчеты (ТЭР) строительства новых и расширения и реконструкции действующих инженерных сооружений и их комплексов. Составление этой предпроектной документации требует планов масштабов 1 : 10 000—1 : 5000 для площадок нового строительства и масштабов 1 : 5000—1 : 2000 — для реконструкции старых предприятий.

Топографическая съемка для разработки проекта строительства (рабочий проект*) должна выполняться в масштабах 1 : 5000—1 : 2000 с высотой сечения рельефа от 0,5 до 2,5 м (новое строительство) и в масштабах 1 : 1000—1 : 500 с высотой рельефа 0,5 м для расширяемых и реконструируемых предприятий.

На второй стадии проектирования (рабочая документация) масштабы топографических съемок устанавливаются в зависимости от характеристики участков съемки и видов проектируемых сооружений. Так, для территории с капитальной застройкой и подземными сооружениями производится съемка в масштабе 1 : 500 с высотой сечения рельефа 1—0,5 м. Незастроенная, малозастроенная территории или территория с малоэтажной застройкой требует планов масштабов 1 : 1000—1 : 2000 с высотой сечения рельефа от 0,5 до 1 м.

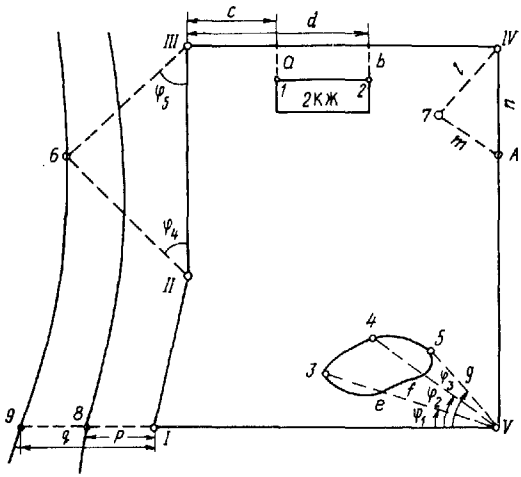
Для территорий новых или реконструируемых микрорайонов, кварталов, градостроительных комплексов, групп жилых или общественных зданий масштабы съемки принимаются в пределах от 1 : 500 до 1 : 1000 с высотой сечения рельефа 1—0,5 м.

Топографические съемки участков строительства выполняются традиционными методами: аэрофототопографическая, фототеодолитная, мензульная, тахеометрическая и теодолитная съемки. Опорной геодезической сетью для съемок служат пункты триангуляции, полигонометрии и нивелирования. Съемочная сеть строится в развитие опорной геодезической сети и состоит из теодолитных

---

* Для технически несложных объектов и серийных типовых зданий рабочий проект является первой и единственной стадией проектирования.

Рис. 182. Способы съемки ситуации



ходов или заменяющей их триангуляции, прямых, обратных и комбинированных засечек, ходов технического и тригонометрического нивелирования.

Из наземных видов съемок в равнинной местности со сложной ситуацией наибольшее распространение получила теодолитная (горизонтальная) съемка. Результаты теодолитной съемки используются при составлении крупномасштабных планов застроенных территорий или участков, подлежащих застройке в ближайшие годы, промышленных площадок, аэропортов и железнодорожных станций. Съемка осуществляется в два этапа: горизонтальная съемка (съемка ситуации) и высотная съемка (съемка рельефа).

На рис. 182 представлены способы съемки ситуации на основе замкнутого теодолитного хода I—II—III—IV—V.

1. Способ перпендикуляров, которым определено плановое положение углов 1 и 2 двухэтажного каменного жилого дома. Измеряют длины перпендикуляров *а* и *б*, опущенных из этих точек на линию III—IV, и расстояния *с* и *d* от их оснований до пункта III. Способ удобен при съемке вытянутых контуров. Перпендикуляры длиной до 8 м строятся на глаз; для построения перпендикуляров большей длины пользуются эккером (рис. 183).

Зеркала AA' и BB' двузеркального эккера расположены под углом $\gamma = 45°$. Для нахождения основания перпендикуляра, опущенного из угла *2* здания на сторону III—IV теодолитного хода наблюдатель перемещается вдоль этой стороны до тех пор, пока угол здания в окошке эккера не совместится с изображением точки III в зеркале под этим окошком.

2. Полярный способ. Положение точек *3, 4, 5* берега озера определяется длинами *e, f, g* радиусов-векторов (полярных расстояний) и полярными углами φ_1, φ_2, φ_3 Предельные значения полярных расстояний приведены в таблице 74.

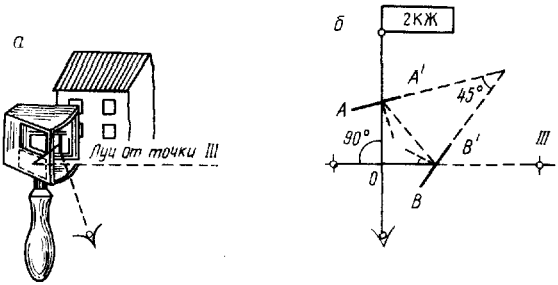


Рис. 183. Двузеркальный эккер:
а — устройство, *б* — ход лучей

Таблица 74

Масштаб съемки	Предельные полярные расстояния, м	
	До четких контуров	До нечетких контуров
	При измерении лентой или оптическим дальномером	
1 : 2000	250	300
1 : 1000	180	200
1 : 500	120	150
	При измерении нитяным дальномером	
1 : 2000	100	150
1 : 1000	60	100
1 : 500	40	80

3. Способ угловых засечек. Измерив в пунктах II и III углы φ_4 и φ_5, определяют положение точки *6* на противоположном берегу реки как вершины треугольника, построенного по стороне II—III и двум прилежащим к ней углам. Угол засечки β не должен быть менее 30° и более 150°, а расстояния до определяемых точек — не более 400 м при съемке в масштабе 1 : 2000, 200 м — при съемке в масштабе 1 : 1000 и 100 м — при съемке в масштабе 1 : 500.

4. Способ линейных засечек. Способ использован для съемки смотрового колодца *7*, положение которого определено промерами расстояний *l* и *m* от пункта IV и вспомогательной точки *A* на стороне IV—V, отстоящей от пункта IV на расстояние *n*. Точки основания линейной засечки выбираются с таким расчетом, чтобы они вместе с определяемой точкой составляли примерно равносторонний треугольник со сторонами, не превышающими длины мерного прибора.

5. Способ створов. Этим способом сняты точки *8* и *9* пересечения берегов реки с продолжением (створом) линии V—I. Измеренные расстояния между этими точками и пунктом I соответственно равны *p* и *q*.

6. Графоаналитический или комбинированный способ состоит из трех этапов измерений:

— съемка четких контуров с пунктов теодолитного хода рассмотренными выше способами, определение координат углов кварталов и отдельных капитальных зданий и сооружений с последующим нанесением этих точек на план;

— обмер габаритов зданий;

— мензульная съемка остальных строений и контуров с пунктов съемочного обоснования и измерение расстояний до снимаемых объектов рулеткой, лентой или оптическим дальномером.

Горизонтальная съемка осуществляется в два этапа. Вначале ведется съемка проездов, включающая в себя съемку ситуации и обмер фасадов зданий. Для контроля производятся избыточные промеры между снятыми точками противоположных сторон фасадов, а на перекрестках улиц — между зданиями по диагонали. Теодолитные ходы, с пунктов которых выполняется съемка, прокладываются в зависимости от ширины проезда по одной или двум его сторонм. В последнем случае они связываются между собой поперечными ходами.

Вторым этапом горизонтальной съемки является внутриквартальная съемка. Она производится теми же способами и с тех же исходных пунктов, что и съемка проездов. В качестве съемочного обоснования допускается использование висячих ходов, длина которых не должна превышать 200 м для масштаба 1 : 2000, 150 м — для масштаба 1 : 1000 и 100 м — для масштаба 1 : 500.

В процессе горизонтальной съемки составляется схематический чертеж снимаемого участка — абрис. На абрисе показывают взаимное расположение пунктов теодолитных ходов, а также снимаемых объектов со всеми числовыми результатами измерений и пояснительными надписями — названия улиц, переулков, площадей, номера домов, этажность, назначение и материал построенного здания.

На составляемом топографическом плане подлежат изображению здания с архитектурными выступами, изломы фасадных линий, трамвайные пути, мачты, мосты, памятники, скверы, смотровые колодцы, пункты съемочного обоснования и другие постоянные сооружения.

Высотная съемка застроенных территорий выполняется, как правило, геометрическим нивелированием после того, как вся ситуация нанесена на план. Весь участок съемки покрывается съемочными точками — пикетами не реже, чем 40 м в масштабе 1 : 2000, 30 м — в масштабе 1 : 1000 и 20 м — в масштабе 1 : 500, отметки пикетов должны быть определены также на всех характерных точках рельефа. Положение пикетов на плане определяется по ситуации.

Нивелирование проездов осуществляется по поперечникам, разбиваемым через 20, 40, 50 и 100 м в зависимости от здания и масштаба имеющегося плана. В процессе нивелирования определяются отметки по оси проезда, отметки фасадных линий, бордюрного

камня тротуара, люков смотровых колодцев, головок рельсов, настилов мостов, верха труб на дорогах и урезов вод в водоемах.

Рисовка рельефа выполняется или во время съемки или камерально по составленным абрисам.

Для производства высотной съемки в пересеченной местности применяются мензула или тахеометр.

§ 186. СЪЕМКА ИНЖЕНЕРНЫХ КОММУНИКАЦИЙ

Инженерными коммуникациями называют подземные и надземные линейные сооружения, предназначенные для транспортирования жидкостей и газов, передачи энергии и информации. В современных благоустроенных городах с развитой промышленностью насчитывается около двадцати видов подземных сетей и сооружений, которые подразделяются на три группы: трубопроводы, кабельные прокладки, сооружения особого типа (туннели, подземные переходы, метро).

К подземным коммуникациям относятся линии электропередач (ЛЭП), линии связи и трубопроводы различного назначения, прокладываемые на поверхности земли.

Съемка подземных коммуникаций выполняется в масштабах от 1 : 5000 и 1 : 500 и может производиться одновременно с топографической съемкой территории или отдельно от нее, с использованием имеющихся топографических материалов. Объектами съемки являются центры люков, смотровых колодцев и камер, оси коммуникаций и вершины углов их поворота, выходы на поверхность труб и кабелей, вводы в здания, водоразборные колонки, трансформаторные подстанции, распределительные шкафы телефонной сети. Плановое положение подземных коммуникаций определяется от пунктов теодолитных ходов способами прямоугольных координат и полярным, линейными и угловыми засечками, а также промерами от углов капитальных зданий. Нивелирование подземных коммуникаций предусматривает определение отметок обечайки (верх чугунного кольца люка колодца), земли или мощения у колодца, отметок верха и низа труб и коллекторов.

Кроме того, промерами от обечайки определяются высоты расположенных в колодцах труб, кабелей и каналов. Съемка сопровождается определением технических характеристик коммуникаций: их назначение, диаметр и материал труб, материал и тип каналов, число кабелей, направление стока в самотечных трубопроводах, направление на смежные колодцы и вводы в здания. Габариты колодцев отображают в масштабе плана, если площадь колодца в натуре не менее 4 м в масштабе 1 : 500 и не менее 9 м — в масштабе 1 : 1000.

Определение местоположения скрытых коммуникаций производится с помощью электронных приборов поиска — трубокабелеискателей, принцип действия которых основан на явлении электромагнитной индукции. При прохождении переменного тока через проводник (кабель, трубопровод) вокруг проводника образуется

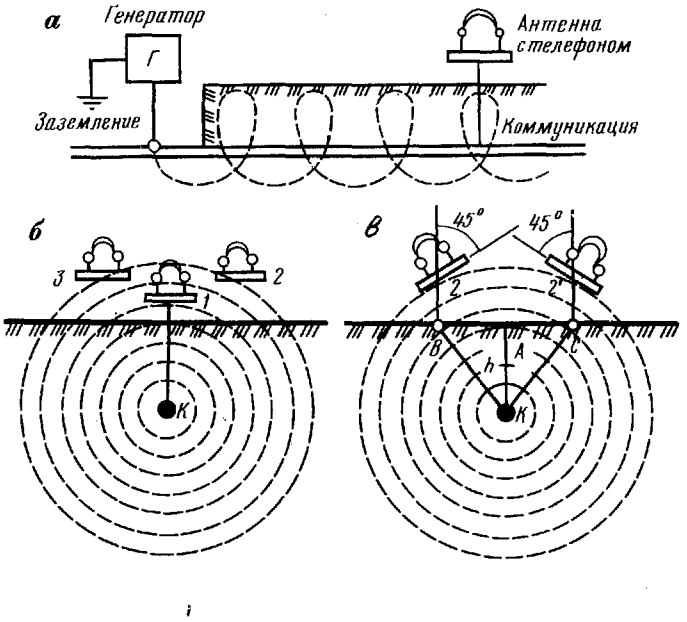


Рис. 184. Электронный способ поиска подземной коммуникации
а — схема трубокабелеискателя, *б* — определение планового положения подземной коммуникации, *в* — определение глубины заложения коммуникации

магнитное поле, которое может быть обнаружено введением в него антенны приемного устройства. Источник переменного тока — генератор звуковой частоты (рис. 184, *а*) присоединяется к одной из выходных клемм и коммуникации, другой — к заземлителю.

В рамочной антенне приемника наводится индукционный ток, который усиливается до необходимой величины и подается на воспроизводящее устройство (головной телефон), в котором слышен сигнал генератора. Громкость сигнала будет минимальной, если рамка антенны *1* (см. рис. 184, *б*) горизонтальна и лежит в плоскости силовых линий поля, т. е. находится над осью кабеля *К*. По мере удаления антенны от оси кабеля влево *3* и вправо *2* звук сигнала будет усиливаться. Двигаясь вдоль кабеля и добиваясь минимальной громкости сигнала, наблюдатель через определенные интервалы фиксирует на поверхности земли положение антенны. При этом частота фиксации при съемках в масштабах 1 : 500, 1 : 1000, 1 : 2000 и 1 : 5000 составляет соответственно интервалы в 20, 30, 50 и 100 м.

Для определения глубины *h* залегания кабеля *К* (см. рис. 184, *в*) рамка антенны располагается под углом 45° к горизонту и перемещается в обе стороны от зафиксированной точки *А* перпендикулярно оси кабеля до получения минимума

звукового сигнала в точках B (положение 2) и C (положение 2'). Измерив расстояние CB, вычисляют глубину h залегания кабеля по формуле

$$h = \frac{CB}{2}, \text{ так как } AB = AK.$$

Определение глубины залегания прокладок трубокабелеискателями должно выполняться дважды с допустимым расхождением результатов не более 15 % глубины и не реже, чем через 10 см в масштабе плана. Средняя квадратическая погрешность положения скрытых точек подземных коммуникаций относительно точек съемочного обоснования на топографических планах не должна превышать 0,7 мм.

§ 187. ГЕОДЕЗИЧЕСКОЕ ОБЕСПЕЧЕНИЕ ИНЖЕНЕРНО-ГЕОЛОГИЧЕСКИХ ИЗЫСКАНИЙ. ИНЖЕНЕРНО-ГИДРОГРАФИЧЕСКИЕ РАБОТЫ

Основным видом полевых инженерно-геологических работ является разведочное бурение, т. е. проходка глубоких вертикальных выработок круглого сечения — скважин. Геодезическое обеспечение буровых разведочных работ состоит в перенесении проекта размещения скважин на местность, а также в привязке скважин к пунктам опорной геодезической сети в процессе проходки выработок или после ее завершения. Чаще всего разведочные скважины располагаются параллельными рядами (рис. 185). Для перенесения их на местность графически определяют координаты точки *1* среднего ряда x_1, y_1. Далее из решения обратной геодезической задачи вычисляют дирекционный угол направления на скважину *1* с пункта *I* теодолитного хода

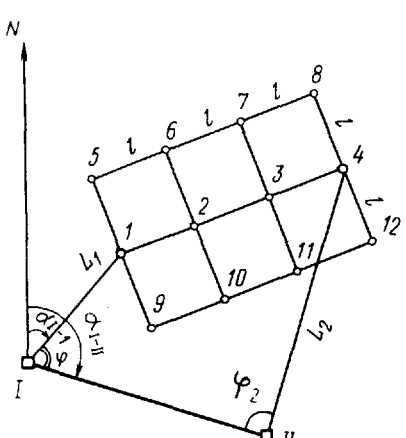


Рис. 185. Схема разбивки разведочных скважин

$$\alpha_{I-1} = \operatorname{arctg} \frac{y_1 - y_I}{x_1 - x_I},$$

а также расстояние от пункта *I* до скважины *1*

$$L_{I-1} = \frac{x_1 - x_I}{\cos \alpha_{I-1}} = \frac{y_1 - y_I}{\sin \alpha_{I-1}} = \sqrt{\Delta x^2 + \Delta y^2}$$

и полярный (разбивочный) угол φ_1 по формуле

$$\varphi_1 = \alpha_{I-II} - \alpha_{I-1}.$$

Положение скважины *1* на местности определяют, установив теодолит над пунктом *I* теодолитного хода и отложив от направления *I—II* угол φ_1, а от пункта I — вычисленное расстояние L_1.

Аналогичным способом по вычисленным значениям φ_2 и L_2 от пункта *II* переносится на местность крайняя скважина *4* среднего ряда сетки. Остальные скважины разбиваются по заданным в проекте расстояниям *l* между ними с учетом найденного направления *1—4*.

Кроме изложенного выше способа, называемого полярным, перенесение на местность скважин может осуществляться по топографической карте путем промеров от четких контуров — капитальных зданий, опор линий электропередач и других местных предметов. При этом точность определения положения запроектированной скважины не должна быть ниже 1 мм в масштабе плана или карты, на которых составлен проект.

Плановая привязка вынесенных в натуру выработок производится проложением теодолитных ходов, засечками, полярным способом, промерами расстояний от местных предметов, а высотная — геометрическим или тригонометрическим нивелированием от точек съемочного обоснования.

§ 188. ГЕОДЕЗИЧЕСКИЕ РАБОТЫ ПРИ ИЗЫСКАНИЯХ ЛИНЕЙНЫХ СООРУЖЕНИЙ

Определение на местности положения оси линейного сооружения (трассы) в плане и по высоте — такова основная задача, возникающая при проектировании сооружений этого типа. Рассмотрим программу геодезических работ применительно к дорожным изысканиям. На карте мелкого масштаба (1 : 50 000—1 : 5000) выполняют камеральное трассирование, т. е. намечают в первом приближении наиболее целесообразное направление дороги. Затем возможные варианты трассы изучают на картах более крупного масштаба (1 : 10 000 и крупнее) и выбирают оптимальный вариант. В процессе полевого трассирования выбранный вариант переносится на местность по координатам вершин углов поворота или по данным их привязки к местным предметам. Далее вдоль трассы прокладывают теодолитный ход и разбивают пикетаж, для чего от начального пункта (нулевого пикета) последовательно откла-

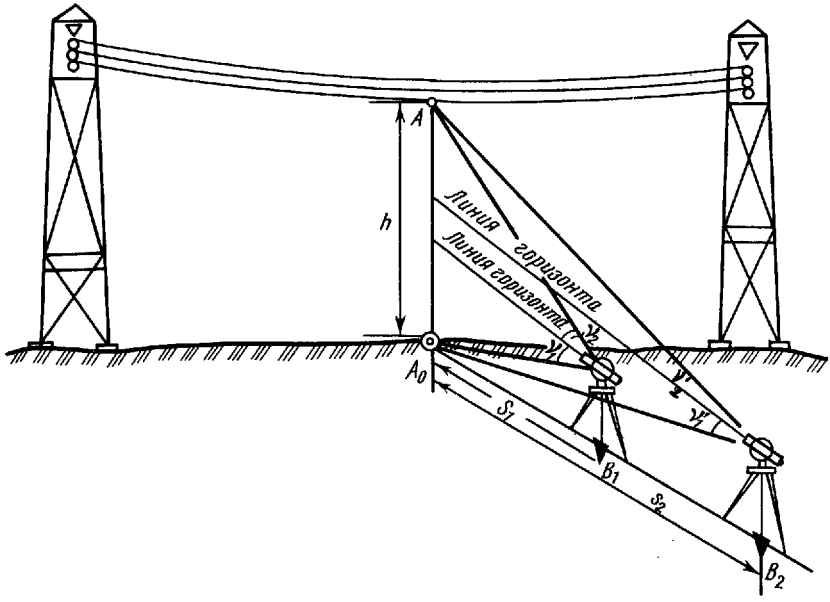


Рис. 186. Схема определения вертикального габарита праближения нижнего провода ЛЭП

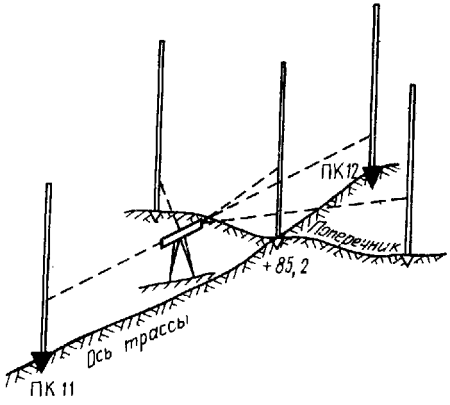


Рис. 187. Схема нивелирования трассы

дывают отрезки по 100 м. Концы каждого из них закрепляют кольями — пикетами, сокращенно обозначенными ПК0, ПК1, ПК2 и т. д. Кроме того, кольями закрепляются перегибы скатов, точки пересечения трассы с реками, дорогами, подземными и надземными коммуникациями. Положение каждой из таких точек, называемых плюсовыми, определяется ее расстоянием от ближайшего младшего пикета. Одновременно с разбивкой пикетажа разбиваются перпендикулярные к трассе линии—поперечники и ведется съемка ситуации прилегающей к трассе местности. Результаты съемки

заносят в пикетажный журнал, где отмечают также все закрепленные на местности пикеты, плюсовые точки и поперечники.

При пересечении трассой линии электропередач определяют вертикальный габарит приближения нижнего провода — отвесное расстояние между проводом и поверхностью земли в данной точке A_0 (рис. 186). С этой целью проектируют на глаз точку провода A на землю с помощью отвеса (точка A_0) и измеряют с двух станций B_1 и B_2, вертикальные углы ν_1 и ν_2, на точки A и A_0. По измеренным рулеткой расстояниям $B_1A_0 = s_1$ и $B_2A_0 = s_2$ дважды определяют вертикальный габарит приближения по формулам

$$h = s_1(\operatorname{tg}\nu_1 + \operatorname{tg}\nu_2) \text{ и } h = s_2(\operatorname{tg}\nu_1' + \operatorname{tg}\nu_2').$$

Заключительным этапом изысканий является техническое нивелирование трассы. Оно выполняется двумя нивелирами типа Н3, Н3К или Н10 в одном направлении по двусторонним рейкам. Первым нивелиром определяют отметки всех пикетов, плюсовых точек и точек поперечников (рис. 187), вторым нивелируются одни пикеты. Отсчеты по рейкам на пикетах берутся по обеим сторонам, на плюсовых точках, главных точках кривых и точках поперечников — только по черным сторонам. Расхождение превышений на станции, полученных по двум сторонам реек, должно быть в пределах 5 мм.

Необходимым условием полевого трассирования является привязка трассы к пунктам государственной нивелирной сети; в табл. 75 приведены значения допустимых невязок в плане и по высоте для различных видов линейных сооружений.

Таблица 75

Сооружения	Допустимые невязки		
	угловые	линейные	высотные, мм
Изыскания для ТЭО	$3'\sqrt{n}$	1/300	$300\sqrt{L}$
Трассирование на стадии проекта и рабочей документации:	$1{,}5'\sqrt{n}$	1/1000	$50\sqrt{L}$
трубопроводы	$1{,}5'\sqrt{n}$	1/1000	$50\sqrt{L}$
железные дороги	$1'\sqrt{n}$	1/2000—1/1000	$50\sqrt{L}$
автодороги	$1{,}5'\sqrt{n}$	1/1000—1/500	$50\sqrt{L}$
ЛЭП			
равнинная местность	$1{,}5'\sqrt{n}$	1/1000	$50\sqrt{L}$
Пересеченная местность (углы наклона до 6°)	$1{,}5'\sqrt{n}$	1/300	$300\sqrt{L}$
горная местность (углы наклона более 6°)	$1{,}5'\sqrt{n}$	1/300	$500\sqrt{L}$
магистральные каналы и коллекторы	$1{,}5'\sqrt{n}$	1/2000	$50\sqrt{L}$
линии связи	$1{,}5'\sqrt{n}$	1/1000	$50\sqrt{L}$
сооружения на застроенной территории	$1{,}0'\sqrt{n}$	1/2000	$50\sqrt{L}$

Примечание: n — число линий хода; L — длина хода, км.

§ 189. РАЗБИВКА КРУГОВЫХ КРИВЫХ

Для обеспечения плавного движения транспорта в местах поворота дорожной трассы ее смежные прямые участки сопрягаются кривыми, чаще всего круговыми, т. е. дугами окружностей определенного радиуса.

Разбить круговую кривую — значить определить на местности плановое положение ее трех главных точек: начало A, середина B' и конец C (сокращенно НК, СК и КК). Из рис. 188, *а* следует, что для этого достаточно отложить от вершины угла поворота B вдоль трассы отрезки $BA = BC$, а вдоль биссектрисы угла $(180° - \theta)$ отрезок BB'. Эти отрезки обозначаются соответственно через Т и Б и называются тангенсом и биссектрисой кривой. Для разбивки кривой необходимо также знать ее длину К, разность Д между удвоенным тангенсом и длиной кривой (домер), а также пикетное обозначение вершины угла, т. е. ее расстояние от ближайшего младшего пикета.

Величины Т, К, Б и Д называются элементами круговой кривой: они связаны с измеренным углом поворота θ и заданным проектным радиусом кривой R следующими зависимостями

$$T = R \cdot \operatorname{tg} \frac{\theta}{2}, \quad K = \frac{R \cdot \theta}{\rho},$$

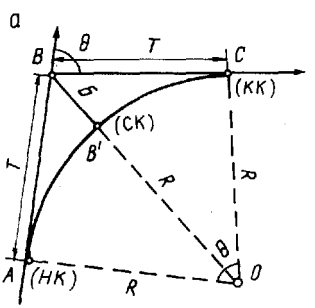
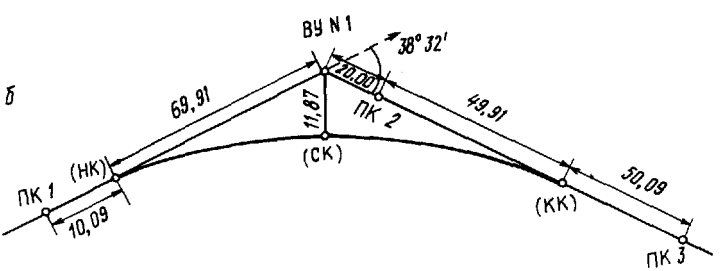


Рис. 188. Схема разбивки кривых:
а — элементы круговой кривой, *б* — схема разбивки кривой в главных точках



$$Б = R(\sec\frac{\theta}{2}-1),$$

$$Д = 2Т-К. \qquad (16.1)$$

Для вычисления элементов кривой могут быть использованы специальные таблицы, а также микрокалькуляторы.

П р и м е р. Пусть вершина угла кривой отстоит от пикета *1* на 80,00 м (ВУ ПК1+80.00), угол поворота $\theta = 38°32'$, $R = 200$ м. По формулам (16.1) получим следующие значения элементов кривой Т = 69,91 м; К = 134,51 м; Б = 11,87 м, Д = =5,31 м.

Поскольку линейные измерения производятся по прямым участкам трассы, а вычисление расстояний по трассе должно вестись с учетом кривых, в длину трассы вводится поправка Д = 2Т—К (домер). Из рис. 188, *б* следует, что расстояние между пикетами *1* и *3* с учетом длины кривой равно фактически 10,09+134,51+ +50,09 = 194,69 м, а должно равняться ровно 200 м (два пикета). Это значит, что пикет *3* следует сместить вперед на 5,31 м, т. е. на величину домера. Практически домер удобнее откладывать сразу за вершиной угла. Пикетные обозначения начала и конца кривой (см. рис. 188, *б*) получатся из простого расчета

		Контроль	
ВУ № 1	ПК 1+80,00 м	ВУ № 1	ПК 1+80,00
— Т	69,91 м	+Т	69,91
НК	ПК 1+10,09 м	НК	ПК 2+49,91
+К	1+34,51 м	— Д	5,31
КК	ПК 2+44,60 м	КК	ПК 2+44,60

Как показывают расчеты, независимо от длины кривой величина откладываемых расстояний до начала и конца ее будет всегда в пределах одного пикета (100 м).

§ 190. ДЕТАЛЬНАЯ РАЗБИВКА КРУГОВЫХ КРИВЫХ

Для точного обозначения на местности криволинейного участка трассы строят на кривой дополнительное число промежуточных точек с таким расчетом, чтобы промежутки между ними можно было бы практически считать отрезками прямых. Для кривых радиуса менее 100 м этот промежуток принимают равным 5 м, при радиусах 100—500 м — 10 м, и более 500 м — 20 м. Наиболее распространенными способами детальной разбивки кривых являются способы прямоугольных координат и продолженных хорд.

Способ прямоугольных координат. Кривую радиуса R построенную в трех главных точках, требуется разбить дополнительными точками, расстояние между которыми, считая по кривой, равнялось бы $к$ (рис. 189, *а*).

Примем за начало координат условной системы начало кривой НК, а за ось абсцисс — тангенс Т. Тогда

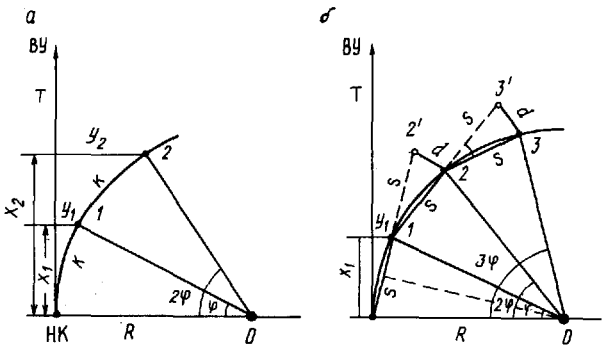


Рис. 189. Детальная разбивка кривой:
а — способ прямоугольных координат, *б* — способ продолженных хорд

$$x_1 = R \cdot \sin\varphi; \quad y_1 = 2R \cdot \sin^2 \frac{\varphi}{2};$$

$$x_2 = R \cdot \sin 2\varphi; \quad y_2 = 2R \cdot \sin^2 \varphi$$

и т. д., где $\varphi = \frac{k}{R} \cdot \rho$.

Для построения точек *1* и *2* от начала кривой откладывают вдоль тангенса отрезки x_1 и x_2, а перпендикулярно к ним — ординаты y_1 и y_2. Для ускорения процесса разбивки такие же действия выполняют от конца кривой в направлении вершины угла. Точность способа прямоугольных координат выражается формулой средней квадратической погрешности n точки кривой m_k

$$m_k = \sqrt{m_{y_n}^2 + \left(\frac{m_{90^\cdot}}{\rho} y_n\right)^2 + m_c^2}, \qquad (16.2)$$

где y_n — ордината n-ой точки, m_{y_n}, $m_{90^\cdot}$, m_c — средние квадратические погрешности соответственно отложения ординаты y_n, построения перпендикуляра и установки основания перпендикуляра в створе тангенса Т. Например, для $n = 5$ при интервале разбивки $k = 10$ м, $R = 300$ м, $y_n = 4{,}2$ м, $m_{y_n} = m_c = 1$ см и $m_{90^\cdot} = 5'$ по формуле (16.2) получим $m_k = 1{,}6$ см.

Способ продолженных хорд. Пусть для кривой радиуса R, разбитой в трех главных точках, расстояние между точками, считая по хорде, принято равным s (см. рис. 189, *б*). Вычислив соответствующий хорде s центральный угол φ по формуле

$$\sin \frac{\varphi}{2} = \frac{s}{2R}$$

разбивают точку *1* кривой способом прямоугольных координат. По продолжению хорды откладывают отрезок s и закрепляют полученную точку $2'$. Удерживая задний конец ленты в точке *1*, определяют положение точки *2* кривой линейной засечкой радиусами s (мерной лентой) и d (рулеткой). Величина отрезка d, постоянная для всех точек кривой и называемая промежуточным перемещением, определяется из соотношения

$$d = s^2/R.$$

Вновь откладывают отрезок s от точки *2* вдоль направления второй хорды. Из точек *2* и $3'$ в пересечении дуг с радиусами s и d определяют положение точки *3* и т. д.

Закон накопления погрешности разбивки кривой изложенным способом выражается формулой

$$m_k = \sqrt{\frac{m_\Phi^2 \cdot n(n+1)(2n+1)}{6}}, \qquad (16.3)$$

где m_k — средняя квадратическая погрешность положения точки кривой в направлении, поперечном оси кривой, m_Φ — средняя квадратическая погрешность фиксации концов отрезка d, n — число точек кривой.

П р и м е р. Для кривой того же радиуса R что и в предыдущей задаче и той же n точки при $s = 10$ м и $m_\Phi = 1$ см по формуле (16.3) имеем $m_k = 7{,}4$ см. Таким образом, способ продолженных хорд заметно уступает по точности способу прямоугольных координат. В то же время преимущество способа продолженных хорд состоит в том, что все сопутствующие ему измерения выполняются в непосредственной близости от кривой. Это позволяет использовать его в стесненных условиях измерений (лес, застроенная территория), т. е. там, где не применим способ прямоугольных координат из-за быстрого возрастания длин ординат y_n. Как видно из рассмотренного примера, ордината пятой точки y_5 равна 4,2 м, в то время, как величина d для той же точки составляет 0,3 м.

§ 191. ГЕОДЕЗИЧЕСКИЕ РАСЧЕТЫ ПРИ ПРОЕКТИРОВАНИИ ТРАССЫ АВТОМОБИЛЬНОЙ ДОРОГИ

Исходным графическим документом для составления проекта автодороги является продольный профиль трассы, построенный по результатам нивелирования и разбивки кривых.

Горизонтальной линией, проходящей примерно посередине листа и называемой линией условного горизонта (УГ рис. 190) профиль делится на две половины: верхнюю, представляющую собой вертикальный разрез местности по выбранному направлению трассы, и нижнюю, содержащую необходимые числовые данные — сетку профиля. Вид этой сетки зависит от характера проектируемого сооружения. На рис. 190 представлен фрагмент профиля по со-

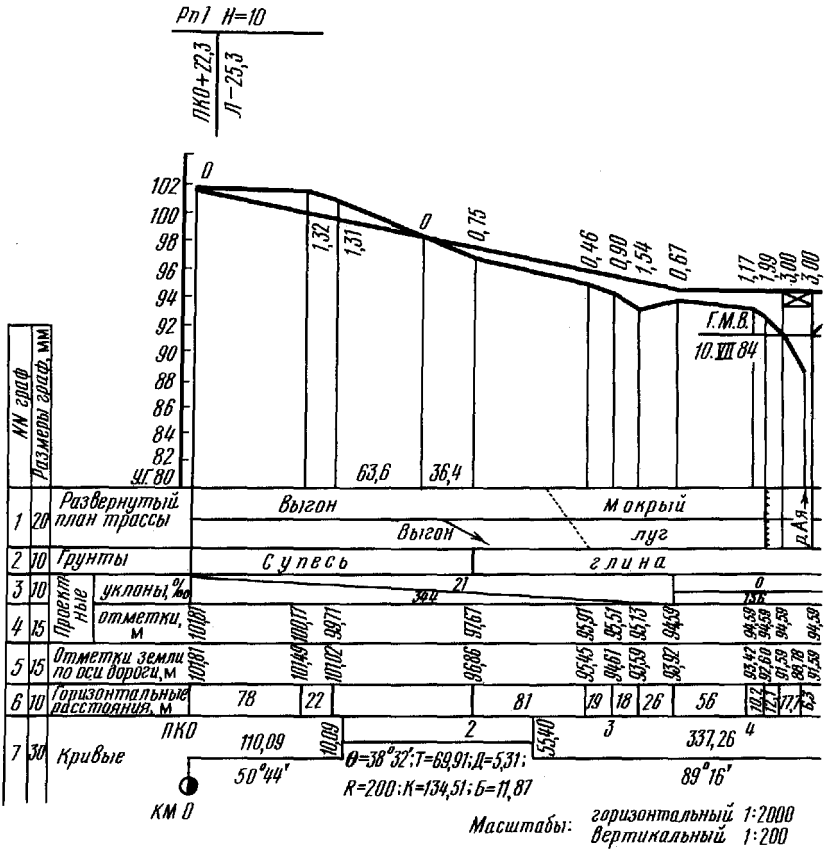
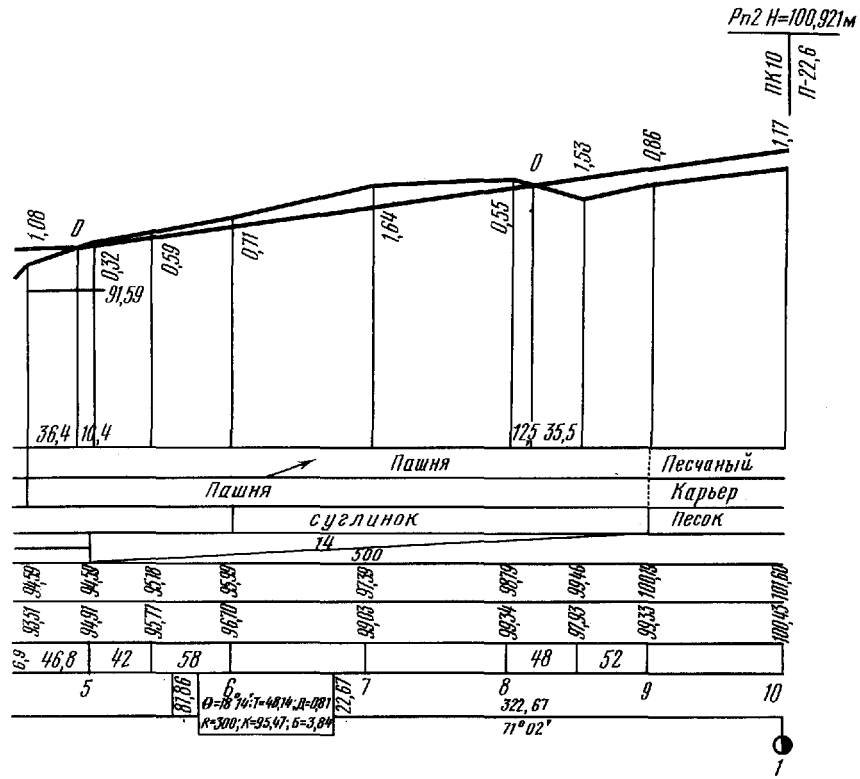


Рис. 190. Продольный профиль трассы автодороги

кращенной сетке, принятой для автодорог промышленных предприятий.

Чтобы придать продольному профилю бо́льшую наглядность, его вертикальный масштаб увеличивают в 10 раз по сравнению с горизонтальным. Так, для дороги, изображенной на рис. 190, горизонтальный масштаб составляет 1 : 2000, вертикальный — 1 : 200, для дорог магистрального назначения масштабы уменьшают соответственно до 1 : 5000 и 1 : 500.

Построение профиля местности начинают с графы «Горизонтальные расстояния», где располагают все пикеты и плюсовые точки, выдерживая расстояния между ними в принятом горизонтальном масштабе (в данном случае в масштабе 1 : 2000). Если между соседними пикетами имеются плюсовые точки, расстояния между последними указывают с таким расчетом, чтобы их общая сумма равнялась 100 м. Так, в интервале ПК 3—ПК4 записаны



три расстояния: 18 + 26 + 56 = 100. В соседней, 5 графе сетки профиля указывают отметки земли по оси дороги, т. е. отметки всех пикетов и плюсовых точек, полученные по результатам нивелирования трассы и округленные до сантиметров. От линии условного горизонта (УГ) против каждой точки трассы восставляют перпендикуляры (ординаты) и в заданном вертикальном масштабе (1 : 200) откладывают на них отметки земли. Линия, соединяющая концы ординат, характеризует рельеф местности по направлению трассы и называется линией профиля местности.

Выбор положения трассы проектируемой дороги на продольном профиле обусловлен выполнением целого ряда технических условий, главным из которых является соблюдение предельно допустимого продольного уклона. Как известно, уклоном i линии называется отношение разности отметок ее концов H_n и H_{n-1} к горизонтальному проложению d этой линии (см. рис. 190, *а*). Уклон i, являющийся

тангенсом угла наклона ν линии, выражается в тысячных или промилях

$$i = \frac{H_n - H_{n-1}}{d}. \qquad (16.4)$$

Например $i = 0{,}012$ или $i = 12\,‰$.

Для дорог с высокой интенсивностью движения (5000 и более автомобилей в сутки) величина продольного уклона должна быть в пределах 0,040—0,050; для автодорог местного значения (подъездные и внутризаводские дороги) допускаются продольные уклоны порядка 0,060—0,090. Наносимая на профиль с соблюдением указанного условия линия характеризует положение бровки земляного полотна будущей дороги в вертикальной плоскости и называется проектной линией. К техническим условиям проектирования относятся также обязательное прохождение проектной линии через ряд зафиксированных по высоте контрольных точек (отметка примыкания трассы к стройплощадке, к существующим дорогам, ее высота над поверхностью воды при переходе через водотоки). На рис. 190 таких точек две: отметка стройплощадки $H_{\text{пк0}} = 101{,}81$ м и проектная отметка мостового перехода через реку АЮ ($H_{\text{пк3+44}} = 94{,}59$ м) с расстоянием между ними $d = 344$ м. Указанные отметки определяют проектный уклон трассы от ПК 0 до ПК 3 + 44 м; по формуле (16.4) имеем

$$i = \frac{H_{\text{ПК3+44}} - H_{\text{ПК}o}}{d} = \frac{94{,}59 - 101{,}81}{344} = -0{,}021.$$

Найденное значение уклона выписывают в графе *3* сетки профиля и указывают под ним его протяженность — 344 м.

Проектные отметки промежуточных точек вычисляют по преобразованной формуле (16.4)

$$H_n = H_{n-1} + i \cdot d \qquad (16.5)$$

и выписывают в графу 4. Например,

$$H_{+78} = H_{\text{ПК}o} + id = 101{,}81 - 0{,}021 \cdot 78 = 101{,}17.$$

В пересеченной местности для уменьшения продольных уклонов автомобильную дорогу проектируют по секущей, срезая возвышенные места рельефа. Участки профиля, расположенные выше проектной линии, называются насыпью, а лежащие выше ее — выемкой (см. рис. 190). Площади участков насыпей и выемок позволяют судить о количестве земляных работ, которые необходимо выполнить при строительстве дороги, а также о взаимном соотношении их объемов. Естественно потребовать, чтобы общий объем земляных работ был минимальным и чтобы объемы выемок и насыпей были бы примерно одинаковы; в этом случае не будет необходимости

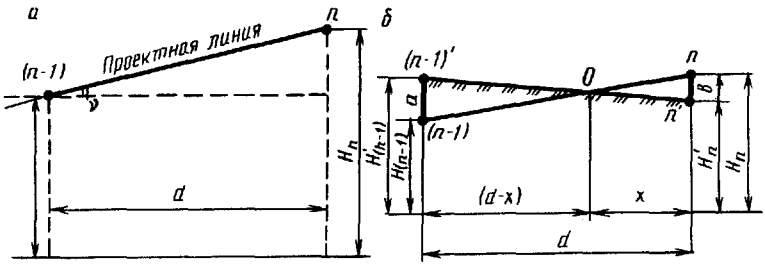


Рис. 191. Проектная линия на профиле:
а — уклон линии, б — нулевая точка

ни привозить недостающее количество земли для сооружения насыпей, ни увозить ее излишки, образующиеся при разработке выемок. Последнее условие проектирования дороги называется соблюдением нулевого баланса земляных работ. На рис. 190 оно проиллюстрировано проведением проектной линии на участке ПК 5 — ПК 10. Здесь проектная линия расположена таким образом, что площади выше и ниже ее примерно одинаковы. Определив графически отметку на пикете 10 ($H_{ПК10} = 101{,}6$ м), вычисляют проектный уклон последнего участка трассы по формуле

$$i = \frac{101{,}6 - 94{,}59}{500} = 0{,}014,$$

а вслед за этим все остальные проектные отметки (см. рис. 190, графа *4*). Разности между проектными отметками и отметками земли по оси дороги называются рабочими отметками (рис. 191) они характеризуют высоту насыпи b и глубину выемки a на данной точке профиля. Точка пересечения проектной линии с линией профиля местности называется точкой нулевых работ или просто нулевой точкой. Поскольку нулевые точки образуют на местности границу между насыпью и выемкой, их положение необходимо определить. Из рис. 191 имеем

$$\frac{x}{b} = \frac{d-x}{a} \text{ и } x = d\frac{b}{a+b}, \qquad (16.6)$$

где d — расстояние между смежными точками профиля.

Например, для нулевой точки между пикетом ПК 8 и ПК 8+48 имеем

$$x = 48_{м} \cdot \frac{1{,}63}{0{,}55+1{,}65} = 35{,}5 \text{ м}.$$

Найденные рабочие отметки выписывают над проектной линией (насыпь) или под ней (выемка), а расстояния x — над условным горизонтом. Пользуясь данными пикетажного журнала, заполняют

графы «Развернутый план трассы» и «Грунты» (см. рис. 190, графы *1* и *2*).

По вычисленным пикетным обозначениям начала и конца кривых строят эти точки в принятом горизонтальном масштабе в графе «Кривые». На перпендикулярах, опущенных из точек НК и КК на линию пикетов, записывают расстояния между главными точками кривой и ближайшими пикетами, расположенными за ее пределами (10,09 и 55,40 для первой кривой, см. рис. 190) и 81,86 и 22,67 — для второй.

Для подсчета объемов земляных работ, осуществляемых при строительстве дороги, одновременно с продольным строятся поперечные профили местности. Масштаб их построения принимают одинаковым как для горизонтальных, так и для вертикальных направлений, чаще всего равным 1 : 200. На эти рабочие чертежи наносят поперечные сечения земляного полотна по заданным в проекте ширине проезжей части дороги, ее поперечному уклону и крутизне откосов. Определив площади смежных сечений и расстояния между ними, находят объемы земляных работ по известным формулам геометрии.

§ 192. СУЩНОСТЬ И НЕОБХОДИМАЯ ТОЧНОСТЬ ГЕОДЕЗИЧЕСКИХ РАЗБИВОЧНЫХ РАБОТ

Разбивкой инженерного сооружения или, что одно и то же, выносом его проекта в натуру называют комплекс геодезических работ по определению на местности положения будущего сооружения в плане и по высоте.

По своей сущности геодезические разбивочные работы являются процессом, обратным топографической съемке. При топографической съемке характерные точки ситуации и рельефа местности переносятся с местности на план; в процессе разбивки, наоборот, запроектированное на топографическом плане сооружение должно быть перенесено на местность.

Разбивке сооружения предшествует геодезическая подготовка его проекта, необходимая для правильного размещения главных и основных осей сооружения.

Главными осями являются две взаимноперпендикулярные оси симметрии сооружения I—I и II—II (рис. 192), а основными осями — линии А—А, В—В, 1—1 и 6—6, образующие контур сооружения. В пределах этого контура проходят параллельные основным осям продольные и поперечные промежуточные оси Б—Б, 2—2, 3—3, 4—4, 5—5, определяющие положение внутренних частей сооружений. При геодезическом контроле установки оборудования пользуются монтажными осями, смещенными параллельно основным осям на некоторое расстояние.

Геодезическая подготовка проекта состоит в вычислении координат пересечений осей сооружения в принятой системе координат; далее по вычисленным (проектным) координатам находят разбивочные элементы, т. е. дирекционные углы и расстояния, опре-

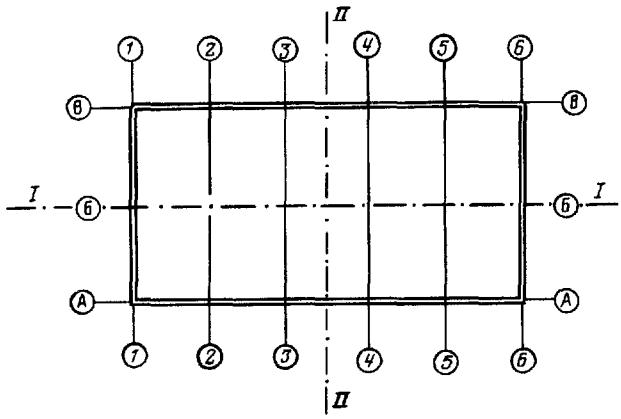


Рис. 192. Оси сооружения

деляющие положение этих точек относительно пунктов геодезической разбивочной основы.

Геодезическая разбивочная основа создается в соответствии с генеральным планом строительства в виде сетей триангуляции, полигонометрии, трилатерации, специальных видов геодезических построений (например, строительная сетка).

Осуществляемый от пунктов геодезической разбивочной основы вынос проекта сооружения в натуру выполняется в две стадии. В первой из них, называемой основными разбивочными работами, выносятся главные и основные оси. В следующей за этим стадии детальной разбивки от закрепленных на местности главных и основных осей разбиваются промежуточные (продольные и поперечные) оси сооружения. В заключительной стадии работ разбиваются монтажные оси и производится геодезический контроль за установкой технологического оборудования в проектное положение.

Требования к точности разбивочных работ на их первой стадии сравнительно невысоки; общее положение сооружения на местности может быть определено с погрешностью порядка нескольких сантиметров. Значительно точнее должна выполняться детальная разбивка, обеспечивающая строгую геометрическую связь между отдельными элементами сооружения. В этом случае величины допустимых погрешностей обусловливаются типом сооружения, его назначением, материалом, из которого оно возводится, и технологией производства работ.

В табл. 76 приведены некоторые допуски на изготовление и установку в проектное положение строительных конструкций и оборудования, взятые из строительных норм и правил (СНиП).

Каждый из допусков Δ_0 таблицы является предельной погрешностью, равной утроенной средней квадратической погрешности положения конструкции, т. е. $\Delta_0 = 3m$.

Таблица 76

Допуск	Величина допуска Δ_0
Отклонение размеров бетонных и железобетонных деталей от номинальных значений, мм	5
Смещение осей и балок и ферм по нижнему поясу относительно осей на опорных конструкциях, мм	5
Смещение осей фундаментальных блоков и стаканов фундаментов относительно разбивочных осей, мм	13
Отклонение отметок дна стаканов фундаментов от проектных, мм	—20
Отклонение осей колонн зданий и сооружений от вертикали в нижнем сечении, мм:	
при высоте колонн H до 4,5 м	10
свыше 4,5 до 15 м	15
свыше 15 м	$0{,}001 \cdot H$, но не более 35
Отклонение отметок верха колонн или их опорных площадок (кронштейнов, консолей) одноэтажных зданий от проектных, мм	10

Величина Δ_0 обусловлена тремя факторами:

погрешностями геодезических измерений m_Γ строительных и монтажных работ m_C и технологических расчетов m_T

$$m = \sqrt{m_\Gamma^2 + m_C^2 + m_T^2}. \qquad (16.7)$$

Можно считать, что каждый член подкоренного выражения формулы (16.7) оказывает одинаковое влияние на суммарную погрешность m, поэтому

$$m_\Gamma = m_C = m_T = \frac{\Delta_0}{3\sqrt{3}} \cong 0{,}20\Delta_0.$$

Следовательно, погрешность детальной разбивки не должна превышать 20 % величины допуска на уклонение положения конструкций от предельного. Для ответственных сооружений принимают

$$m_\Gamma = 0{,}10\Delta_0.$$

§ 193. ЭЛЕМЕНТЫ ГЕОДЕЗИЧЕСКИХ РАЗБИВОЧНЫХ РАБОТ

Разбивка проектного горизонтального угла. Установив над вершиной угла B теодолит, ориентируют его лимб по заданному направлению BA (рис. 193, *а*). Движением алидады откладывают проектный угол β и фиксируют на местности шпилькой вторую сторону угла BC_1. Для исключения коллимационной погрешности переводят зрительную трубу через зенит и откладывают величину

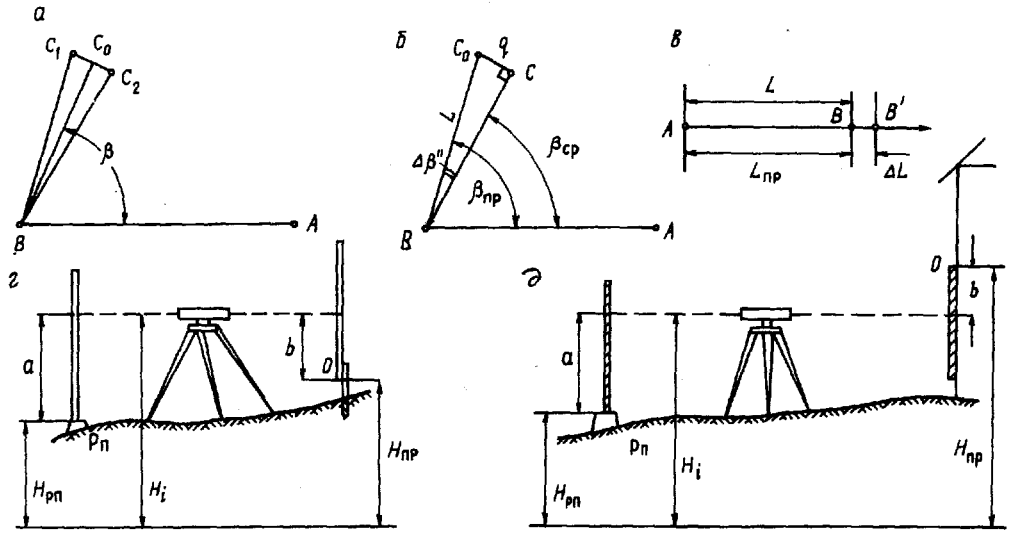


Рис. 193. Элементы геодезических разбивочных работ:

а, б — разбивка проектного горизонтального угла; *в* — разбивка проектного расстояния; *г, д* — вынос в натуру проектной отметки

угла β при другом положении вертикального круга (ABC_2). Разделив расстояние C_1C_2 пополам, принимают биссектрису BC_0 за вторую сторону проектного угла.

Если точность отсчетного устройства прибора ниже требуемой точности разбивки проектного угла, пользуются способом редуцирования. Построенный угол ABC многократно измеряют и находят его среднее значение $\beta_{ср}$ (см. рис. 193, *б*). Сравнивая величину $\beta_{ср}$ с проектной $\beta_{пр}$, находят угловую редукцию (поправку в угол) $\Delta\beta$

$$\Delta\beta = \beta_{пр} - \beta_{ср}$$

и соответствующую ей линейную редукцию

$$q = \frac{\Delta\beta''}{\rho''}L,$$

где L — измеренная длина стороны BC.

Отложив q вдоль перпендикуляра к BC, фиксируют точку C_0; угол C_0BA и есть проектный угол $\beta_{пр}$.

Для первого способа разбивки средняя квадратическая погрешность m_β проектного угла $\beta_{пр}$ вычисляется по формуле

$$m_\beta = \sqrt{m_п^2 + m_и^2 + \frac{l^2\rho^2}{L^2} + \frac{m_ф^2\rho^2}{2L^2}}, \qquad (16.8)$$

где $m_п$ — средняя квадратическая погрешность собственно построения угла; ее величина определена ГОСТом в зависимости от конструкции теодолита, $m_и$ — средняя квадратическая погрешность измерения горизонтального угла, обусловленная несовершенством прибора и ошибками его приведения в рабочее положение; два последних члена формулы (16.8) выражают соответственно влияние на точность разбивки погрешностей центрирования прибора e и фиксации $m_ф$ визирной цели. Значения e и $m_ф$ могут быть приняты по данным таблиц 77 и 78.

П р и м е р. Рассчитать погрешность m_β угла $\beta_{пр}$, вынесенного в натуру теодолитом Т15. Длины сторон угла одинаковы и равны $L = 40$ м, визирная ось трубы наклонена к горизонту под углом $\nu = 5°$. Центрирование прибора производилось оптическим отвесом, сторона угла фиксировалась карандашом на гладкой поверхности бетона.

Р е ш е н и е. Для теодолита Т15 $m_п = 15''$ величина второго члена формулы (16.8) складывается из двух погрешностей: — погрешности нанесения делений на лимбе горизонтального круга, равной $7''$ и погрешности $m_{накл}$ за уклонение оси вращения прибора от вертикали и вычисляемой по формуле

$$m_{накл} = \tau'' \operatorname{tg} \nu,$$

где τ'' — цена деления цилиндрического уровня горизонтального круга; для данного примера $\tau'' = 45''$.

Таблица 77

Типы центрира	e, мм
Нитяный отвес в обычных условиях	10
Нитяный отвес с установкой ветровой защиты	2—3
Механический (штанговый)	5—10
Оптический	0,5

Таблица 78

Способ фиксации	$m_ф$, мм
Деревянным колышком, забиваемым в грунт	2,0
Металлическим штырем, забиваемым в грунт	1,5
Шпилькой на поверхности земли	0,7
Прочерчиванием карандашом по гладкой поверхности бетона	0,5

Таким образом

$$m_{накл} = 45''\operatorname{tg} 5^\circ = 4''; \quad m_и = \sqrt{7''^2+4''^2} = 8''.$$

Из таблиц 77 и 78 выбираем $e = 0{,}5$ мм и $m_ф = 0{,}5$ мм. Подставив в формулу (16.8) численные значения входящих в нее членов, получим

$$m_\beta = \sqrt{15^2+8^2+\frac{0{,}5^2\cdot 206265^2}{40000^2}+\frac{0{,}5^2\cdot 206265^2}{2\cdot 40000^2}} = 17''.$$

Если проектный угол выносится в натуру способом редуцирования, его средняя квадратическая погрешность находится из выражений

$$m_\beta = \sqrt{m_{\beta'}^2+m_{\Delta\beta}^2}, \tag{16.9}$$

где

$$m_{\beta'} = \sqrt{\frac{m_п^2}{n}+m_и^2+\frac{e^2\rho^2}{L^2}+\frac{m_ф^2\rho^2}{2L^2}}, \tag{16.10}$$

$$m_{\Delta\beta} = m_q\cdot\rho''/L, \tag{16.11}$$

В формулах (16.10) и (16.11) n — число приемов, m_q — средняя квадратическая погрешность отложения длины линейной редукции.

Пример. Вычислить погрешность m разбивки проектного горизонтального угла β построенного теодолитом Т15 способом редуцирования. Величина угла β получена как среднее арифметическое из 8 приемов. Отрезок q измерен миллиметровой линейкой с точностью $m_q = 1$ мм, остальные исходные данные те же, что и в предыдущем примере.

Р е ш е н и е. Приняв, по-прежнему, $m_и = 8''$ по формуле (16.10) получим $m_{\beta'} = \sqrt{15^2/8 + 8^2 + 3^2 + 1{,}8^2} = 10''$.

Так как $m_{\Delta\beta} = \frac{1 \text{ мм} \cdot 206265''}{40000 \text{ мм}} = 5''$ по формуле (16.9) окончательно имеем $m_\beta = \sqrt{10^2 + 5^2} = 11''$.

Разбивка проектного расстояния способом редуцирования. От точки A (рис. 193, *в*) в заданном направлении AB откладывают приближенное значение проектного расстояния, закрепляют его в точке B' и многократно измеряют стальной прокомпарированной рулеткой. В вычисленное затем среднее значение длины отрезка $AB' = L'$ вводят поправки:

за компарирование рулетки $L' \cdot \frac{l - l_0}{l}$,

за температуру $\alpha L'(t - t_0)$,

за наклон линии к горизонту — $\frac{h^2}{2L'}$,

где l — фактическая длина рулетки, l_0 — номинальная ее длина, α — коэффициент линейного расширения стали, t — температура при измерениях, t_0 — температура при компарировании, h — превышение между концами линии.

Фактически отложенное расстояние будет равно

$$L = L' + L' \cdot (l - l_0)/l + \alpha L'(t - t_0) - h^2/2L'.$$

Значение поправки в это расстояние (редукцию ΔL) находят по формуле

$$\Delta L = L - L_{\text{пр}},$$

где $L_{\text{пр}}$ — проектное расстояние и откладывают ΔL от точки B' с соответствующим знаком.

Средняя квадратическая погрешность проектного расстояния, вынесенного в натуру способом редуцирования, определяется формулой

$$m_L = \sqrt{m_{\Delta\text{к}}^2 \cdot L^2/l^2 + \left(m_{\Delta h}^2 + m_{\Delta t}^2 + m_{\text{нат}}^2\right) L/l + m_{\Delta L}^2} \qquad (16.12)$$

В формуле (16.12) $m_{\Delta\text{к}}$, $m_{\Delta h}$, $m_{\Delta t}$ — соответственно средние квадратические погрешности определения поправок за компарирование, наклон и температуру мерного прибора, $m_{\text{нат}}$ — средняя квадратическая погрешность натяжения рулетки, $m_{\Delta L}$ — средняя квадратическая погрешность отложения редукции ΔL.

Значения погрешностей $m_{\Delta\text{к}}$ и $m_{\Delta L}$ берутся на основе опыта производства работ, величины же $m_{\Delta h}$, $m_{\Delta t}$, $m_{\text{нат}}$ находятся из соотношений

$$m_{\Delta h} = h^2/l + h^3/2l^3,$$

$$m_{\Delta t} = \alpha \cdot l \cdot m_t,$$

$$m_{нат} = l \cdot \Delta F/\omega E, \qquad (16.13)$$

где m_h, m_t — средние квадратические погрешности измерений превышения h между концами отрезка AB' и температуры t, α — коэффициент линейного расширения материала, из которого изготовлен мерный прибор (для стали $\alpha = 12 \cdot 10^{-6}$); ΔF — разность между нормативным и действительным натяжением мерного прибора; ω — площадь поперечного сечения полотна мерного прибора; E — модуль упругости материала, из которого изготовлен мерный прибор (для стали $E = 2 \cdot 10^6$ кг/см^2).

Пример. Вычислить среднюю квадратическую погрешность проектного расстояния $L = 20$ м, выносимого в натуру стальной рулеткой длиной $l = 20$ м с площадью поперечного сечения полотна $\omega = 2$ мм^2; превышение h между концами рулетки равно 0,4 м.

Решение. Принимая $m_{\Delta k} = 0{,}6$ мм, $m_{\Delta L} = 1$ мм, $m_h = 2$ мм, $m_t = 2°$, $\Delta F = 2$ кг (натяжение рулетки производилось динамометром), по формулам (16.13) получим

$$m_{\Delta h} = \left(\frac{0{,}40^2}{20} + \frac{0{,}40^3}{2 \cdot 20^3}\right) \cdot 2 \text{ мм} = 0{,}04 \text{ мм},$$

$$m_{\Delta t} = 12 \cdot 10^{-6}\, 20 \cdot 2 = 0{,}5 \text{ мм}, \; m_{нат} = \frac{20000 \text{ мм} \cdot 2 \text{ кг}}{2 \cdot 20000 \text{ кг/мм}^2} = 1 \text{ мм},$$

и окончательно

$$m_L = \sqrt{\frac{0{,}6^2 \cdot 20^2}{20^2} + (0{,}04^2 + 0{,}5^2 + 1^2) \cdot \frac{20}{20} + 1^2} = 1{,}6 \text{ мм}.$$

Вынесение на местность проектной отметки. Проектные отметки выносят в натуру от ближайшего репера (см. рис. 193, *г*) способом горизонта прибора. Задача сводится к определению отсчета b по рейке в заданной точке, отметка которой равнялась бы проектной отметке $H_{пр}$.

Установив рейку на репер с отметкой $H_{рп}$, берут по ней отсчет a и вычисляют горизонт прибора H_i по формуле

$$H_L = H_{рп} + a.$$

Отсчет b по рейке, соответствующий проектной отметке $H_{пр}$ будет равен

$$b = H - H_{пр}.$$

Далее перемещают рейку вверх или вниз над заданной точкой до получения по ней вычисленного отсчета b, после чего фиксируют положение пятки рейки на забитом рядом колышке.

В процессе геодезического обеспечения строительства проектную отметку приходится передавать не только вниз, как изображено на рис. 193, *г*, но и наверх. В этом случае проектная отметка будет превышать значение горизонта прибора (см. рис. 193, *д*)

и проектный отсчет b станет условно отрицательным. Это означает, что рейку необходимо расположить нулем вверх и перемещать по вертикали до получения этого отсчета.

Возможен и еще один вариант передачи проектной отметки вверх или вниз: величина отсчета b больше, чем длина нивелирной рейки; тогда для выноса в натуру проектной отметки пользуются стальной рулеткой необходимой длины.

Оценка точности выноса в натуру проектной отметки выполняется по формуле

$$m_H = \sqrt{m_{\text{рп}}^2 + m_a^2 + m_b^2 + m_i^2 + m_{\text{ф}}^2}, \qquad (16.14)$$

где $m_{\text{рп}}$ — средняя квадратическая погрешность отметки исходного репера, m_a — то же отсчета по рейке на репере, m_b — то же установки рейки на проектный отсчет, m_i — то же за непараллельность визирной оси трубы оси цилиндрического уровня,

$$m_i = \Delta L \frac{i''}{\rho''},$$

где ΔL — неравенство расстояний от нивелира до реек; i'' — угол между визирной осью трубы и осью цилиндрического уровня; $m_{\text{ф}}$ — средняя квадратическая погрешность фиксации пятки рейки.

Средние квадратические погрешности m_a и m_b определяются из выражения

$$m_a = m_b = \sqrt{m_{\text{ур}}^2 + m_{\text{окр}}^2 + m_{\text{ш}}^2}. \qquad (16.15)$$

В формуле (16.15) $m_{\text{ур}}$, $m_{\text{окр}}$, $m_{\text{ш}}$ — соответственно средние квадратические погрешности установки уровня в нуль-пункт, округления отсчета по рейке и нанесения делений шкалы рейки

$$m_{\text{ур}} = 1{,}5\tau'' \cdot L \cdot 10^{-4} \text{ мм},$$

$$m_{\text{окр}} = 0{,}33t + 0{,}2L/v,$$

$$m_{\text{ш}} = 0{,}5 \text{ мм}, \qquad (16.16)$$

где τ'' — цена деления цилиндрического уровня нивелира; L — расстояние от нивелира до рейки; t — цена деления шкалы рейки ($t = 10$ мм); v — увеличение зрительной трубы.

П р и м е р. Оценить точность выноса в натуру проектной отметки нивелиром Н3 ($\tau'' = 15''$, $v = 30^{\times}$) при расстоянии от реек до прибора $L = 75$ м и фиксации рейки колышком.

Р е ш е н и е. По формулам (16.16) находим

$$m_{\text{ур}} = 1{,}5 \cdot 15'' \cdot 75 \cdot 10^{-4} = 0{,}17 \text{ мм},$$

$$m_{\text{окр}} = 0{,}03 \cdot 10 + 0{,}2 \cdot \frac{75}{30} = 0{,}80 \text{ мм},$$

$$m_{\text{ш}} = 0{,}5 \text{ мм}.$$

Подставляя в формулу (16.15) численные значения входящих в нее членов, получим

$$m_a = m_b = \sqrt{0{,}17^2 + 0{,}80^2 + 0{,}5^2} = 0{,}95 \text{ мм}.$$

При $\Delta L = 10$ м и $i'' = 10''$ для m_i найдем

$$m_i = 10 \text{ м} \cdot \frac{10''}{206265''} = 0{,}48 \text{ мм}.$$

Приняв по табл. 78 $m_\Phi = 2$ мм и погрешность исходного репера $m_{рп} = 2$ мм, окончательно будем иметь

$$m_H = \sqrt{2^2 + 0{,}95^2 + 0{,}95^2 + 0{,}48^2 + 2^2} = 3{,}2 \text{ мм}.$$

§ 194. СПОСОБЫ РАЗБИВКИ СООРУЖЕНИЙ

Разбить сооружение — значит определить на местности положение его характерных точек. Различают следующие способы разбивки сооружений: полярных координат, прямой угловой засечки, прямоугольных координат, линейной и створной засечек.

Выбор одного из этих способов обусловлен расположением объекта строительства, его формой и размерами, возможностью производства угловых и линейных измерений и требуемой точностью разбивки.

Способ полярных координат. Применение этого способа целесообразно, если сооружение находится вблизи геодезической разбивочной сети и окружающая его местность удобна для выполнения линейных измерений. Разбивке предшествует геодезическая подготовка проекта: по заданным (или определенным графически) координатам $x_C y_C$ точки C сооружения (рис. 194, *а*) и известным координатам $x_I y_I$ пункта I разбивочной основы вычисляют разбивочные элементы:

дирекционный угол $\alpha_{I-C} = \operatorname{arctg} \frac{y_C - y_I}{x_C - x_I}$,

полярное расстояние $L_{I-C} = (y_C - y_I) / \sin \alpha_{I-C} = (x_C - x_I) / \cos \alpha_{I-C}$

полярный угол $\varphi = \alpha_{I-II} - \alpha_{I-C}$.

Положение точки C на местности определяют, установив над пунктом I теодолит и отложив от направления I—II угол φ, а от пункта I — расстояние L_{I-C}.

П р и м е р. Вычислить разбивочные элементы для двух точек промышленного здания (рис. 195) по следующим исходным данным: координаты пересечений основных осей равны соответственно $x_{А/1} = 1126{,}13$ м, $y_{А/1} = 2272{,}80$ м, $x_{А/4} = 1101{,}92$ м, $y_{А/4} = 2321{,}07$ м; координаты исходных пунктов $x_{11} = 1123{,}24$ м, $y_{11} = 2265{,}19$ м, $x_{12} = 1088{,}21$ м, $y_{12} = 2334{,}08$ м; длина здания 54 м, ширина 24 м. Образец схемы вычислений с применением тригонометрических таблиц приведен в табл. 79.

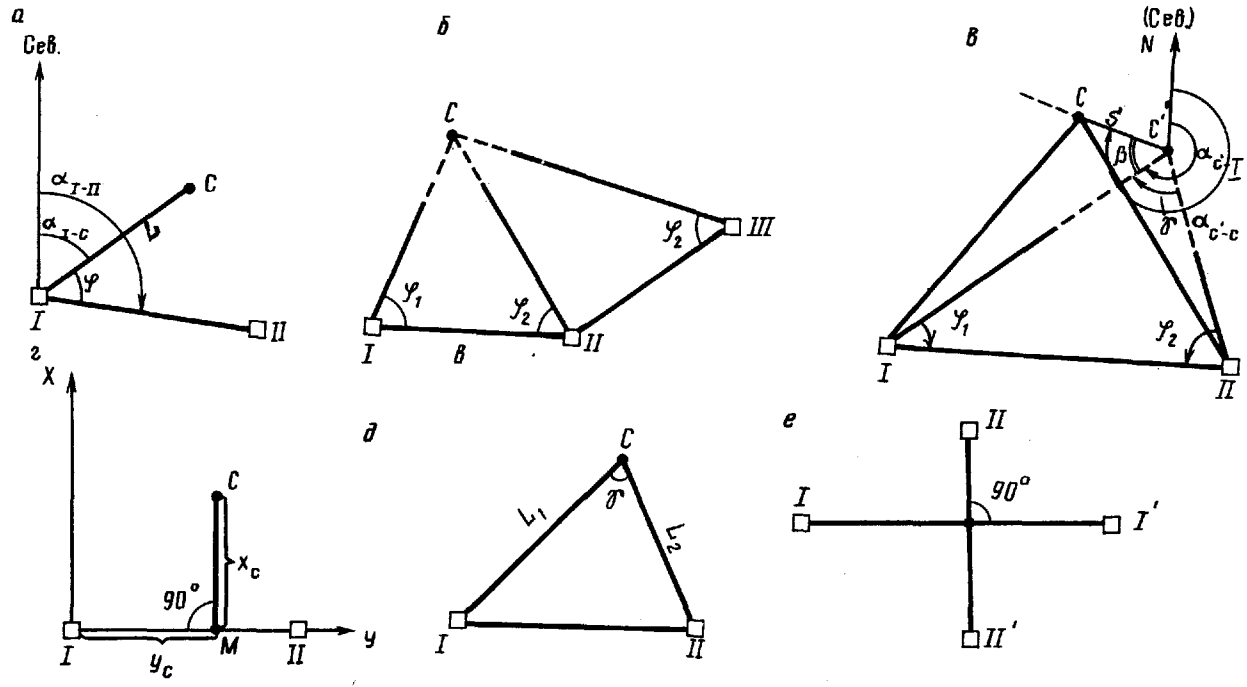


Рис. 194. Способы разбивки сооружений:

а — полярных координат; *б* — прямой угловой засечки; *в* — прямоугольных координат; *г* — линейной засечки; *д* — створной засечки; *е* — замкнутого треугольника

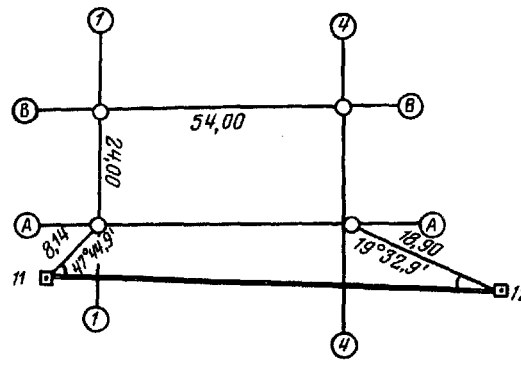


Рис. 195. Схема разбивки здания полярным способом

Оценка точности положения точки, вынесенной в натуру способом полярных координат, выполняется по формуле

$$m = \sqrt{m_L^2 + (m_\varphi^2/\rho^2)L^2 + m_\Phi^2}, \qquad (16.17)$$

где m_L и m_φ — средние квадратические погрешности отложения расстояния L и угла φ, m_Φ — средняя квадратическая погрешность фиксации разбиваемой точки.

П р и м е р. Найти среднюю квадратическую погрешность положения точки, вынесенной в натуру теодолитом Т30 ($m_\varphi = 30''$) ; расстояние $L = 50$ м отложено со средней квадратической погрешностью $m_L/L = 1/2000$.

Р е ш е н и е. Приняв по табл. 78 $m_\Phi = 1{,}5$ мм и подставив в формулу (16.17) численные значения входящих в нее членов, получим

$$m = \sqrt{25^2 + \frac{900 \cdot 50000^2}{206265^2} + 1{,}5^2} = 26 \text{ мм}.$$

Способ прямой угловой засечки. При значительных расстояниях от исходных пунктов до проектной точки ее положение определяют пересечением сторон I—C и II—C углов φ_1 и φ_2, отложенных одновременно двумя теодолитами от базиса $в$ (см. рис. 194, *б*). Контроль положения точки C осуществляется визированием с пункта III под вычисленным углом φ_3. Как и в предыдущем способе разбивки, разбивочные углы φ_1, φ_2 и φ_3 находят из решения обратной геодезической задачи по координатам исходных пунктов и проектной точки C. Погрешность определения точки прямой угловой засечкой определяется формулой

$$m = \frac{m_\varphi''}{\rho''} \cdot b \sqrt{\frac{\sin^2\varphi_1 + \sin^2\varphi_2}{\sin^4\gamma} + m_ц^2 + m_\Phi^2}, \qquad (16.18)$$

Таблица 79

Обозначения	2 / 1	A/1 / 11		A/4 / 12		12 / 11	
x_2	y_2	1126,13	2272,80	1101,92	2321,07	1088,21	2334,08
x_1	y_1	1123,24	2265,19	1088,21	2334,08	1123,24	2265,19
x_2-x_1	y_2-y_1	+2,89	+7,61	+13,71	—13,01	—35,03	+68,89
$\operatorname{tg}\alpha_{1-2}$		2,63322		0,94894		1,96660	
α'	α	69°12′18″	69°12′18″	43°29′57″	316°30′03″	63°02′49″	116°57′11″
$\cos\alpha$	$\sin\alpha$	0,35502	0,93486	0,72538	0,68834	0,45326	0,89138
l	l	8,14	8,14	18,90	18,90	77,28	77,28
α_{11-12}	α_{12-11}	116°57′11″	296°57′11″			116°57′11″	296°57′11″
$\alpha_{11-A/1}$	$\alpha_{12-A/4}$	69°12′18″	316°30′03″				
φ_1	φ_2	47°44′53″	19°32′52″				

где $m_ц$ и $m_ф$ — соответственно средние квадратические погрешности центрирования теодолитов и фиксации проектной точки

$$\gamma = 180° - (\varphi_1 + \varphi_2).$$

Пример. Вычислить среднюю квадратическую погрешность m выноса в натуру проектной точки C угловой засечкой двумя теодолитами Т15 ($m_\varphi = 15''$) для следующих исходных данных: базис

$b = 120{,}588$ м, $\varphi_1 = 70°20{,}1'$, $\varphi_2 = 68°19{,}98'$, $\gamma = 41°20{,}0'$.

Точка C фиксировалась в грунте металлическим штырем.

Решение. Приняв по таблицам 77 и 78 $m_ц = 0{,}5$ мм и $m_ф = 1{,}5$ мм по формуле (16.18) получим

$$m = \frac{15'' \cdot 120{,}588}{206265''}\sqrt{\frac{0{,}94168^2 + 0{,}92934^2}{0{,}66043}} + 0{,}5^2 + 1{,}5^2 = 28{,}5 \text{ мм}.$$

Способ замкнутого треугольника. При недостаточной точности прибора или неблагоприятной конфигурации треугольника засечки (угол γ мал) погрешность положения вынесенной в натуру точки C может превысить допустимую проектом величину. В этом случае точку C редуцируют на проектное положение следующим способом. Измерив в треугольнике I—II—C' углы φ_1, φ_2 и γ (см. рис. 194, *в*) вычисляют и распределяют угловую невязку. По уравненным углам и длинам сторон треугольника I—C и II—C, вычисленным в процессе решения обратной геодезической задачи, находят фактические (исполнительные) координаты его вершины C. По разностям проектных x_C, y_C и исполнительных $x_{C'}y_{C'}$ координат вычисляют элементы редукции

$$\operatorname{tg} \alpha_{C'-C} = (y_C - y_{C'})/(x_C - x_{C'}),$$

$$s = (y_C - y_{C'})/\sin \alpha_{C'-C} = (x_C - x_{C'})/\cos \alpha_{C'-C}, \qquad (16.19)$$

$$\beta = \alpha_{C'-C} - \alpha_{C'-I}.$$

Установив теодолит в точке C', строят от линии C'—I угол β. По направлению, указанному стрелкой, откладывают расстояние и закрепляют колышком точку C.

Пример. Вычислить элементы редукции β и s проектной точки C по следующим данным: $x_C = 601{,}558$ м, $y_C = 700{,}806$ м, $x_C = 601{,}463$ м, $y_C = 700{,}916$ м, $\alpha_{C'-I} = 231°10{,}0'$..

Решение. Подставляя в формулы (16.19) численные значения входящих в них величин, имеем

$$\operatorname{tg} \alpha_{C'-C} = \frac{601{,}558 \text{ м} - 601{,}463 \text{ м}}{700{,}806 \text{ м} - 700{,}916 \text{ м}} = 1{,}15789,$$

$$\alpha_{C'-C} = 310°48{,}9',$$

$$s = \frac{-0{,}110}{-0{,}75682} = \frac{+0{,}095}{+0{,}65362} = 0{,}145 \text{ м},$$

$$\beta = 310°48{,}9' - 231°10{,}0' = 79°38{,}9'.$$

Способ прямоугольных координат. Вдоль заданного направления I—II (см. рис. 194, *г*) откладывают отрезок y_C — ординату проектной точки C — конец которого M закрепляется. В точке M устанавливают теодолит и при двух положениях вертикального круга строят перпендикуляр к линии I—II, по направлению которого откладывают абсциссу x_C точки C.

Средняя квадратическая погрешность разбивки точки способом прямоугольных координат вычисляется по формуле

$$m = \sqrt{m_x^2 + m_y^2 + \frac{m_{90°}^2}{\rho^2} \cdot x^2 + m_\Phi^2}, \qquad (16.20)$$

где m_x и m_y — средние квадратические погрешности построения отрезков x и y, $m_{90°}$ — средняя квадратическая погрешность построения прямого угла; m_Φ — средняя квадратическая погрешность фиксации проектной точки C.

П р и м е р. Рассчитать точность выноса в натуру проектной точки, если перпендикуляр x строился теодолитом Т30 $m_{90°} = 30''$, $x = 54{,}00$ м и $y = 72{,}00$ м откладывались стальной рулеткой с точностью 1 : 1000. Точка фиксировалась металлическим штырем в грунте ($m_\Phi = 1{,}5$ мм).

Р е ш е н и е. По формуле (16.20) имеем

$$m = \sqrt{5{,}4^2 + 7{,}2^2 + \frac{900 \cdot 54000^2}{206265^2} + 1{,}5^2} = 12{,}0 \text{ мм}.$$

Способ линейной засечки. Сущность способа состоит в определении положения точки C (см. рис. 194, *д*) пересечением отрезков заданной длины L_1 и L_2 от концов базиса I—II. Точность разбивки точки этим способом определяется формулой

$$m = \sqrt{\frac{2m_L^2}{\sin^2\gamma} + m_\Phi^2}, \qquad (16.21)$$

где m_L — средняя квадратическая погрешность отложения отрезков L_1 и L_2 — угол их пересечения; m_Φ — средняя квадратическая погрешность фиксации проектной точки.

П р и м е р. Оценить точность разбивки точки C способом линейной засечки, если расстояния $L_1 = L_2 = 20$ м откладывались стальной рулеткой с точностью 1 : 3000; угол $\gamma = 40°$, точка фиксировалась карандашом на гладкой поверхности бетона.

Р е ш е н и е. Подставляя в формулу (16.21) численные значения ее членов, получим

$$m = \sqrt{2\left(\frac{20000^2}{3000^2 \cdot 0{,}64278^2}\right) + 1^2} = 14{,}7 \text{ мм}.$$

Способ створной засечки. Способ состоит в определении проектной точки на пересечении взаимно перпендикулярных визирных лучей по створам I—I′ и II—II′ (см. рис. 194, *е*), закрепленным на местности за пределами сооружения. Способ створной засечки применяется при разбивке сооружений прямоугольной конфигурации; при расстояниях между створными точками в пределах 20—30 м створами служат две монтажных проволоки, натянутые в двух взаимно перпендикулярных направлениях.

§ 195. ГЕОДЕЗИЧЕСКАЯ РАЗБИВОЧНАЯ ОСНОВА

Возведение современных крупноразмерных строительных объектов требует точного соблюдения проектной схемы геометрически и технологически связанных между собой сооружений. Это требование может быть выполнено лишь при наличии на стройплощадке пунктов геодезической разбивочной основы, обеспечивающей взаимную увязку всех проектных элементов строительного комплекса и получение исходных данных для выноса проекта в натуру.

Геодезическая разбивочная основа создается согласно генеральному плану строительства в виде сетей триангуляции, полигонометрии, трилатерации, нивелирования, а также специальных геодезических построений — строительной сетки или рядов четырехугольников без диагоналей.

Точность построения геодезической разбивочной основы должна соответствовать требованиям строительных норм и правил (табл. 80).

Наиболее распространенным видом геодезической разбивочной основы является строительная сетка (рис. 196) — система квадратов и прямоугольников со сторонами 100—200 м, параллельными основным осям сооружений. Ее проектируют на генеральном плане, размещая стороны фигур по возможности ближе к проектируемым сооружениям. Для удобства вычислений за начало координат условной системы выбирают пункт сетки, расположенный в юго-западном углу стройплощадки. От этого частного начала вычисляют координаты остальных пунктов по принятым в проекте длинам сторон фигур сетки.

Разбивку строительной сетки начинают с выноса в натуру двух главных направлений — *OM* и *ON*. Для этого предварительно вычисляют разбивочные элементы $\varphi_1\, \varphi_2\, \varphi_3\, L_1\, L_2\, L_3$, используя при этом определенные графически координаты пунктов *M* и *N* и заданные координаты исходных пунктов *3*, *4* и *5*. Параллельно направлениям *OM* и *ON* разбивают с точностью 1 : 1000 все запроектированные фигуры сетки и закрепляют их временными знаками (деревянными кольями, металлическими штырями, обрезками труб). Далее определяют исполнительные (фактические) координаты этих знаков известными в геодезии способами — полигонометрией, триангуляцией, трилатерацией или засечками.

Таблица 80

Характеристика объекта	Средняя квадратическая погрешность геодезической разбивочной основы		
	линейная $1/L$	угловая m''	превышения, мм m_h
Предприятия и группы зданий на участках площадью более 1 км^2, отдельно стоящие здания с площадью застройки более 100 тысяч м^2.	1/25000	3	4
Предприятия и группы зданий (сооружений) на участках площадью менее 1 км^2; отдельно стоящие здания с площадью застройки от 10 до 100 тысяч м^2.	1/10000	5	6
Отдельно стоящие здания с площадью застройки менее 10 тысяч м^2, дороги, инженерные сети в пределах застраиваемой территории.	1/5000	10	10
Дороги, инженерные сети вне застраиваемых территорий, земляные сооружения, организация рельефа.	1/2000	30	15

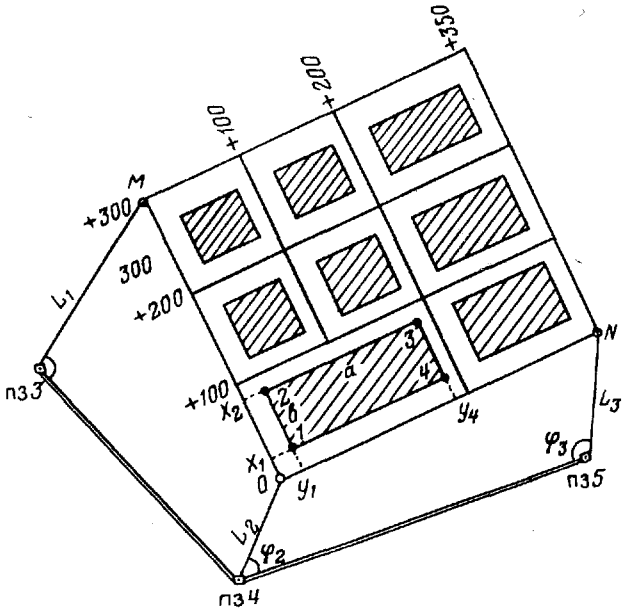


Рис. 196. Строительная сетка

По разностям исполнительных и проектных координат определяют элементы редукции, редуцируют пункты сетки на проектное положение и закрепляют их постоянными знаками.

Разбивка сооружений от строительной сетки выполняется способом прямоугольных координат. Геодезическая подготовка проекта в этом случае весьма простая; координаты одного из разбиваемых пунктов определяются графически (см. рис. 196), а координаты остальных вычисляются по заданным в проекте размерам и расстояниям, например $x_2 = x_1 + b$; $y_4 = y_1 + a$ и т. д.

Отметки пунктов строительной сетки, определенные нивелированием IV класса, используются при разбивке элементов сооружений по высоте. На крупных промышленных объектах и для зданий повышенной этажности прокладываются ходы нивелирования II и III классов. Пункты государственной нивелирной сети дополняются строительными реперами из расчета не менее двух для каждого объекта строительства, а для многосекционных зданий — по одному строительному реперу на каждую секцию.

§ 196. РАЗБИВКА И ЗАКРЕПЛЕНИЕ ОСЕЙ СООРУЖЕНИЙ

От вынесенных в натуру характерных точек сооружения разбиваются его основные оси. С этой целью в пункте $A/1$ (рис. 197, *а*) устанавливают теодолит и ориентируют его лимб на пункт $A/4$. Вдоль заданного створа измеряют отрезок $A/1—A/4$ в прямом и обратном направлениях и сравнивают среднее из результатов с его проектным значением $L_{пр}$ (54 м). Разность

$$\Delta L = L_{пр} - L_{ср}$$

является поправкой, на которую необходимо сместить точку $A/4$; если $\Delta L > 0$ отрезок $A/1—A/4$ нужно увеличить, если $\Delta L < 0$ — уменьшить.

Ориентируя лимб теодолита по направлению $A/1—A/4$, откладывают от него угол 90° и вдоль построенного перпендикуляра дважды (прямо и обратно) откладывают проектную ширину здания (24 м). После введения поправки ΔL фиксируют точку $B/1$.

Установив теодолит в точке $A/4$ ориентируют его лимб на точку $A/1$ и восстанавливают к направлению $A/4—A/1$ перпендикуляр, вдоль которого откладывают проектную ширину здания и фиксируют точку $B/4$ аналогично предыдущему. Для контроля разбивки измеряют расстояние $B/1—B/4$, а также диагонали полученного прямоугольника и сравнивают между собой измеренные и проектные длины. Расхождения между ними не должны превышать величин, приведенных в табл. 81. В рассмотренном примере величина пролетов (межосевые интервалы) не превышает 18 м, поэтому линейные и угловые измерения можно выполнять с точностью соответственно 1 : 5000 и 20″.

Для сохранения основных осей на весь мериод строительства каждую из них закрепляют створными знаками a, a', b, b', c,

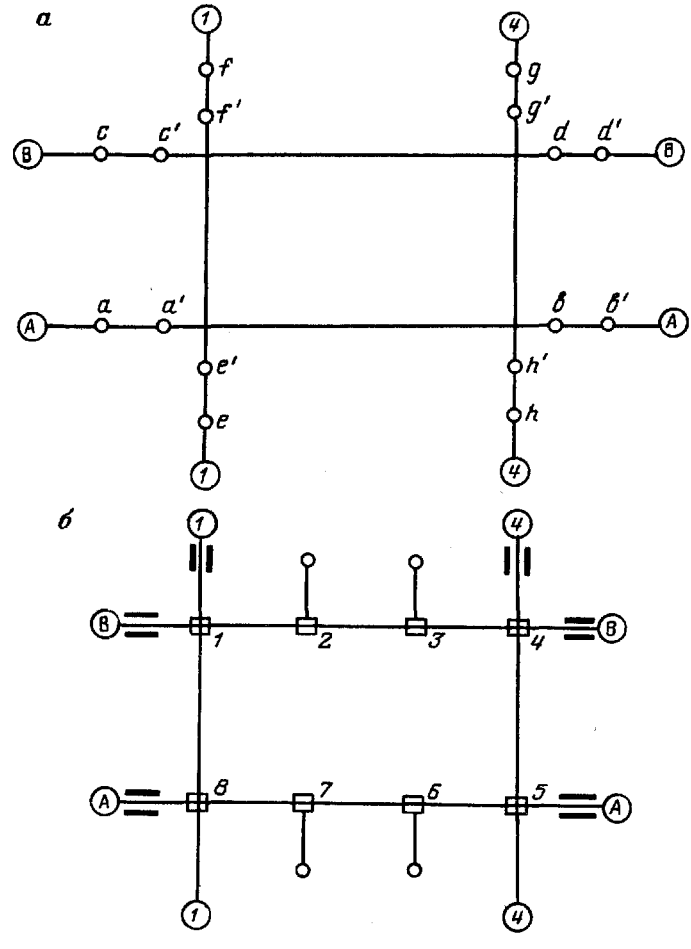


Рис. 197. Схема разбивки основных осей сооружения:
а — контроль разбивки и закрепления осей; *б* — схема разбивочной сети на исходном горизонте

c' ... *h*, *h'* (см. рис. 197, *а*). Знаки располагают вне зоны земляных работ и с таким расчетом, чтобы обеспечить возможность переноса осей на верхние этажи сооружения.

В первой стадии развития разбивочной сети с помощью теодолита переносят основные оси со створных знаков на цоколь здания и закрепляют их осевыми рисками и откраской — двумя полосками, нанесенными несмываемой краской симметрично осевой риске. На цоколь здания выносят также проектную отметку чистого пола первого этажа; это отметка, называемая нулевой, и служит исходной для последующих разбивок элементов конструкций по

Таблица 81

Характеристики зданий, сооружений, строительных конструкций	Средняя квадратическая погрешность построения разбивочных сетей		
	линейная 1/L	угловая m''	превышения, мм m_h
Металлические конструкции с фрезерованной контактной поверхностью; сборные железобетонные конструкции, монтируемые методом самофиксации в узлах; сооружения высотой свыше 100 до 120 м или с пролетами свыше 30—36 м	1/15000	5	1
Здания свыше 15 этажей, сооружения высотой более 60 и 100 м или с пролетами свыше 18 до 30 м	1/10000	10	2
Здания свыше 5 до 15 этажей, сооружения высотой более 15 до 60 м или с пролетами свыше 6 до 18 м	1/5000	20	2,5
Здания до 5 этажей, сооружения высотой до 15 м или с пролетами до 6 м	1/3000	30	3
Конструкции из дерева, инженерные сети, дороги, подъездные пути	1/2000	30	5
Земляные сооружения, организация рельефа	1/1000	45	10

высоте. Далее со знаков разбивки основных осей *А*/1, *А*/4, *В*/1 и *В*/4(см. рис. 197, *б*) строят створным способом на исходном горизонте пункты *1, 2, 3, 4, 5, 6, 7* и *8* плановой разбивочной сети (базовые знаки) и определяют их исполнительные координаты методами полигонометрии или трилатерации. Из сравнения исполнительных координат с проектными находят элементы редукции, смещают базовые знаки на проектное положение и закрепляют их в бетоне металлическими пластинами.

В дальнейшем с базовых знаков исходного горизонта переносят на монтажные горизонты разбивочные оси здания, необходимые для контроля монтажа конструкций каждого его этажа.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. *Ассур В. Л., Муравин М. М.* Руководство по летней геодезической и топографической практике. — М.: Недра, 1983.

2. *Ассур В. Л., Филатов А. М.* Практикум по геодезии. — М.: Недра, 1985.

3. *Баландин В. Н.* Аэрогеодезические системы в аэросъемке. — М.: Недра, 1983.

4. *Большаков В. Д.* Теория ошибок наблюдений. — М.: Недра, 1983.

5. *Геодезия*/Данилов В. В., Хренов Л. С. и др. — М.: Недра, 1976.

6. *Захаров А. И.* Справочник. Геодезические приборы. — М.: Недра, 1991.

7. *Инженерная* геодезия/Багратуни Г. В. и др. — М.: Недра, 1984.

8. *Инструкция* по нивелированию I, II, III и IV классов. — М.: Недра, 1990.

9. *Инструкция* по топографическим съемкам в масштабах 1 : 10 000 и 1 : 25 000. Полевые работы. — М.: Недра, 1978.

10. *Инструкция* по топографическим съемкам в масштабах 1 : 5000, 1 : 2000, 1 : 1000 и 1 : 500. — М.: Недра, 1985.

11. *Коломийчук Н. Д.* Гидрография. — Л.: ГУН и О, 1988.

12. *Коугия В. А., Сорокин А. И.* Геодезические сети на море. — М.: Недра, 1979.

13. *Основные* положения о государственной геодезической сети СССР. — М.: Недра, 1991.

14. *Основные* положения по созданию и обновлению топографических карт масштабов 1 : 10 000 — 1 : 1 000 000. РИО ВТС, 1984.

15. *Основные* положения по созданию топографических карт шельфа и внутренних водоемов. — М.: ЦНИИГАиК, ГУГК СССР, 1988.

16. *Руководство* по обновлению топографических карт. — М.: Недра, 1978.

17. *Руководство* по топографической съемке шельфа и внутренних водоемов. — М.: ЦНИИГАиК, 1989.

ОГЛАВЛЕНИЕ

Предисловие ... 3

Глава 1. **Общие сведения** ... 4
§ 1. Предмет и задачи геодезии ... 4
§ 2. Исторический обзор развития геодезии ... 5
§ 3. Организация топографо-геодезической службы в России. Перспективы развития топографо-геодезических работ ... 6
§ 4. Понятие о фигуре и размерах Земли ... 9
§ 5. Метод проекций ... 11
§ 6. Системы координат и высот, применяемых в геодезии ... 12
§ 7. План и карта. Понятие о проекции Гаусса—Крюгера ... 16

Глава 2. **Ориентирование** ... 18
§ 8. Азимуты и дирекционные углы ... 18
§ 9. Вывод формулы угла сближения меридианов ... 20
§ 10. Магнитные азимуты ... 22
§ 11. Буссоль ... 23

Глава 3. **Топографические карты и планы** ... 26
§ 12. Масштаб ... 26
§ 13. Классификация и назначение топографических карт и планов. Требования, предъявляемые к картам и планам ... 29
§ 14. Разграфка и номенклатура листов топографических карт и планов 30
§ 15. Зональная система координат. Километровая и картографическая сетки на топографических картах ... 37
§ 16. Картографические условные знаки. Классификация условных знаков 40
§ 17. Условные знаки элементов местности ... 42
§ 18. Основные формы рельефа местности ... 45
§ 19. Изображение рельефа местности на топографических картах и планах 46
§ 20. График заложений ... 50
§ 21. Решение задач по карте ... 51

Глава 4. **Линейные и угловые измерения** ... 54
§ 22. Измерения линий местности лентой ... 54
§ 23. Угловые измерения. Принцип измерения горизонтального угла ... 59
§ 24. Зрительные трубы ... 60
§ 25. Уровни ... 65
§ 26. Классификация теодолитов ... 67
§ 27. Устройство теодолитов ... 70
§ 28 Поверки и юстировки теодолитов ... 73
§ 29. Установка теодолита над вершиной измеряемого угла ... 76
§ 30. Способы измерения горизонтальных углов ... 77
§ 31. Точность измерения горизонтальных углов ... 81
§ 32. Назначение и устройство вертикального круга. Вычисление места нуля и вертикальных углов ... 82
§ 33. Поверки и юстировки вертикального круга ... 86
§ 34. Измерение вертикальных углов ... 87
§ 35. Нитяный дальномер ... 88

Глава 5. **Нивелирование** ... 93
§ 36. Назначение и виды нивелирования. Геометрическое нивелирование 93
§ 37. Классификация и устройство нивелиров ... 95
§ 38. Поверки нивелиров ... 97
§ 39. Нивелирные рейки ... 100

§ 40. Влияние кривизны Земли и рефракции на результаты нивелирования 102
§ 41. Государственная нивелирная сеть 104
§ 42. Нивелирные знаки 105
§ 43. Производство нивелирования III класса 108
§ 44. Производство нивелирования IV класса 113
§ 45. Особые случаи нивелирования. Полевые журналы 118
§ 46. Тригонометрическое нивелирование 120

Глава 6. **Съемочные геодезические сети** 122
§ 47. Общие сведения о геодезических сетях 122
§ 48. Проложение теодолитного хода 125
§ 49. Определение неприступных расстояний 127
§ 50. Уравнивание измеренных углов замкнутого теодолитного хода и вычисление дирекционных углов 128
§ 51. Уравнивание измеренных углов разомкнутого теодолитного хода 129
§ 52. Приращения координат. Прямая и обратная геодезические задачи 130
§ 53. Уравнивание приращений координат в теодолитных ходах 132
§ 54. Построение километровой сетки. Нанесение точек хода на план 135

Глава 7. **Основы теории погрешностей измерений** 137
§ 55. Методы и виды измерений 137
§ 56. Классификация погрешностей измерений 138
§ 57. Задачи теории погрешностей 141
§ 58. Свойства случайных погрешностей измерений 141
§ 59. Среднее арифметическое и его свойство 142
§ 60. Критерии точности результатов измерений 143
§ 61. Средние квадратические погрешности функций измеренных величин 146
§ 62. Средняя квадратическая погрешность среднего арифметического 153
§ 63. Уклонения от среднего арифметического и их свойство 154
§ 64. Средняя квадратическая погрешность одного измерения, вычисленная по уклонениям 155
§ 65. Обработка ряда равноточных измерений одной и той же величины 157
§ 66. Оценка точности по разностям двойных равноточных измерений 160
§ 67. Неравноточные измерения и веса их результатов 163
§ 68. Среднее весовое и его вес 165
§ 69. Уклонения результатов ряда неравноточных измерений и их свойство 166
§ 70. Средняя квадратическая погрешность единицы веса 167
§ 71. Погрешность единицы веса, вычисленная по истинным погрешностям 168
§ 72. Средняя квадратическая погрешность единцы веса, вычисленная по уклонениям 169
§ 73. Обработка ряда неравноточных измерений одной и той же величины 170
§ 74. Веса функций измеренных величин 172
§ 75. Оценка точности по разностям двойных неравноточных измерений. 173

Глава 8. **Уравнивание нивелирных и теодолитных ходов и сетей** 174
§ 76. Уравнивание одиночного нивелирного хода 174
§ 77. Уравнивание одиночного теодолитного хода 177
§ 78. Уравнивание нивелирной сети с одной узловой точкой 180
§ 79. Уравнивание системы теодолитных ходов с одной узловой точкой 181
§ 80. Уравнивание сети нивелирных ходов способом последовательных приближений 187
§ 81. Уравнивание системы теодолитных ходов с несколькими узловыми точками способом последовательных приближений 190
§ 82. Уравнивание нивелирных полигонов способом В. В. Попова 195

Глава 9. **Мензульная съемка** 198
§ 83. Общие сведения о топографических съемках 198
§ 84. Сущность мензульной съемки 200
§ 85. Устройство и поверки мензулы 202
§ 86. Устройство и поверки кипрегеля КН 203

§ 87. Определение расстояний и превышений кипрегелем КН 207
§ 88. Испытания кипрегеля КН 209
§ 89. Установка мензулы в рабочее положение 211
§ 90. Подготовка планшета к съемке 213
§ 91. Проложение мензульного хода 214
§ 92. Уравнивание мензульного хода 216
§ 93. Определение положения переходных точек 217
§ 94. Съемка рельефа и ситуации 223
§ 95. Кальки контуров и высот. Контроль съемки 226

Глава 10. **Тахеометрическая съемка** 228
§ 96. Сущность тахеометрической съемки 228
§ 97. Проложение тахеометрического хода 229
§ 98. Съемка рельефа и ситуации 230
§ 99. Особенности устройства тахеометров 231
§ 100. Составление плана 241

Глава 11. **Полевая подготовка аэрофотоснимков** 242
§ 101. Общие сведения 242
§ 102. Требования к точности определения координат плановых опознаков. Методы определения координат 243
§ 103. Составление проекта размещения плановых опознаков 245
§ 104. Выбор контуров, маркировка и опознавание 247
§ 105. Прямая засечка 248
§ 106. Обратная засечка 253
§ 107. Комбинированная засечка 259
§ 108. Триангуляционные построения 260
§ 109. Полярный способ 262
§ 110. Способ снесения координат с вершины знака на землю 266
§ 111. Параллактический способ 267
§ 112. Способ бездиагональных четырехугольников 270
§ 113. Сочетание методов плановой привязки опознаков 272
§ 114. Определение координат опознаков теодолитными ходами 274
§ 115. Требования к полевым измерениям при плановой привязке аэрофотоснимков 278
§ 116. Рекомендации по обработке результатов измерений при плановой подготовке 280
§ 117. Назначение и проектирование высотных опознаков 281
§ 118. Методы и точность определения высот опознаков 284

Глава 12. **Комбинированный метод съемки** 291
§ 119. Сущность комбинированной съемки 291
§ 120. Съемочное высотное обоснование 292
§ 121. Дешифрирование 295
§ 122. Съемка рельефа местности 298

Глава 13. **Определение азимута астрономическим методом** 299
§ 123. Астрономический азимут и его использование 299
§ 124. Небесная сфера и ее основные элементы 300
§ 125. Системы координат небесных светил 303
§ 126. Связь широты места наблюдения с небесными координатами 306
§ 127. Системы счета времени и его измерение 307
§ 128. Сущность определения азимута земного предмета астрономическим методом 314
§ 129. Сведения из сферической тригонометрии 315
§ 130. Параллактический треугольник 316
§ 131. Способы решения параллактического треугольника при определении азимута 318
§ 132. Наивыгоднейшие условия для определения азимута светила 320
§ 133. Астрономическая рефракция 322

§ 134. Определение поправки часов на момент наблюдений 323
§ 135. Определение азимута по высоте Солнца 326
§ 136. Определение азимута по часовому углу Солнца 333
§ 137. Определение азимута по часовому углу Полярной звезды 338

Глава 14. **Съемка шельфа и внутренних водоемов** 345
§ 138. Общие сведения. Сущность и назначение съемки шельфа 345
§ 139. Развитие съемочных работ на шельфе 346
§ 140. Содержание топографической съемки шельфа и внутренних водоемов 346
§ 141. Особенности топографических карт шельфа 348
§ 142. Развитие съемочного обоснования на берегу и на воде 350
§ 143. Уровенные посты 353
§ 144. Наблюдения за колебаниями уровня моря 355
§ 145. Суда, катера и шлюпки, используемые для производства работ на акваториях 356
§ 146. Средства и методы определения места судна 359
§ 147. Средства измерения глубин, промерные эхолоты 366
§ 148. Обзорно-поисковые гидролокаторы 368
§ 149. Приборы для определения скорости звука в морской воде 370
§ 150. Приборы для определения проб грунта 371
§ 151. Подготовительные работы 373
§ 152. Подробность съемки рельефа дна 374
§ 153. Расположение съемочных галсов 375
§ 154. Рабочие планшеты съемки 376
§ 155. Измерение глубин эхолотами и определение поправок эхолота 376
§ 156. Определение скорости звука в воде 379
§ 157. Инструментальные поправки 380
§ 158. Поправка за наклон дна 382
§ 159. Использование гидролокатора бокового обзора 382
§ 160. Промер со льда 385
§ 161. Съемка донных грунтов 386
§ 162. Контроль съемки в районе работ и отчетные документы 388
§ 163. Обработка материалов определения места судна 389
§ 164. Обработка материалов высотного обоснования 391
§ 165. Обработка материалов измерений глубин 392
§ 166. Составление съемочного оригинала 393
§ 167. Оценка качества материалов съемки 395
§ 168. Перспектива развития средств и методов съемки шельфа 397

Глава 15. **Обновление топографических карт** 399
§ 169. Общие положения 399
§ 170. Общая технологическая схема обновления топографических карт аэрофототопографическим методом 401
§ 171. Подготовительные работы 402
§ 172. Требования к аэрофотосъемке 406
§ 173. Плановая и высотная основа, фотограмметрическое сгущение сети опорных точек 408
§ 174. Камеральное дешифрирование аэрофотоснимков 410
§ 175. Выбор технологии создания оригиналов обновления 412
§ 176. Способы создания оригиналов обновления 413
§ 177. Особенности обновления топографических карт по космическим фотоснимкам 428
§ 178. Полевое обследование 430
§ 179. Оформление оригиналов обновления. Подготовка к изданию 431
§ 180. Оперативное исправление топографических карт 432
§ 181. Непрерывное обновление топографических карт 433
§ 182. Обновление карт масштабного ряда 436
§ 183. Перспективы обновления топографических карт с использованием цифровых и электронных методов 437

Глава 16. Топографо-геодезические работы при изысканиях и строительстве инженерных сооружений 439
§ 184. Общие сведения. Виды и задачи инженерных изысканий 439
§ 185. Топографические съемки на территории строительства 440
§ 186. Съемка инженерных коммуникаций 444
§ 187. Геодезическое обеспечение инженерно-геологических изысканий. Инженерно-гидрографические работы 446
§ 188. Геодезические работы при изысканиях линейных сооружений 447
§ 189. Разбивка круговых кривых 450
§ 190. Детальная разбивка круговых кривых 451
§ 191. Геодезические расчеты при проектировании трассы автомобильной дороги 453
§ 192. Сущность и необходимая точность геодезических разбивочных работ 458
§ 193. Элементы геодезических разбивочных работ 560
§ 194. Способы разбивки сооружений 467
§ 195. Геодезическая разбивочная основа 473
§ 196. Разбивка и закрепление осей сооружений 475
Список литературы 478

Геодезия: учебное пособие для техникумов. — М.:
Г 35 Картгеоцентр — Геодезиздат, 1995. — 483 с.: ил.
ISBN 5—86066—008—1

Приведены сведения о топографических картах и планах, о работе с ними; рассмотрены методы геодезических измерений, устройства приборов, применяемых при их выполнении, описаны поверки и испытания этих приборов. Изложены способы создания съемочных геодезических сетей и азимутальных определений для их ориентирования, а также основы теории погрешностей измерений и уравнительных вычислений. Особое внимание уделено производству топографических съемок, полевой подготовке аэрофотоснимков, обновлению топографических карт; рассмотрены некоторые задачи геодезического обслуживания строительства инженерных сооружений, методы съемки шельфа и внутренних водоемов.

Для учащихся топографических техникумов и колледжа.

Г $\frac{1802020000—7}{991(02)—95}$ Без объявл. ББК 26.1

УЧЕБНОЕ ИЗДАНИЕ

ГЕОДЕЗИЯ

Главный редактор *Л. Г. Иванова*
Редактор *В. М. Данилевич*
Технический редактор *Г. В. Лехова*
Корректор *М. Д. Мирзоева*
н/к

Сдано в набор 3.05.94. Подписано в печать 17.05.95. Формат 60×90 1/16. Бумага книжно-журнальная. Печать офсетная. Усл. печ. л. 30,5. Уч.-изд. л. 32,0. Тираж 2000 экз. Заказ 328.

«Картгеоцентр»—«Геодезиздат»
125413, Москва, Онежская ул., 26

Санкт-Петербургская картографическая фабрика ВСЕГЕИ
199178, Санкт-Петербург, Средний проспект, 72