gaudeamus

gaudeamus

Под ред. С.И. Матвеева

Учебник
для вузов

ИНЖЕНЕРНАЯ ГЕОДЕЗИЯ И ГЕОИНФОРМАТИКА



Под ред. С.И. Матвеева

ИНЖЕНЕРНАЯ ГЕОДЕЗИЯ И ГЕОИНФОРМАТИКА

Учебник
для вузов

Под ред. С.И. Матвеева

ИНЖЕНЕРНАЯ ГЕОДЕЗИЯ И ГЕОИНФОРМАТИКА

Рекомендовано УМО по образованию
в области геодезии и фотограмметрии в качестве учебника
для студентов негеодезических вузов, обучающихся
по дисциплине «Геодезия»

Москва
Фонд «Мир»
2012

Москва
Академический Проект
2012

УДК 528.48
ББК 26.12
И62

АВТОРЫ:

М.Я. Брынь — гл. 14, 18; *Г.С. Бронштейн* — гл. 14;
В.Д. Власов — гл. 3, 8, 9; *Ю.В. Визиров* — гл. 4, 6;
В.А. Коугия — гл. 2, 5, 7, 9.6, 12; *Б.А. Левин* — введение, гл. 19, 20;
С.И. Матвеев — введение, гл. 1, 3.8, 11, 13, 15, 16, 19;
У.Д. Ниязгулов — гл. 10, 17

РЕЦЕНЗЕНТЫ:

зав. кафедрой «Прикладная геодезия» Московского государственного университета геодезии и картографии (МИИГАиК), д-р техн. наук, проф. Е.Б. Клюшин;
зав. лабораторией спутниковой геодезии и геодинамики ЦНИИГАиК, д-р техн. наук В.И. Кафтан

И62 Инженерная геодезия и геоинформатика: Учебник для вузов / Под ред. С.И. Матвеева. — М.: Академический Проект; Фонд «Мир», 2012. — 484 с. — (Gaudeamus: библиотека геодезиста и картографа).

ISBN 978-5-8291-1356-8 (Академический Проект)
ISBN 978-5-919840-08-4 (Фонд «Мир»)

Рассмотрены теория и практика съемочных и разбивочных геодезических работ, выполняемых при изысканиях, проектировании, строительстве и эксплуатации инженерных сооружений.

Рассмотрены особенности геодезических работ при строительстве линейных сооружений, большое внимание уделено геодезическому обеспечению транспортно-строительного комплекса. Освещены современные достижения в инженерной геодезии и геоинформатике: геоинформационные и спутниковые навигационные системы и технологии, цифровые модели местности и сооружений. Обращено внимание на историческую взаимосвязь геодезии и навигации и на усиление взаимосвязи геодезии, геоинформатики и навигации в современных условиях, на стыке которых развивается новая область знаний — геоинформатика транспорта. Рассматривается возможность создания отраслевых транспортных геоинформационных систем на примере наиболее централизованной, а следовательно, наиболее управляемой системы железнодорожного транспорта Российской Федерации.

Для студентов специальностей транспортно-строительного, в особенности железнодорожного комплекса. Книга может быть использована учащимися других учебных заведений по курсам инженерной геодезии и геоинформатики.

УДК 528.48
ББК 26.12

© Коллектив авторов, 2011
© Оригинал-макет, оформление. Академический Проект, 2012
© Фонд «Мир», 2012

ISBN 978-5-8291-1356-8
ISBN 978-5-919840-08-4

ПРЕДИСЛОВИЕ

Экономические реформы, проводимые в России с 1991 г., привели в действие новые механизмы управления производственной и хозяйственной деятельностью страны.

Изыскания, проектирование и строительство транспортных объектов, ремонт, реконструкция и текущее содержание существующих объектов транспортной инфраструктуры сопровождаются соответствующими комплексами инженерно-геодезических работ.

Радикальные изменения, происшедшие в области измерительной техники, информационных и компьютерных технологий, определили ориентацию геодезии на принципы и методы геоинформатики — новой области знаний, связанной со сбором, хранением, обработкой и использованием геоинформации в различных сферах человеческой деятельности. Цифровые и электронные карты и планы, цифровые модели местности и сооружений быстро вытесняют привычные, рутинные бумажные технологии. Разработка и ведение геоинформационных систем и технологий входят в круг основных задач геодезистов и линейного персонала строительных объектов.

Геоинформационные системы и технологии, основанные на высокоточном определении положения объектов методами электронной тахеометрии и спутниковых радионавигационных систем, широко используются при ведении государственных автоматизированных систем земельного и имущественного кадастров, формировании в стране первичного рынка недвижимости, в системах управления территориями, транспортных навигационных системах, системах проектирования и управления объектами различной природы.

Своевременно принятая и успешно функционирующая Программа информатизации железнодорожного транспорта является примером широкоего применения геоинформационных систем и технологий в автоматизированных системах управления транспортными комплексами. Элементы этих перспективных технологий нашли отражение в новой программе курса инженерной геодезии как для студентов всех специальностей строительного профиля, так и студентов, специализирующихся в области управления инфраструктурой наземного транспорта и процессами перевозок.

Настоящий учебник предназначен для студентов вузов транспортно-строительного комплекса. Он включает в себя все вопросы геодезии и геоинформатики, с которыми специалист может встретиться на производстве при выполнении работ на всех стадиях функционирования объектов транспортно-строительного комплекса. В нем наряду с изложением общих вопросов в отдельных разделах приведены сведения по инженерной геодезии и геоинформатике, необходимые для различных специальностей. Таким образом, студент получает возможность изучать лишь те разделы учебника, которые соответствуют программе курса инженерной геодезии выбранной им специальности.

Авторы благодарят рецензентов: заведующего кафедрой «Прикладная геодезия» Московского государственного университета геодезии и картографии (МИИГАиК), проф., д-ра техн. наук Е.Б. Клюшина и заведующего лабораторией спутниковой геодезии ЦНИИГАиК д-ра техн. наук В.И. Кафтана за весьма ценные замечания.

ВВЕДЕНИЕ

В. 1. Предмет геодезии и ее связь с другими науками

Геодезия — одна из древнейших наук — возникла из практических потребностей человека в разделении земли на отдельные участки. В переводе с греческого «геодезия» означает «землеразделение» (гео — земля, дайдзо — делить на части).

Истоки геодезии теряются в глубокой древности. При раскопках Вавилона найден план, составленный за 3000 лет до н. э. Приемы геодезии широко использовались при строительстве пирамид и иригационных сооружений Древнего Египта, городов Шумера, Вавилона, Греции и Рима.

Геодезия изначально тесно связана с геометрией — наукой об измерении Земли. Ее иногда и определяют как практическую геометрию.

Термин «геодезия» предложен величайшим мыслителем древности Аристотелем (384 — 322 до н. э.). Им же была сформулирована основная задача геодезии — определение формы и размеров Земли. Уже в III в. до н. э. Эратосфен Александрийский достаточно точно определил радиус Земли, которую тогда принимали за шар.

Интенсивное развитие геодезии начинается в эпоху великих географических открытий в связи с необходимостью создания карт новых территорий, оживлением торговых связей, необходимостью ведения военных действий. Развитию и совершенствованию методов геодезических работ способствовали научные достижения в области математики, физики, астрономии. Так, например, изобретение Г. Галилеем в 1609 г. зрительной трубы позволило резко повысить точность геодезических измерений. Открытие И. Ньютоном закона всемирного тяготения позволило предположить, что Земля имеет форму сфероида вращения. Последующие затем экспериментальные измерения дуги меридиана, выполненные на разной широте, подтвердили гениальное предвидение И. Ньютона.

Первые дошедшие до нас сведения о выполнении геодезических работ в России относятся к 1069 г., когда под руководством князя Глеба по льду была измерена ширина Керченского пролива между Керчью (б. Корчев) и Таманью (б. Тмутаракань).

Интенсивное развитие геодезии в России связано с именем Петра I. В 1743 г. под руководством М.В. Ломоносова издается первый «Атлас Российской империи». Указами императрицы Екатерины II в 1779 г. открывается Константиновское императорское межевое училище, в 1809 г. — Санкт-Петербургский институт инженеров путей сообщения, в 1822 г. учреждается Корпус военных топографов, выполнявший впоследствии бóльшую часть топографо-геодезических работ в стране.

Новая страница в развитии геодезии начинается после образования по инициативе В.И. Вернадского специальным декретом Совнаркома от 15.03.1919 г. государственной картографо-геодезической службы страны — Высшего Геодезического Управления (ВГУ), первым руководителем которого был назначен заведующий кафедрой «Геодезия» Московского института инженеров железнодорожного транспорта, профессор С.М. Соловьев. Впоследствии им многие годы руководил генерал М.Д. Бонч-Бруевич. Под его руководством интенсивно развиваются методы аэрофотосъемки, позволившие в короткие сроки получить карты на всю территорию нашей огромной страны. Проводятся значительные научные исследования, выдвинувшие отечественную геодезическую науку на первое место в мире. Наши ученые первыми открыли эру космической геодезии.

В последние годы успехи геодезии связаны с широким применением цифрового и электронного картографирования, дистанционным зондированием Земли аэрокосмическими средствами, использованием глобальных навигационных систем определения положения, переходом на принципы геоинформатики и геоинформационных компьютерных систем (ГИС). Геоинформационные системы являются автоматизированными системами, связанными со сбором, хранением, обработкой, анализом, моделированием и представлением пространственно-координированной информации. Они находят применение во многих сферах человеческой деятельности, представляя собой наиболее мощное средство подготовки принятия решений, способное интегрировать в себя автоматизированные системы инвентаризации, проектирования и управления.

После этого краткого исторического экскурса дадим следующее современное определение геодезии как науки. Геодезия — наука об измерениях на земной поверхности и в околоземном пространстве, проводимых для определения формы и размеров Земли, отображения ее поверхности или отдельных частей в виде обычных карт, планов и профилей или цифровых компонентов геоинформационных систем, используемых для инвентаризации, проектирования, строительства и управления объектами и сооружениями.

Геодезия в процессе своего развития разделилась на ряд самостоятельных дисциплин: высшую геодезию, топографию, картографию, космическую геодезию, фотограмметрию и инженерную геодезию.

Высшая геодезия занимается изучением формы и размеров Земли и ее гравитационного поля, играющего фундаментальную роль в формировании фигуры нашего небесного тела.

Предметом изучения топографии являются небольшие участки земной поверхности, которые без ущерба для точности можно проектировать на плоскость, не учитывая кривизну Земли.

В задачу картографии входит отображение поверхности Земли и протекающих на ней процессов в виде различных, в том числе цифровых и электронных, карт;

Космическая геодезия включает в себя глобальные навигационные системы, являющиеся основой применяемых в настоящее время координатных систем, и системы космического дистанционного зондирования многоцелевого назначения, используемые для мониторинга поверхности Земли.

Фотограмметрия занимается определением формы, размеров и пространственного положения объектов по их фотографическому или цифровому изображениям.

В данном учебном курсе в той или иной степени используются необходимые сведения из этих дисциплин, однако основное внимание будет уделяться инженерной геодезии, под которой понимается комплекс геодезических работ, выполняемых при изысканиях, проектировании, строительстве и эксплуатации инженерных сооружений и монтаже технологического оборудования. Максимальное внимание мы постараемся уделить и геоинформатике как науке, изучающей все аспекты сбора, обработки и представления информации об объектах, процессах и явлениях, происходящих на Земле во времени и пространстве.

В теории и практике геодезии широко используются средства и методы математики, астрономии, информатики и геоинформатики, физики, электроники, географии, геофизики и других смежных наук. В свою очередь, геодезические данные являются необходимой информационной основой в различных сферах науки и производства.

В. 2. Инженерная геодезия и геоинформатика, их задачи и место при изысканиях, строительстве и эксплуатации инженерных сооружений

Обеспечение устойчивой работы транспорта России в условиях рыночной экономики предусматривает информационно-техно-

логическую реформу отрасли, отраженную, в частности, принятой Постановлением коллегии МПС от 28.02.1996 г. № 5 Программе информатизации железнодорожного транспорта России на период 1996 – 2005 гг. Программа предусматривает двухуровневую структуру, отражающую основные функции информатизации: первый уровень — уровень представления, определяется обеспечивающей функцией информатизации. Инженерная геодезия и геоинформатика как дисциплины информационного цикла путем наземных и аэрокосмических измерений обеспечивают на стадии инженерно-геодезических изысканий полную топографо-геодезическую геоинформацию, необходимую для проектирования и реконструкции сооружений железнодорожного транспорта в виде карт, планов, цифровых моделей местности, которые, собственно, и являются основой проектирования любых сооружений, в том числе с помощью систем автоматизированного проектирования (САПР). В процессе проектирования на картах и планах создаются проекты и цифровые модели сооружений.

В процессе строительства с помощью геодезических измерений осуществляют обратное геометрическое преобразование; переносят проект сооружения на местность, выполняя так наз. разбивочные геодезические работы. Этот процесс именуют геодезическим сопровождением строительно-монтажных работ. Основные и наиболее ответственные работы в нем выполняет геодезическая служба строительно-монтажных подразделений. Значительная часть разбивочных работ на строительной площадке выполняется линейным персоналом строительной организации.

По окончании строительства объекта и в период его эксплуатации возникает задача периодического контроля за состоянием возведенного сооружения, называемая в последнее время мониторингом состояния сооружения. Такой мониторинг выполняется специализированными изыскательскими и геодезическими организациями как наземными, так и аэрокосмическими методами.

Принятые в строительном и транспортном комплексах России Программы информатизации нацеливает нас на использование на всех этапах строительства любого транспортного объекта новейших информационных технологий. Наиболее динамично развиваются в данный момент геоинформационные компьютерные системы (ГИС) и технологии. Их основу составляют цифровые и электронные карты и планы, дополняемые базами данных инженерных и экономических изысканий, оценочных, инвентаризационных и т. п. Все службы железных дорог имеют свои базы данных, ГИС являются наиболее эффективным средством интеграции информационных потоков различных служб с целью их совместного и наиболее эффективного использования. Информация в ГИС организуется послойно. Каждый слой имеет точную координат-

ную привязку, что позволяет выполнять точный метрический и топологический анализ информации с помощью встроенных в ГИС средств сетевого и статистического анализа.

Геоинформационные системы легко интегрируются с системами автоматизированного проектирования и управления. Существуют интегрированные системы, в которых введенная информация о местности используется для проектирования строительства и реконструкции объектов, подготовки данных для выноса проекта в натуру, для построения фактической модели и ее последующего мониторинга;

На базе геоинформационных систем легко решаются задачи инвентаризации, диспетчеризации и управления транспортными потоками. Их применение целесообразно и на стадиях выбора стратегических решений о развитии строительного и транспортного комплексов в условиях современных рыночных отношений.

В. 3. Роль геодезии и геоинформатики в современном информационном сообществе

Знания геодезии как науки об измерениях и геометрических отображениях объектов поверхности Земли во времени и пространстве в современных условиях глобальной информатизации общества приобретают основополагающее значение, о чем свидетельствует повсеместное использование спутниковых радионавигационных систем, предоставивших человеку необычайно удобные и легкодоступные средства измерения пространства и времени, а также данных дистанционного спутникового зондирования, составляющих основу глобальных систем мониторинга поверхности Земли средствами поисковых систем типа Google.

Создаваемое с их помощью и с помощью других измерительных средств геоинформационное пространство, т. е. информационное пространство, ограниченное физической оболочкой Земли и расположенных на ней объектах естественного и искусственного происхождения, представленное в виде цифровых моделей, является сегодня основой для автоматизации многих сфер человеческой деятельности, начиная с информационной и заканчивая созданием автоматизированных систем инвентаризации, проектирования, навигации и управления.

При этом именно геодезические, а не географические, геологические или другие геоданные являются основой геоинформационных систем и технологий; следовательно, и основой новой области знаний — геоинформатики. В этом смысле геоинфоратика в значительной степени определяется уровнем автоматизации геодезии. А уровень этот в настоящее время достаточно высок. Он определя-

ется средствами спутниковой радионавигации, дистанционного аэрокосмического зондирования, включающими спутниковую радиолокацию сверхвысокого разрешения, лазерную локацию наземного и воздушного базирования. Именно эти средства и основанные на них инновационные геодезические технологии позволяют получать координатные модели местности непосредственно и в режиме близком к режиму реального времени. Технологии цифрового, или координатного, моделирования постепенно заменяют представления традиционной картографии.

Цифровые модели имеют существенные преимущества перед картографическими. Они не имеют традиционных картографических искажений, связанных с масштабированием и видом картографических проекций. Их точность определяется не масштабом карты, а точностью прямых локационных измерений, несравненно более высокой. Нет необходимости в разделении моделей на отдельные части. Современные компьютерные технологии позволяют хранить модели любых объектов целиком, вплоть до модели всего геопространства Земли.

Для автоматизированных систем инвентаризации, проектирования, навигации и управления особую ценность представляют векторные цифровые модели, представляющие собой реальные модели объектов окружающего геопространства.

Наиболее эффективным средством создания геоинформационного пространства являются на сегодня т. н. геоинформационные системы (ГИС) предназначенные для комплексной обработки пространственно-временной информации. Возникшие вначале как географические информационные системы, сегодня они приобрели значительно большие функциональные возможности. ГИС способны интегрировать в себя любые другие автоматизированные системы либо взаимодействовать с ними на уровне систем искусственного интеллекта, превращаясь в информационно-управляющие системы, становясь просто геоинформационными. Иные ошибочные представления и определения проникают в терминологию неискушенных пользователей Интернета в виде «электронных карт», «географических координат» и т. п. В действительности же они используют цифровые модели и геодезические координаты: геодезические: широту B, долготу L и высоту над поверхностью эллипсоида H, или их интерпретацию в форме прямоугольных пространственных координат мировой геодезической системы координат World Geodetic System (WGS-84).

Непрерывное излучение сигналов передатчиками глобальных навигационных спутниковых систем (ГНСС) ГЛОНАСС (Россия) и GPS (США) создает возможность реализации непрерывного координатного пространства, осуществляемого с помощью навигационных и геодезических приемников ГНСС. Эта возможность в насто-

ящее время широчайшим образом используется для автоматизированного решения задач геодезии и навигации. Это единое координатное пространство устанавливает взаимосвязь между современной автоматизированной геодезией и навигацией.

Конечно, связь между навигацией и геодезией прослеживается изначально. Ведь основными задачами навигации, как известно [1], являются: определение координат мобильного объекта (МО), направления, скорости и ускорения, выбор оптимального маршрута движения (в том числе кратчайшего). Решение этих задач совпадает с решением основных задач геодезии на эллипсоиде. Важности их решения всегда уделялось большое внимание, о чем свидетельствует, в частности, разработка продольно-цилиндрической проекции Г. Меркатором (1512 – 1594). Не случайно и в России в 1701 г. Петром Первым открывается Школа математических и навигацких наук, где математику преподавал блестящий Леонтий Магницкий, написавший первый отечественный учебник «Арифметика», оказавший влияние на становление отечественного образования. Существенно, что значительная часть «Арифметики» была посвящена решению задач практической геометрии — т. е. геодезии, поэтому школа стояла у истоков отечественного образования в области математики, навигации и, в определенной степени, геодезии. Подготовке кадров в этих областях уделялось повышенное внимание; достаточно сказать, что стипендия, выплачиваемая ученикам Школы, в несколько раз превышала стипендию слушателей Греко-латинской академии, в которой в то время обучался М.В. Ломоносов.

Сегодня высокоскоростные виды транспорта требуют решения задач навигации и управления в режиме реального времени. Собственно, для этого, в основном, и были первоначально созданы спутниковые радионавигационные системы, фиксирующие единый пространственно-временной континуум, в котором относительная точность определения времени даже выше точности определения пространственных координат. Да и развитие компьютерных технологий позволяет осуществить решение задач навигации, связанных с алгоритмами сфероидической геодезии в режиме реального времени.

Для достижения высокой точности навигации и управления, обеспечения безопасности движения высокоскоростных видов транспорта сегодня используют комплексирование инерциальных, спутниковых, гироскопических и других видов измерений, дублирующих и дополняющих друг друга. Совместная математическая обработка комплексированных измерений с использованием рекуррентных процедур стохастической фильтрации позволяет использовать достоинства всех составляющих комплекса и получить оптимальное решение задач навигации в режиме реального времени.

Автоматизированное решение задач навигации безусловно попадает в сферу действия геоинформатики. Более того, на стыке геоинформатики и навигации естественным образом формируется новая область знаний — геоинформатика транспорта, или геоинформатика реального времени.

Отличительными особенностями геоинформатики транспорта являются:

- наличие высокоточной временной составляющей;
- необходимость прямой или косвенной синхронизации потоков измерительной информации;
- наличие геоинформационного пространства вдоль трасс и цифровых моделей траекторий движения мобильных объектов.

Интеграция геоинформационного пространства и измерений ГНСС может быть выполнена на базе пассивных моделей геопространства, как это делается в широко используемых GPS-навигаторах [2], когда данные спутниковых определений накладываются на растровую подложку электронной карты. Такая интегрированная система служит достаточно эффективным средством поддержки принятия решения в системе человек – автомобиль. Что же касается интеллектуальных систем управления, то в них модели геопространства должны быть представлены активной формой — навигационными функциями (координатными моделями траектории движения), подобными [3,4]. Наилучшим математическим аппаратом для интеграции навигационных функций и спутниковых определений является аппарат стохастической фильтрации Калмана, позволяющий, образно говоря, понять прошлое, истолковать настоящее и предсказать будущее в вероятностном смысле.

При неизвестной траектории движения МО задачи навигации могут быть решены за счет комплексирования инерциальных и спутниковых измерений. В этом случае вектор состояния может формироваться координатами спутникового приемника ровера, а вектор наблюдений — по результатам инерциальных измерений. Весьма эффективный модернизированный вариант калмановской фильтрации для такого варианта навигации приведен в [4].

Не менее существенные продвижения геоинформационных и спутниковых технологий наблюдаются сегодня и в строительном комплексе, где геодезические спутниковые приемники и электронные тахеометры приводят к коренному изменению технологий съемочных и разбивочных работ в сторону прямого цифрового представления местности и сооружений и применения наиболее эффективных в данном случае координатных методов производства работ, требующих весьма высокой квалификации исполнителей. Не случайно профессия геодезиста относится к одной из самых высокооплачиваемых профессий строительного комплекса.

Резюмируя изложенное, можно отметить, что и геодезия, и тесно связанные с ней геоинформатика и навигация безусловно входят в сферу самых высоких информационных технологий — технологий будущего.

Сбором геоинформации при изысканиях, проектировании и строительстве сооружений железнодорожного транспорта занимаются специальные отделы проектно-изыскательских институтов системы Министерства транспорта РФ. Разбивочные геодезические работы в процессе строительства сооружений, как правило, выполняет специально подготовленный линейный персонал строительно-монтажных подразделений.

В строительных организациях, занимающихся строительством промышленных и гражданских сооружений, существует своя геодезическая служба, обеспечивающая весь комплекс геодезических работ. Подобная же геодезическая (маркшейдерская) служба обеспечивает строительство тоннелей и метрополитенов. Опыт проектирования и строительства скоростных железнодорожных магистралей убедительно показал настоятельную необходимость введения на скоростных линиях специальной геодезической службы, призванной обеспечить необходимую точность геометрии железных дорог.

Глава 1

СИСТЕМЫ КООРДИНАТ И ОРИЕНТИРОВАНИЕ НАПРАВЛЕНИЙ

1.1. Понятие о форме и размерах Земли

То, что Земля имеет форму шара, было известно еще Аристотелю. Гениальная теория Ньютона привела его к существенному уточнению: сфероид вращения значительно точнее подходит к действительной форме поверхности Земли. Последующие многочисленные геодезические, в том числе гравиметрические и орбитальные спутниковые измерения, привели к тому, что форма Земли получена с удивительной точностью.

Хорошо известно, что физическая поверхность Земли примерно на 70 % представлена сравнительно гладкой водной поверхностью и лишь на 30 % менее ровной и изрезанной сушей, поэтому естественно за обобщенную модель поверхности Земли принять *уровенную поверхность*. *Уровенной* называют поверхность, всюду ортогональную к направлению силы тяжести. Очевидно, что уровенных поверхностей существует бесчисленное множество. Одна из них, совпадающая со средним уровнем океана в спокойном состоянии, принята за основную. Вследствие неравномерности распределения масс внутри поверхности Земли уровенная поверхность имеет чрезвычайно сложную форму, не описываемую каким-либо простым математическим выражением или системой уравнений, поэтому тело, образованное уровенной поверхностью Земли, получило индивидуальное название *геоид*.

Геоид — фигура слишком сложная, поэтому для практических расчетов ее заменяют более простыми геометрическими моделями. Из них ближе всего к геоиду подходит сфероид или эллипсоид вращения, получаемый вращением эллипса вокруг его малой оси. Эллипсоид, принятый для обработки геодезических измерений и установления системы геодезических координат, называют *ре-*

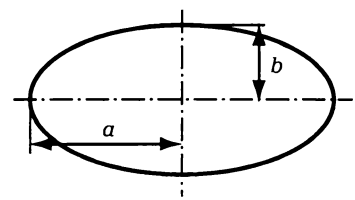


Рис. 1.1. Меридианный эллипс

ференц-эллипсоидом. В нашей стране для расчетов принят референц-эллипсоид, параметры которого получены под руководством Ф.Н. Красовского (эллипсоид Красовского): большая полуось $a = 6\,378\,245$ м и сжатие $\alpha = (a - b) / a = 1 / 298{,}3$, где b — малая полуось (рис. 1.1).

Понятно, что в любой точке A поверхности Земли можно провести нормали AA_o — к поверхности эллипсоида и AA_g — к поверхности геоида (рис. 1.2).

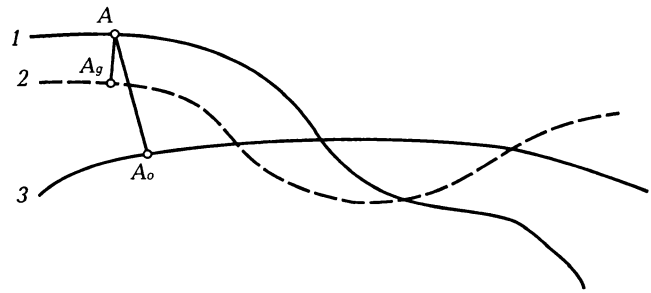


Рис. 1.2. Поверхность Земли:
1 — физическая поверхность; 2 — поверхность геоида;
3 — поверхность эллипсоида

В общем случае их направления не совпадают, а образуют угол, называемый уклонением отвесной линии, приводящим к смещению систем координат.

1.2. Системы координат, применяемые в геодезии

Широкое применение приемников спутниковых навигационных систем привело к тому, что наибольшее распространение в практике геодезии в нашей стране получили три пространственные геодезические системы координат. Во-первых, это пространственная прямоугольная система координат — геоцентрическая экваториальная система координат, ось Z которой направлена на северный полюс Земли, а ось X — в точку Гринвича G пересечения гринвичского меридиана с экватором (рис. 1.3). Полученная система координат ($OXYZ$) участвует в суточном вращении Земли, оставаясь неподвижной относительно точек земной поверхности, и потому удобна для определения положения объектов земной поверхности.

Положение точек земной поверхности относительно земного эллипсоида определяется в системе пространственных эллипсоидальных координат геодезической широтой B, долготой L и высотой H (см. рис. 1.3).

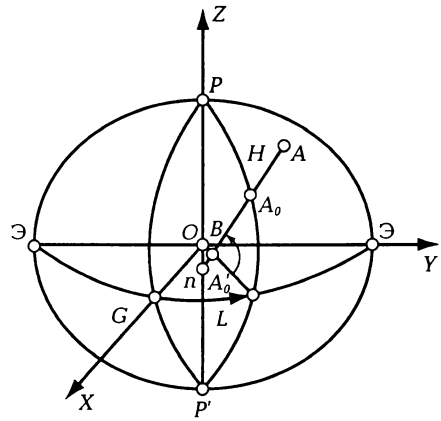


Рис. 1.3. Связь прямоугольных и эллипсоидальных координат

Геодезической широтой точки A называют острый угол B, образованный нормалью к поверхности эллипсоида в некоторой точке и плоскостью экватора *ЭGЭ*. Геодезической долготой точки A называют двугранный угол, образованный плоскостью начального PGP' и геодезического меридиана данной точки. Широты точек северного полушария называют северными и обозначают со знаком «+», соответственно южные широты сопровождают знаком «–». Точки, расположенные восточнее начального меридиана, имеют восточные долготы, западнее — западные. В отечественной геодезической литературе долготы принято отсчитывать от начального меридиана против хода часовой стрелки от 0 до 360°. Отрезок нормали A_oA называют геодезической высотой H.

Высота геоида ξ над эллипсоидом отсчитывается по нормали и может иметь как положительный, так и отрицательный знаки. Отрезок A_on называют радиусом кривизны нормального сечения и обозначают через N. Отрезок

$$A_o'n = e^2N, \text{ где } e^2 = \alpha\,(2-\alpha)$$

есть квадрат эксцентриситета меридианного эллипса.

Из рис. 1.3 следует, что пространственные прямоугольные координаты связаны с эллипсоидальными следующей группой формул:

$$\begin{aligned} X &= (N+H)\cos B\cos L;\\ Y &= (N+H)\cos B\sin L;\\ Z &= (b^2N/a^2+H)\sin B, \end{aligned} \qquad (1.1)$$

где $N = a^2/(a^2\cos^2 B + b^2\sin^2 B)^{1/2}$.

Обратным преобразованием формул (1.1) можно получить формулы вычисления эллипсоидальных координат по прямоугольным следующего вида:

$$B = \text{arctg}\,(Z + e'^2 b \sin^2\theta) / (p - e^2 a \cos^2\theta);$$

$$L = \text{arctg}\,(Y/X); \qquad (1.2)$$

$$H = p / \cos B - N,$$

где e и e' — первый и второй эксцентриситеты земного эллипсоида;

$$e^2 = (a^2 - b^2)/a^2;\ e'^2 = (a^2 - b^2)/b^2,$$

где p и θ — вспомогательные величины, определяемые формулами

$$p = (X^2 + Y^2)^{1/2};\ \theta = arctg\,(Za)/(pb).$$

Прямоугольные и эллипсоидальные пространственные координаты широко используют при уравнивании государственных геодезических сетей, решении задач высшей геодезии, в морской и воздушной навигации. При решении задач инженерной геодезии от них переходят к системе плоских прямоугольных координат в проекции Гаусса — Крюгера. В этом случае эллипсоид вписывают в поперечный цилиндр, касающийся поверхности цилиндра по осевому меридиану зоны. С целью уменьшения величин искажения при проектировании зоны из центра эллипса на боковую поверхность цилиндра проектируют точки поверхности эллипсоида и затем поверхность цилиндра разворачивают в плоскость. При таком проектировании осевой меридиан зоны и экватор отображаются прямыми, которые принимаются соответственно за оси x и y (рис. 1.4).

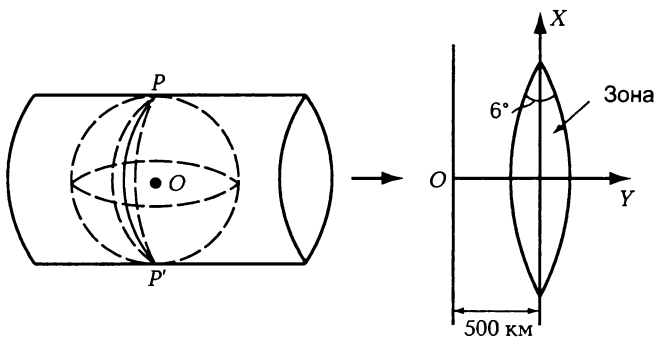


Рис. 1.4. Конформная поперечно-цилиндрическая проекция Гаусса—Крюгера

Проекция Гаусса является основной в нашей стране как для обработки геодезических координат, так и для построения топографических карт. К ее достоинствам относятся сохранение подобия в бесконечно малых частях, т. е. конформность (равноугольность), и

сохранение масштаба по оси x. Чтобы уменьшить величины искажений, ширину зоны ограничивают величиной 6° или 3° по долготе. Таким образом, в каждой зоне вводится своя система прямоугольных координат. При построении топографических карт применяют шестиградусные зоны. В нашей стране координаты x — положительные. Чтобы не применять отрицательных координат y, начало координат смещают на 500 км к западу. При оцифровке километровой координатной сетки перед координатой y ставят номер зоны. Поэтому в записи $y = 4311$ км первая цифра — 4 означает номер зоны, а 311 — расстояние километровой линии от смещенного меридиана зоны. Для перехода от эллипсоидальных координат к прямоугольным координатам системы Гаусса — Крюгера x и y последние представляют в виде некоторых эллиптических функций: $x = f(B, L)$; $y = f(B,L)$. Для практического использования формулы дифференцируют, разлагают в ряд с необходимой степенью точности, после чего получают тот или иной вид формул, удобный для вычислений. Так, при работе в одной шестиградусной зоне достаточно эффективными можно считать формулы

$$X = S + (L^2 r \sin B)/2 + (L^2 r \cos^2 B \sin B)(5 - \mathrm{tg}^2 B)/24;$$

$$Y = Lr + (L^3 r \cos^2 B (1 - \mathrm{tg}^2 B))/6, \qquad (1.3)$$

где B — геодезическая широта точки в радианах; L — отклонение от осевого меридиана зоны в радианах; $S = 6\,367\,558{,}5\,B - 16\,036{,}5 \times \sin 2B + 16{,}8 \sin 4B$; $r = a \cos B / (1 - e_2 \sin B \sin L)^{1/2}$ — радиус кривизны параллели; $e_2 = 0{,}00669343$.

Искажения длин линий ΔS в проекции Гаусса — Крюгера возрастают по мере удаления от оси x в соответствии с формулой $\Delta S = y_m S / 2R$, где $y_m = (y_1 + y_2)/2$ и R — средний радиус кривизны.

Для решения обратной задачи можно использовать экономичный принцип сжимающих отображений в соответствии с формулами:

$$L = r(y - (L^2 r \cos^2 B (1 - \mathrm{tg}^2 B)))/6;$$

$$B = (x + 16036{,}5 \sin 2B - 16{,}8 \sin 4B - (Lr \sin B)/2 - (L^4 r \cos^2 B \sin B) \times$$
$$\times (5 - \mathrm{tg}^2 B)/24)/6367558{,}5.$$

Итерационный процесс вычисления долготы L и широты B точки сходится достаточно быстро.

Кроме перечисленных геодезических, в практике геодезии широко используют две сферические системы координат: астрономическую и географическую. Координатами в них являются широта и долгота точки сферы. Астрономическая широта φ — угол, образованный отвесной линией в данной точке и плоскостью, перпендикулярной оси вращения Земли. Астрономическая долгота λ — двугранный угол, составленный плоскостями начального меридиана и

меридиана данной точки. Достоинство астрономических координат заключается в автономности их определения для каждой точки. Расхождения между эллипсоидальными и астрономическими широтами и долготами обусловлено, как уже было отмечено ранее, уклонением отвесной линии от нормали к поверхности референц-эллипсоида. Уклонения отвеса даже в горных районах не превышают 30 — 40″, поэтому при составлении карт ими чаще всего пренебрегают и отождествляют обе системы координат, называя общую систему географической.

1.3. Системы плоских координат

В топографии и инженерной геодезии при работе на незначительных площадях территорий часто используют обычную прямоугольную (декартову) систему координат плоскости (рис. 1.5), отличающуюся от обычной математической лишь расположением осей *Ox* и *Oy*.

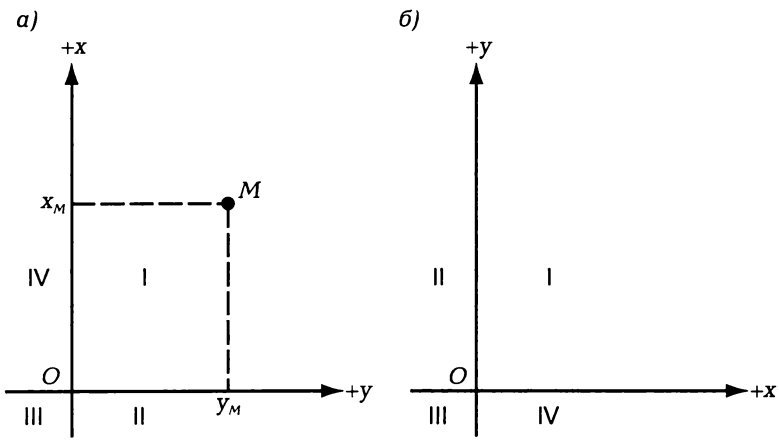


Рис. 1.5. Прямоугольные координаты на плоскости, применяемые в геодезии (а) и математике (б)

Положение любой точки *M* в этой системе определяется двумя координатами *x* и *y*. Направление осей координат на местности выбирают из соображений удобства проектирования, строительства и последующего содержания строительного объекта, например, параллельно главным осям сооружений. Такие системы координат называют местными. Для согласования планов и проектов, построенных в разных системах координат, переводят все планы в какую-либо одну систему по известным формулам преобразования координат.

При выполнении съемочных и разбивочных работ не менее часто используют плоские полярную и биполярную системы координат.

В полярной системе на местности или плане фиксируют полюс O и полярную ось (рис. 1.6).

Положение любой точки M в этой системе определяется полярным углом φ и расстоянием S. В биполярных системах на местности или плане фиксируют полярную ось O_1 O_2; (рис. 1.7), а положение любой точки определяют либо с помощью двух полярных углов φ_1 и φ_2 (полярная засечка) либо с помощью двух расстояний S_1 и S_2 (линейна засечка).

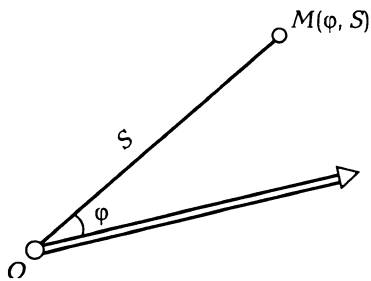


Рис. 1.6. Полярная система координат

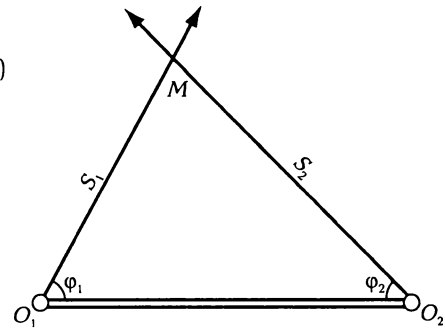


Рис. 1.7. Биполярные системы координат:
$M(\varphi_1, \varphi_2)$ — угловая засечка;
$M(S_1, S_2)$ — линейная засечка

1.4. Метод проектирования и учет кривизны земной поверхности при измерении горизонтальных расстояний и высот

При изображении объектов земной поверхности на картах и планах их ортогонально проектируют на вспомогательные поверхности, моделирующие поверхность Земли, чаще всего на поверхность эллипсоида. В более простых ситуациях — на поверхность шара со средним радиусом $R = 6371$ км; наконец, при составлении планов, т. е. изображений небольших участков, Землю принимают за плоскость. Чтобы ответить на вопрос: какого же размера участки Земли можно считать плоскими при построении

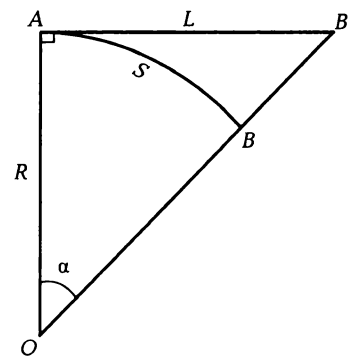


Рис. 1.8. Влияние кривизны Земли на измерение горизонтальных и вертикальных расстояний

планов, проведем по рис. 1.8 следующие геометрические рассуждения.

Заменяя длину дуги $AB = S$ отрезком касательной $AB' = L$, мы допускаем ошибку ΔS в измерении горизонтального расстояния

$$\Delta S = L - S = R\,(\mathrm{tg}\alpha - \alpha). \qquad (1.4)$$

По малости угла α воспользуемся первыми членами разложения его тангенса в ряд и приведем выражение (1.4) к окончательному виду

$$\Delta S = R(\alpha + \alpha^3/3 - \alpha) = RS^3/3R^3 = S^3/3R^2, \qquad (1.5)$$

выражающему влияние кривизны Земли на измерение горизонтальных расстояний. Учитывая, что при измерении расстояний в инженерной геодезии наивысшей точностью, характеризуемой относительной ошибкой $\Delta S/S$, является аликвотная дробь $1/10^6$, и разделив (1.5) на S, получим:

$$\Delta S/S = S^2/3R^2 = 1/10^6.$$

После извлечения корня будем иметь $S = 6371\sqrt{3}/1000 \approx 11$ км, из чего следует, что участки поверхности Земли размером 20×20 км можно считать плоскостью. При построении планов таких участков получают подобное изображение объектов местности. Для этого наклонные отрезки местности ортогонально проектируют на горизонтальную плоскость, получая проекции, которые принято называть *горизонтальными проложениями* отрезков и обозначать буквой d.

Что касается высот, то отрезок $BB' = \Delta h$ представляет собой ошибку в измерении высоты, вызванную влиянием кривизны Земли. Из прямоугольного треугольника OAB' имеем:

$$L^2 = (R + \Delta h)^2 - R^2 = 2R\Delta h + \Delta h^2,$$

откуда, по малости Δh по сравнению с радиусом Земли, получим:

$$\Delta h = L^2/2R. \qquad (1.6)$$

В инженерной геодезии превышения измеряют с ошибкой порядка 1 мм. Подставляя эту величину в формулу (1.6), получим $L = 110$ м. Таким образом, при строительстве сооружений длиной более 100 м кривизну Земли следует учитывать.

1.5. Системы высот

Третьей координатой, определяющей положение точки в системе геодезических координат, является геодезическая высота — отрезок AA_o, отсчитываемый по нормали к поверхности эллипсоида

(см. рис. 1.2). На практике направление нормали получить сложно и вместо него используют направление отвесной линии. Отрезок AA_g отвесной линии от точки A до поверхности геоида называют *ортометрической высотой* H_g этой точки. Высоту геоида установить сложно, поэтому М.С. Молоденский ввел вспомогательную поверхность — квазигеоид, совпадающий с поверхностью геоида на океанических просторах и лишь незначительно (не более 2 м) отличающийся от него на суше. Расстояние от точки до квазигеоида носит название *нормальной высоты* H^γ. Она связана с геодезической высотой формулой

$$H = H^\gamma + \zeta,$$

где ζ — аномалия высоты, определяемая из астрономо-гравиметрического нивелирования. Нормальные высоты находят из обычного геометрического нивелирования (см. гл. 9).

В инженерной геодезии мы не будем различать описанные выше системы высот, а ограничимся их обобщением на абсолютные и относительные высоты (рис. 1.9).

Высотой точки в общем случае называют отрезок отвесной линии от точки до *уровенной поверхности*. Если это *основная уровенная* поверхность, высоту называют *абсолютной*, в других случаях — *относительной*. На рис. 1.9 высоты H_A и H_B — абсолютные, H'_A и H'_B — относительные. Численное выражение высоты называют отметкой точки. Разность высот двух точек $h_{AB} = H_B - H_A$ называют превышением. Из рис. 1.9 следует, что превышение можно рассматривать как высоту точки B относительно высоты точки A.

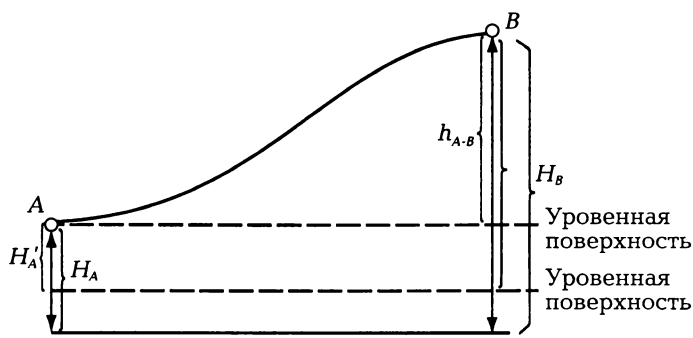


Рис. 1.9. Системы высот

В нашей стране основная уровенная поверхность совпадает со средним уровнем Балтийского моря и проходит через нуль Кронштадтского футштока. Принятая система высот получила название *Балтийской*.

1.6. Ориентирование направлений

Ориентировать направление — значит определить его положение относительно *главных направлений*. В геодезии используют три главных направления — *осевой*, *географический* и *магнитный меридианы*. Ориентирование направлений осуществляют с помощью *ориентирных углов*. Их отсчитывают от северного направления соответствующего меридиана по ходу часовой стрелки до данного направления. Все эти углы изменяются от 0 до 360° и носят названия *дирекционный угол*, *географический* (*истинный*) *азимут* и *магнитный азимут* соответственно.

В инженерной геодезии и топографии дирекционному углу придают более широкое значение, определяя его как угол, отсчитываемый от северного направления оси *x* по ходу часовой стрелки до направления отрезка.

Прямые и обратные азимуты и дирекционные углы. По отношению к направлению *AB* азимут A_{AB} называют прямым, а A_{BA} — обратным (рис. 1.10).

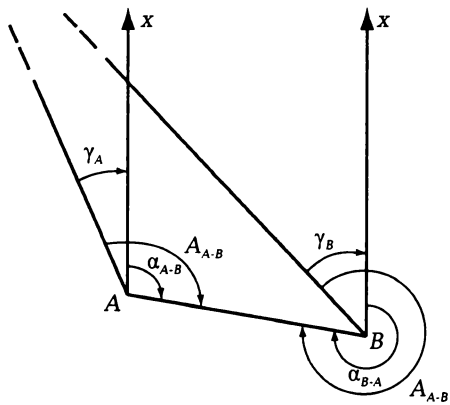


Рис. 1.10. Связь между прямыми (в точке A и обратными (в точке B) азимутами и дирекционными углами

Также можно обозначить прямой α_{AB} и обратный α_{BA} дирекционные углы. Между прямыми и обратными дирекционными углами из рис. 1.10 следует простая зависимость:

$$\alpha_{AB} = \alpha_{BA} + 180°.$$

Между прямыми и обратными азимутами зависимость сложнее:

$$A_{AB} - \gamma_A = A_{BA} - \gamma_B + 180°,$$

где γ — угол сближения меридианов.

Он определяется как угол между направлениями осевого меридиана и географического меридиана данной точки по формуле:

$$\operatorname{tg}\gamma = \sin\varphi \operatorname{tg} l,$$

где l — разность долгот данной точки и осевого меридиана.

При работе с картой и в других случаях, требующих знания лишь приближенного значения сближения меридианов, можно использовать приближенную формулу:

$$\gamma = l \sin\varphi.$$

Что касается определения магнитных азимутов, то магнитное поле вследствие своей нестабильности позволяет определять их с помощью приборов, оснащенных магнитной стрелкой (буссоли, компасы и т. п.), лишь приближенно.

Для решения задач на ориентирование всегда полезно нарисовать схему главных направлений, проходящих через точку наблюдений (рис. 1.11).

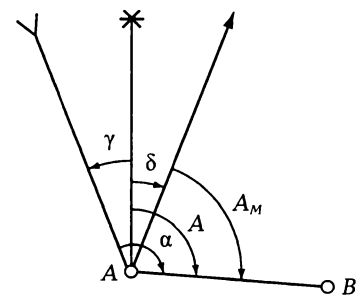


Рис. 1.11. Схема главных направлений

На схеме вертикально изображают направление географического меридиана. Относительно него осевой и магнитный меридиан отклоняются на углы γ и δ (угол δ — склонение, магнитной стрелки). Магнитный и осевой меридианы могут располагаться либо восточнее, либо западнее географического. В соответствии с этим углы сближения меридианов и склонения магнитной стрелки могут быть либо восточными, либо западными. Ориентирные углы связаны между собой формулами:

$$A = \alpha + \gamma, \tag{1.7}$$

$$A = A_m + \delta. \tag{1.8}$$

В этих формулах углы γ и δ имеют знак «+», если они восточные, и «–», если западные. Схема главных направлений всегда помещена в левом нижнем углу топографической карты.

Румбы. В навигации, маркшейдерском и лесном деле для ориентирования направления линий относительно стран света иногда применяют румбы.

Румб — угол ориентирования, состоящий из обозначения координатной четверти (СВ, ЮВ, ЮЗ, СЗ), в которой расположено данное направление, и острого угла r, образованного им с ближайшим направлением меридиана. Естественно, что в зависимости от какого меридиана идет отсчет, румбы делятся на географические, маг-

нитные и дирекционные. Связь между азимутами и румбами легко прослеживается по четвертям (рис. 1.12).

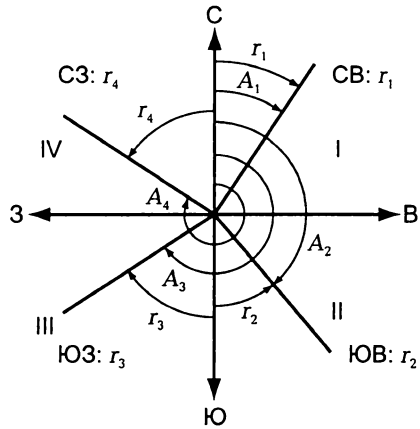


Рис. 1.12. Связь между азимутами и румбами

Как видно из рис. 1.12, в первой четверти румб $r_1 = A_1$ и имеет название СВ; во второй четверти название румба ЮВ, а величина его $r_2 = 180° - A_2$; в третьей четверти название румба ЮЗ, а величина $r_3 = A_3 - 180°$; наконец, в четвертой четверти — СЗ и $r_4 = 360° - A_4$.

1.7. Прямая и обратная геодезические задачи на плоскости

Прямая геодезическая задача. Это наиболее распространенная задача съемочных геодезических работ, когда по координатам X_A и Y_A начала отрезка, дирекционному углу α_{AB} отрезка AB и горизонтальному приложению d требуется найти координаты X_B, Y_B конца отрезка (рис. 1.13).

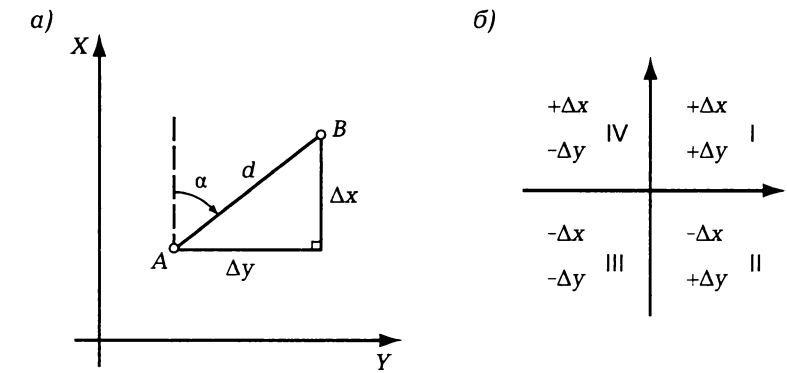


Рис. 1.13. Прямая и обратная геодезические задачи: а — схема; б — знаки приращений координат

Решение задачи, как следует из рисунка, сводится к определению приращений координат

$$\Delta X = d\cos\alpha;\ \Delta Y = d\sin\alpha$$

и координат точки B

$$X_B = X_A + \Delta X;\ Y_B = Y_A + \Delta Y.$$

Таким образом, в прямой геодезической задаче осуществляется переход от полярной системы координат к прямоугольной.

Обратная геодезическая задача. Обратная геодезическая задача широко применяется в разбивочных геодезических работах и заключается в определении дирекционного угла отрезка AB и его горизонтального проложения d по координатам концов отрезка. Задача решается в обратной последовательности.

1. Вычисляют приращения координат:

$$\Delta X = X_B - X_A;\ \Delta Y = Y_B - Y_A.$$

2. Вычисляют румб в соответствии с формулой

$$r = \text{arctg}\,(|\Delta Y| / |\Delta X|), \qquad (1.9)$$

а затем по знакам приращений координат определяют четверть и переходят от румба к дирекционному углу.

3. Вычисляют горизонтальное проложение отрезка AB по формулам:

$$d = (\Delta X^2 + \Delta Y^2)^{1/2} = \Delta X\sec\alpha = \Delta Y\,\text{cosec}\,\alpha.$$

Глава 2

ПЛАНЫ, КАРТЫ, ЦИФРОВЫЕ МОДЕЛИ МЕСТНОСТИ

2.1. План, карта, профиль

При решении многих технических, экономических, научных и иных задач пользуются планами и картами, представляющими собой изображения земной поверхности на плоскости (бумаге, пластике, экране).

Планом называется уменьшенное подобное изображение горизонтальной проекции небольшого участка местности.

Для составления плана местности расположенные на ней точки *A*, *B*, *C*, *D*,... (рис. 2.1) проецируют на уровенную поверхность *Q* по направлению отвесных линий.

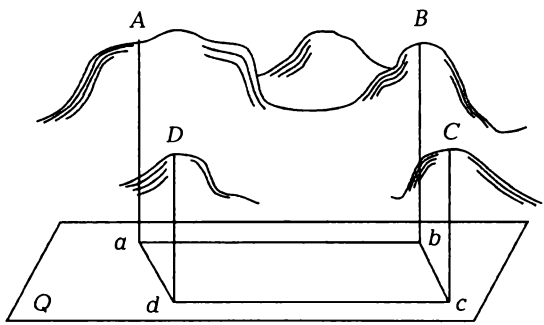


Рис. 2.1. Проекция местности на уровенную поверхность

Ввиду малости участка отвесные линии оказываются практически параллельными и фрагмент уровенной поверхности *Q* может рассматриваться как плоскость. Полученную на ней проекцию местности (в данном случае фигуру *abcd*) уменьшают и наносят на план. Степень уменьшения при изображении местности на плане характеризуется масштабом плана.

Масштабом называется отношение длины отрезка на плане к длине горизонтальной проекции соответствующего отрезка местности. Масштаб записывают в виде дроби с числителем, равным единице, и знаменателем, показывающим, во сколько раз уменьшены на плане длины линий. При строительстве железных дорог для выбора варианта трассы используют планы масштабов 1:2000 и

1:5000, для рабочего проектирования — 1:1000 и 1:2000, для проектирования мостов, тоннелей, железнодорожных станций — 1:500 — 1:2000.

Сравнивая масштабы между собой, более крупным называют тот, у которого знаменатель меньше, а более мелким, — у которого знаменатель больше.

Наряду с представлением масштаба в виде дроби (численного масштаба) пользуются словесным описанием масштаба, например: «в одном сантиметре 20 метров», что соответствует масштабу 1:2000. Такую словесную форму выражения масштаба называют именованным масштабом.

Для наглядного представления масштаба и облегчения измерения расстояний на плане под его нижней рамкой помещают линейный масштаб — отрезок, на котором несколько раз отложено одно и то же расстояние, называемое основанием масштаба и равное обычно 2 см (рис. 2.2). Крайнее левое основание делят на более мелкие отрезки. Деления линейного масштаба оцифровывают в метрах.

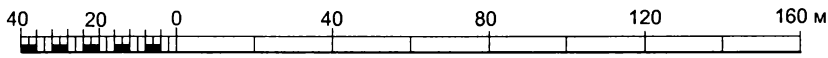


Рис. 2.2. Линейный масштаб

Картой называют уменьшенное и обобщенное изображение на плоскости всей земной поверхности или значительных ее частей. Для изготовления карты объекты местности проецируют по направлениям нормалей на поверхность земного эллипсоида и полученное изображение переносят на плоскость. Такой перенос невозможно выполнить без искажений. Каковы будут искажения, определяется *картографической проекцией* — принятым для карты законом перехода от географических координат объектов к плоским координатам карты.

По характеру искажений принято различать равноугольные, равновеликие и произвольные проекции. В геодезии чаще всего пользуются равноугольными (или иначе — конформными) проекциями, сохраняющими без искажений углы и очертания малых объектов. Распространены карты с равновеликими (равноплощадными) проекциями, которые сохраняют величину площадей изображаемых территорий. Проекции с иными видами искажений относят к произвольным. Среди них выделим проекции *равнопромежуточные* (эквидистантные), т. е. такие, где в любой точке не искажаются расстояния в одном из направлений, и *ортодромические*, в которых линии кратчайших расстояний (дуги больших кругов на шаре или геодезические линии на эллипсоиде) изображаются прямыми линиями.

Карты классифицируют также по виду изображения на них меридианов и параллелей. В *конических* проекциях параллели изображаются концентрическими окружностями, а меридианы — радиальными прямыми, углы между которыми пропорциональны разностям долгот. Если при этом углы между изображениями меридианов равны разностям долгот, проекция называется *азимутальной*. В *круговых* проекциях меридианы и параллели изображаются окружностями. В *цилиндрических* проекциях линии меридианов и параллелей изображаются взаимно перпендикулярными прямыми.

Особое место занимает поперечная цилиндрическая проекция Гаусса, которая уже знакома читателю (см. п. 1.2). Это конформная проекция, в которой прямыми линиями без искажения масштаба изображаются осевой меридиан зоны и экватор. В проекции Гаусса в России издаются топографические карты масштабов 1:500 000 и крупнее.

Вследствие искажений масштаб карты в разных ее частях различен. Подписываемый под картой масштаб представляет собой некоторое среднее значение, относится к одной из линий (например, осевому меридиану, средней параллели) и называется *главным масштабом* карты.

От плана карта отличается не только наличием искажений, но и меньшей детальностью изображения местности, обобщенным представлением контуров — *генерализацией*.

По назначению карты различают топографические и специальные (экономические, политические, почвенные и другие). При проектировании железных и иных дорог используют *топографические* карты — подробные карты местности, позволяющие определять как плановое (горизонтальное), так и высотное положение точек. В России топографические карты издаются в масштабах 1:1 000 000 и крупнее.

Профилем называется чертеж, изображающий вертикальный разрез местности. Часто для наглядности горизонтальный и вертикальный масштабы на профиле различаются. Более крупный вертикальный масштаб подчеркивает неровности рельефа. Так, при проектировании железных дорог применяют продольные профили трассы с горизонтальным масштабом 1:10 000 и вертикальным — 1:200.

2.2. Разграфка и номенклатура топографических карт и планов

Топографические карты больших территорий для удобства использования издают отдельными листами со сторонами 40 — 50 см. Ввиду большого числа таких листов установлена единая система их нарезки (разграфки) и номенклатурных обозначений. В основу разграфки и номенклатуры топографических карт положена карта мас-

штаба 1:1 000 000. Границами листа карты, составляющими его рамку, служат меридианы и параллели. По международному соглашению карта масштаба 1:1 000 000 издается на листах размерами 4° по широте и 6° по долготе. Множество листов такой карты по направлению параллелей образует пояса шириной по 4°, называемые *рядами*. По направлению меридианов листы карт образуют *колонны* шириной по 6°. Ряды обозначают заглавными буквами латинского алфавита *A*, *B*, *C*, *D*, ..., начиная от экватора по направлениям к северу и югу (табл. 2.1). Колонны нумеруют арабскими цифрами 1, 2, ..., 60, начиная от меридиана 180° в направлении с запада на восток. Каждому листу карты масштаба 1:1 000 000 присвоен номенклатурный номер, состоящий из буквы соответствующего ряда и номера колонны, например, *M* — 42.

Таблица 2.1

Обозначение ряда	Границы ряда по широте	Обозначение ряда	Границы ряда по широте	Обозначение ряда	Границы ряда по широте
A	0° — 4°	*I*	32° — 36°	*Q*	64° — 68°
B	4 — 8	*J*	36 — 40	*R*	68 — 72
C	8 — 12	*K*	40 — 44	*S*	72 — 76
D	12 — 16	*L*	44 — 48	*T*	76 — 80
E	16 — 20	*M*	48 — 52	*U*	80 — 84
F	20 — 24	*N*	52 — 56	*Y*	84 — 88
G	24 — 28	*O*	56 — 60	*Z*	88 — 90
H	16 — 20	*P*	60 — 64		

Знание номенклатурного номера листа карты позволяет указать ограничивающие его параллели и меридианы. Так лист карты *M* — 42 ограничен параллелями 48 и 52° (см. табл. 2.1). Восточная граница листа имеет долготу 42 × 6° — 180° = 72°, а западная — 72° — 6° = 66°. И наоборот, зная координаты местности, можно определить номенклатуру листа карты, на котором она изображена.

Разграфка карт других масштабов выполнена так, чтобы в рамках листа масштаба 1:1 000 000 укладывалось целое число листов более крупного масштаба.

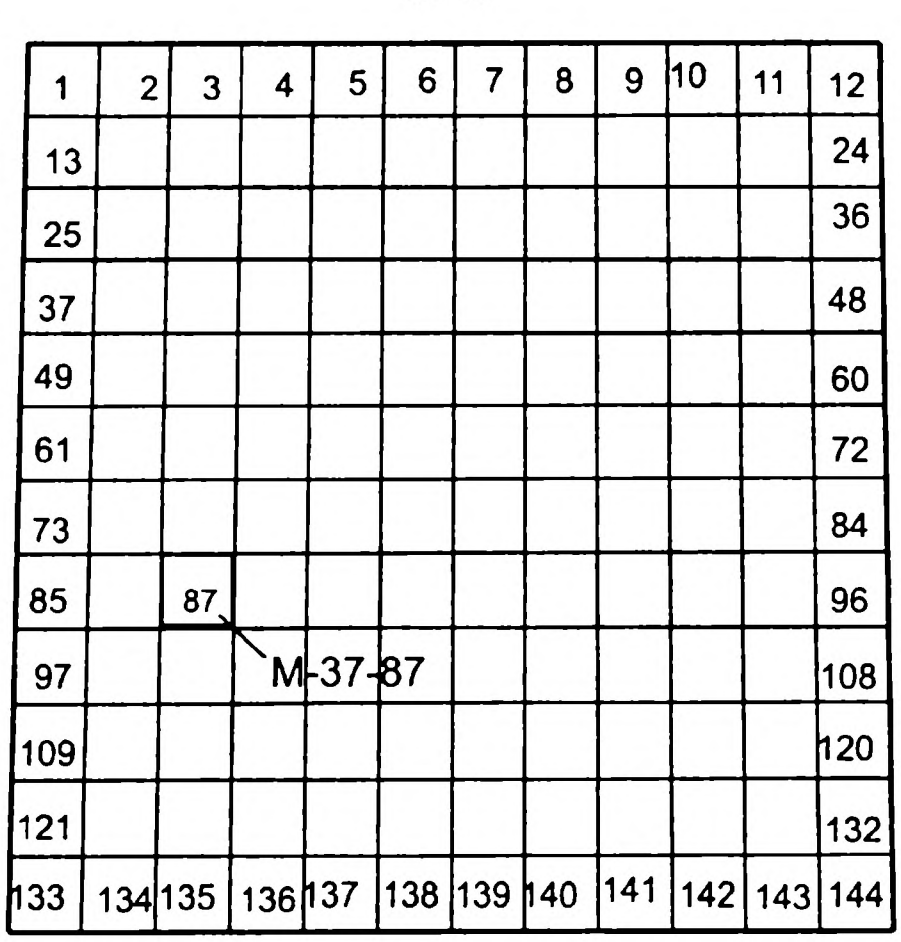
Для разграфки карт масштаба 1:500 000 лист масштаба 1:1 000 000 меридианом и параллелью делят на 4 листа, обозначая их прописными буквами А, Б, В, Г русского алфавита. Номенклатурные номера листов карты образуют добавлением соответствующей буквы к номенклатурному номеру листа масштаба 1:1 000 000 (например, *M* — 42 — Г).

Для разграфки карт масштаба 1:200 000 лист масштаба 1:1 000 000 делят на 36 листов, нумеруя их римскими цифрами I, II, ..., XXXVI.

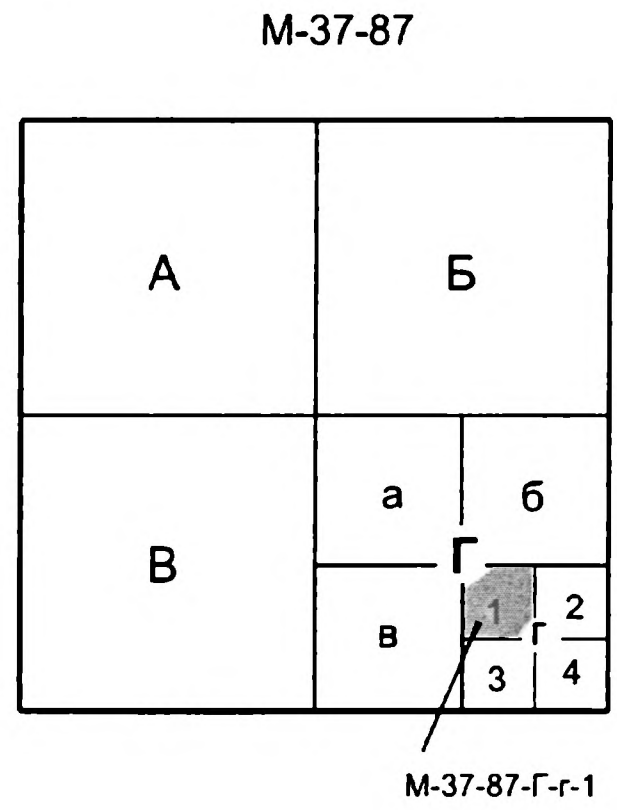
Для карт масштаба 1:100 000, разделив лист масштаба 1:1 000 000 по широте и долготе на 12 частей, получают границы 144 листов (рис. 2.3, *а*), которые нумеруют арабскими цифрами 1, 2, ..., 144. Номенклатура каждого такого листа складывается из номенклатуры

листа масштаба 1:1 000 000 и номера листа. На рисунке выделен лист с номенклатурным номером *М* — 37 — 87.

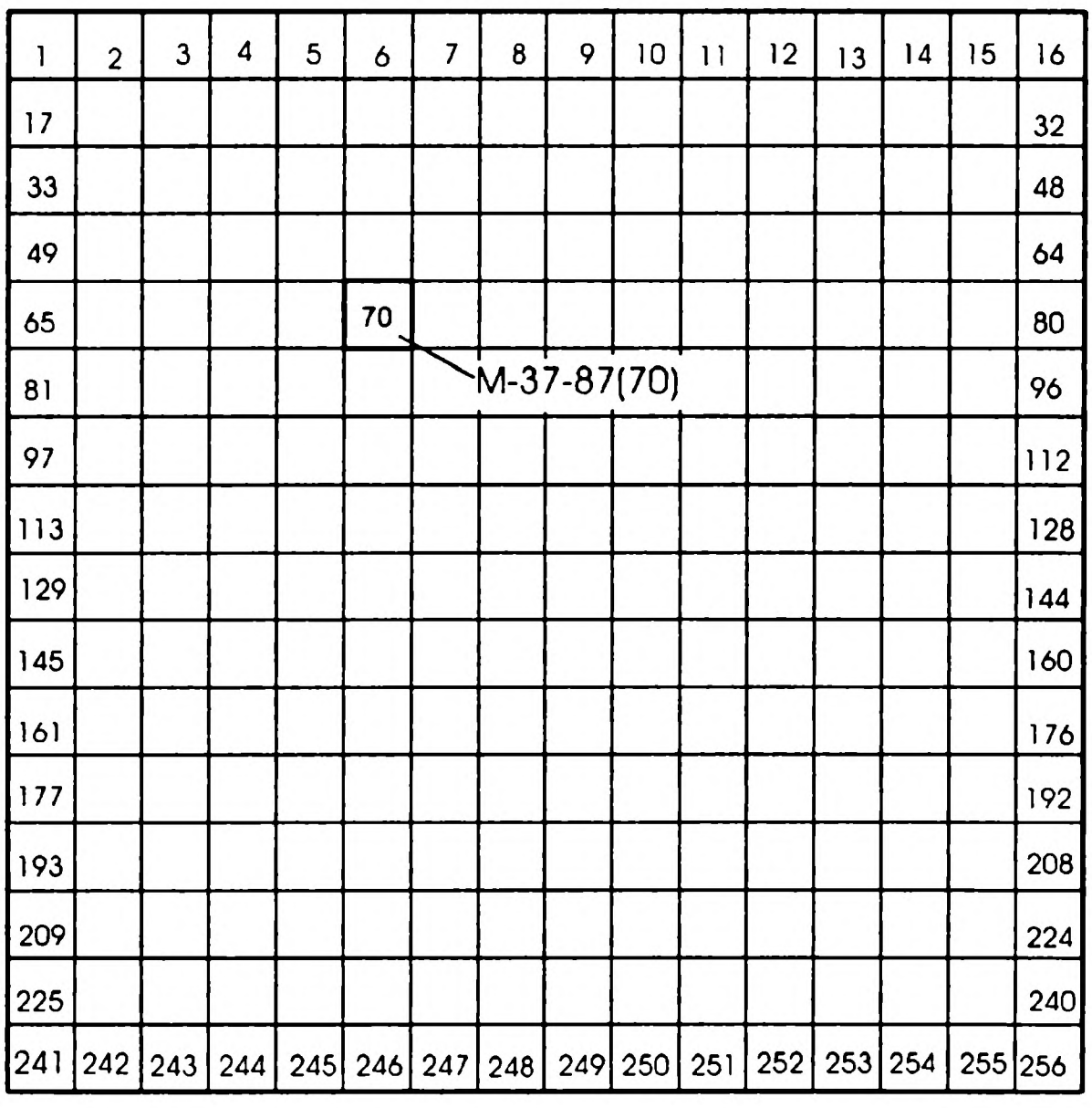
а)



б)



в)



г)

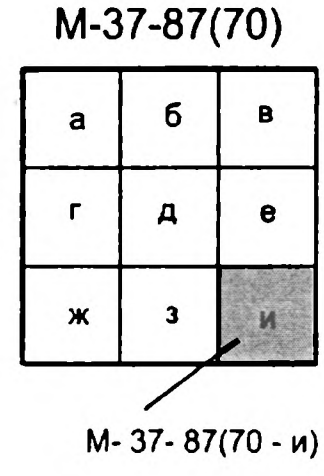


Рис. 2.3. Разграфка листов карт масштабов:
а — 1:100 000; б — 1:50 000, 1:25 000 и 1:10 000; в — 1:5000; г — 1:2000

Границы листов карты масштаба 1:50 000 получают делением листа масштаба 1:100 000 на четыре части, которые обозначают буквами А, Б, В, Г (рис. 2.3, *б*). Так, четвертый лист масштаба 1:50 000 имеет номенклатуру *М* – 37 – 87 – Г.

Разграфка и номенклатура карт масштабов 1:50 000, 1:25 000 и 1:10000 формируется делением на четыре части листа более мелкого масштаба (соответственно — 1:100 000, 1:50 000, 1:25 000) и добавлением к номенклатуре предыдущего масштаба соответствующего знака. Этими знаками являются:

- для масштаба 1:50 000 — буквы А, Б, В, Г;
- для масштаба 1:25 000 — буквы а, б, в, г;
- для масштаба 1:10 000 — цифры 1, 2, 3, 4.

Формирование номенклатуры и размеры листов карт масштабов 1:100 000 – 1:10 000 показано в табл. 2.2.

Таблица 2.2

Масштаб	Номенклатура (последнего листа карты)	Число листов карты	Размеры листа	
			по широте	по долготе
1:1 000 000	*М* – 37	–	4°	6°
1:100 000	*М* – 37 – 144	12 × 12 = 144	20′	30′
1:50 000	*М* – 37 – 144–Г	2 × 2 = 4	10′	15′
1:25 000	*М* – 37 – 144–Г – г	2 × 2 = 4	5′	7′30″
1:10 000	*М* – 37 – 144–Г – г – 4	2 × 2 = 4	2′30″	3′45″

Для планов масштабов 1:5000 *и* 1:2000 применяется два вида разграфки — трапециевидная, в которой рамками планов служат параллели и меридианы, и прямоугольная, в которой рамки совмещают с линиями сетки прямоугольных координат.

При трапециевидной разграфке границы листов планов масштаба 1:5000 получают делением листа масштаба 1:100 000 на 256 частей (16 × 16), которые нумеруют (рис. 2.3, в). Номенклатура каждого полученного листа складывается из номенклатуры листа масштаба1:100 000 и взятого в скобки номера листа масштаба 1:5000, например, *М* – 37 – 87 (70).

Разграфку листов масштаба 1:2000 получают делением листа масштаба 1:5000 на 9 частей (3 × 3), которые обозначают строчными буквами русского алфавита (рис. 2.3,). Эта буква добавляется к номенклатуре листа масштаба 1:5000, например, *М* – 37 – 87 (70–и).

Прямоугольная разграфка применяется для планов населенных пунктов и для участков площадью менее 20 км^2, а также для планов масштабов 1:1000 и 1:500. Размеры рамок приняты для масштаба 1:5000 40 × 40 см, а для масштабов 1:2000, 1:1000, 1:500 50 × 50 см.

Для листов масштаба 1:5000 на каждом объекте устанавливается своя нумерация. Нарезка листов более крупных масштабов и формирование их номенклатуры показано на рисунке (рис. 2.4).

При съемке отдельного участка его план может быть составлен и на листе нестандартного формата.

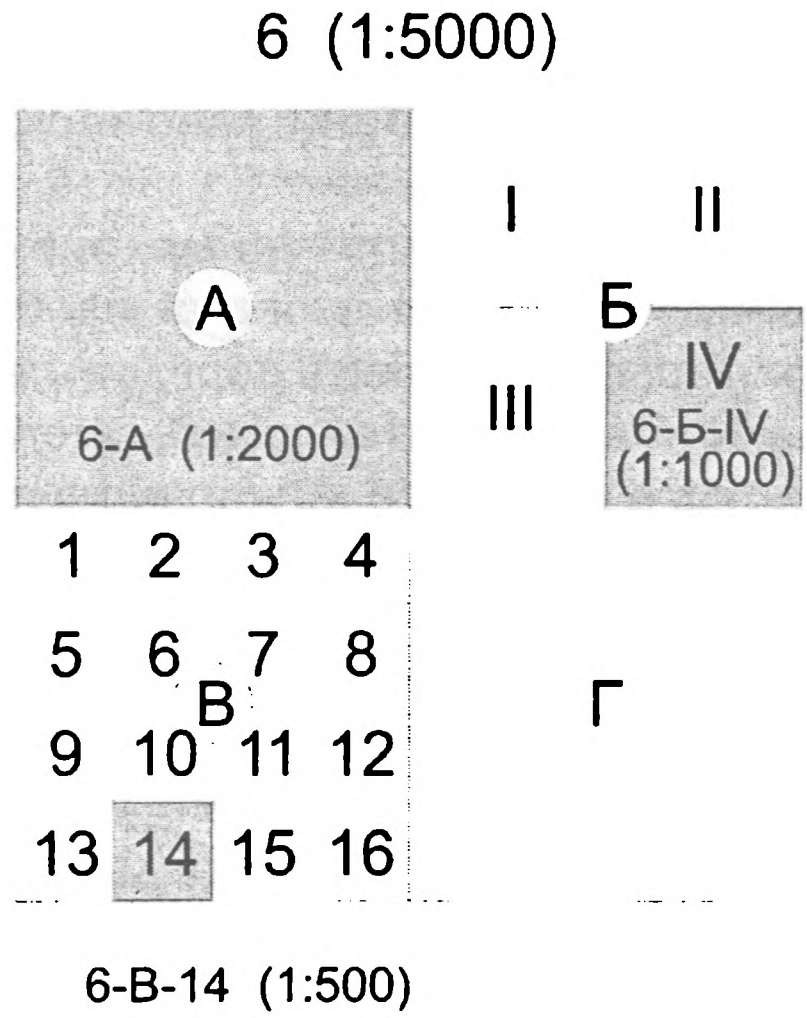


Рис. 2.4. Прямоугольная разграфка планов масштабов 1:5000 — 1:500

2.3. Содержание топографических карт и планов

Рамки карты и координатные линии. Листы топографических карт имеют три рамки: внутреннюю, минутную и внешнюю. Внутреннюю рамку образуют отрезки параллелей, ограничивающих площадь карты с севера и юга, и отрезки меридианов, ограничивающих ее с запада и востока. Значения широт и долгот на линиях внутренней рамки связаны с номенклатурой карты и написаны в каждом ее углу.

Между внутренней и внешней рамками помещена минутная рамка, на которой нанесены деления, соответствующие одной минуте широты (слева и справа) и долготы (наверху и внизу). Точками на рамке отмечены десятки секунд.

Система прямоугольных координат на карте представлена километровой сеткой, образованной проведенными через 1 км координатными линиями *x* и *y*. Значения *x* и *y*, выраженные в километрах, надписаны на выходах линий за внутреннюю рамку карты.

На планах масштабов 1:5000 — 1:500, построенных с прямоугольной разграфкой, линии параллелей и меридианов и минутная рамка отсутствуют. Линии сетки прямоугольных координат проводят здесь через 10 см. Их выходы за внутреннюю рамку надписывают в километрах (для масштабов 1:5000 и 1:2000) или в метрах (для масштабов 1:1000 и 1:500).

Условные знаки. На планах и картах все объекты местности изображают с помощью условных знаков, показывающих их местоположение и основные характеристики. При этом пользуются обязательными для всех ведомств и учреждений стандартными условными знаками, описание которых дано в официальных руководствах.

Условные знаки различают контурные, внемасштабные и линейные. Контурными условными знаками изображают объекты, форма и размеры которых могут быть переданы в масштабе данного плана или карты. К ним относятся земельные угодья (леса, сады, пашни, луга), водоемы, а для более крупных масштабов — здания, сооружения. Внешние очертания объектов (контуры) на плане показывают точечным пунктиром или линиями определенной толщины и цвета. Внутри контура помещают условные знаки, указывающие на характер объекта.

Внемасштабными условными знаками изображают объекты, которые необходимо нанести на план, но нельзя показать в масштабе (отдельно стоящие деревья, бензоколонки, колодцы, пункты геодезической сети и др.).

Линейными условными знаками изображают объекты, длина которых выражается в масштабе плана, а ширина не выражается (линии электропередач и связи, трубопроводы, ограды, тропы).

В разных масштабах один и тот же объект может изображаться условным знаком разного типа. Для изображения здания, моста на крупномасштабном плане служат контурные условные знаки, а на карте более мелкого масштаба — внемасштабные. Железные и автомобильные дороги, городские улицы, реки могут изображаться в зависимости от масштаба линейными или контурными условными знаками. Для отражения существенных характеристик изображаемых объектов многие условные знаки сопровождаются пояснительными подписями. Так, при изображении железной дороги указывают высоту насыпи и глубину выемки, материал покрытия платформ, ширину колеи на узкоколейной дороге. При изображении шоссе — его ширину и материал покрытия; при изображении линий связи — число проводов и их назначение; при изображении лесов — породу деревьев, их среднюю высоту, толщину стволов и расстояние между ними.

Изображение рельефа на картах и планах. Рельефом местности называют характер ее поверхности (например, равнинный рельеф, холмистый, горный). На картах и планах рельеф изображают с помощью горизонталей, отметок высот и условных знаков.

Горизонтали — линии сечения земной поверхности равноотстоящими уровенными поверхностями (рис. 2.5). Иными словами, горизонтали — это линии равных высот. Наглядное представление о горизонтали получим, вообразив подъем воды в море до уровня

нашего участка местности, — линия уреза воды совпадет с горизонталью. Горизонтали, подобно другим точкам местности, проецируют на уровенную поверхность и наносят на план.

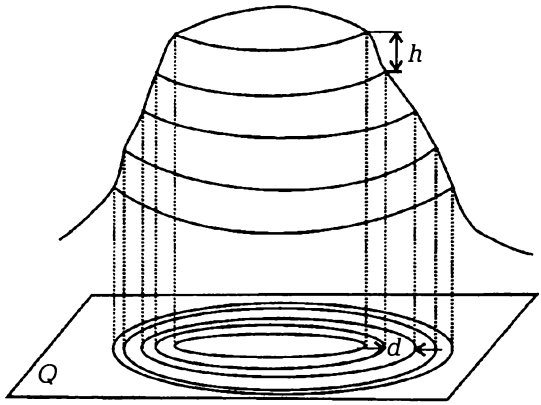


Рис. 2.5. Изображение рельефа горизонталями: h — высота сечения рельефа; d — заложение

Разность высот смежных горизонталей, равная расстоянию между соседними секущими поверхностями, называется *высотой сечения рельефа*. Высоты горизонталей, показываемых на плане, всегда кратны высоте сечения рельефа. Принятое на плане значение высоты сечения подписывают у нижней рамки плана. Чем меньше высота сечения рельефа, тем детальнее и точнее изображается рельеф. В зависимости от масштаба плана и характера рельефа применяют следующие высоты сечения рельефа (табл. 2.3).

Таблица 2.3

Высоты сечения рельефа, м

Характер рельефа	Масштаб			
	1:500, 1:1000	1:2000	1:5000	1:10 000
Равнинный	0,5	0,5	1	1
Всхолмленный	0,5	1	2	2
Пересеченный	0,5	2	2	5
Горный	1	2	5	5

Расстояние между соседними горизонталями в плане (горизонтальное проложение) называется *заложением*. Минимальным в данном месте является заложение, перпендикулярное к горизонталям, — *заложение ската*. Чем меньше заложение ската, тем круче скат.

Направление ската на плане указывают с помощью *бергштрихов* — коротких штрихов, направленных в сторону спуска, которые

рисуют у некоторых горизонталей в характерных местах рельефа. На отдельных горизонталях в их разрывах пишут высоты их так, чтобы верх цифр указывал в сторону подъема.

Для удобства чтения плана горизонтали с круглыми значениями высот делают утолщенными, а для отражения деталей рельефа используют *полугоризонтали* — штриховые линии, соответствующие половине высоты сечения рельефа, а также вспомогательные горизонтали с короткими штрихами, проводимые на произвольной высоте.

Изображение рельефа горизонталями дополняется вписыванием на план отметок высот около характерных точек рельефа и специальными условными знаками, изображающими элементы рельефа, которые не удается описать с помощью горизонталей: обрывы, скалы, овраги и т. п.

Основными формами рельефа являются гора, котловина, хребет, лощина и седловина. Горизонталями эти формы изображаются следующим образом (рис. 2.6.).

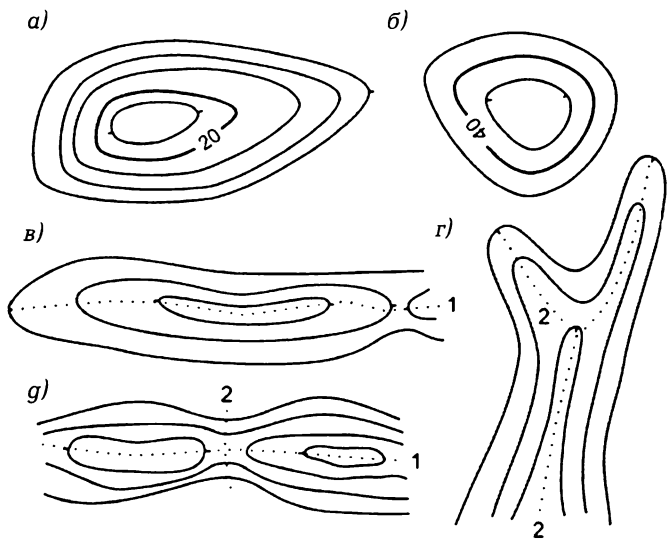


Рис. 2.6. Основные формы рельефа:
а — гора; б — котловина; в — хребет; г — лощина; д — седловина;
1 — водораздельная линия; 2 — водосливная линия

Гора (возвышенность, холм, курган, сопка) изображается замкнутыми горизонталями с бергштрихами, обращенными наружу (рис. 2.6, *а*). Основными характерными точками этой формы рельефа являются вершина горы и точки у ее подошвы.

Котловина (впадина) тоже изображается замкнутыми горизонталями, но с бергштрихами, обращенными внутрь (рис. 2.6, *б*).

Основными характерными точками этой формы рельефа являются точки на ее дне и у бровки.

Хребет — вытянутая в одном направлении возвышенность. Изображается огибающими гребень хребта и идущими по его скатам вытянутыми горизонталями (рис. 2.6, *в*). Бергштрихи, как и у горы, обращены наружу. Характерной линией хребта является проходящая вдоль его гребня *водораздельная линия*.

Лощина (долина, ущелье, овраг, балка) — вытянутое в одном направлении углубление. Изображается тоже вытянутыми, описывающими ее форму горизонталями с бергшрихами, обращенными внутрь (рис. 2.6, *г*). Характерной линией лощины является *водосливная линия* (тальвег) — линия, по которой сбегает вода.

Седловина — пониженная часть местности между двумя возвышенностями (рис. 2.6, *д*). В горах седловины называют перевалами. Через седловину и примыкающие к ней возвышенности проходит водораздельная линия. По обе стороны от водораздела к седловине примыкают лощины со своими водосливными линиями. Таким образом, седловина — это место пересечения водораздельной и водосливной линий.

2.4. Решение задач по топографической карте.

Измерение расстояний на картах и планах. Для измерения расстояния между двумя точками на карте его берут на циркуль-измеритель и переносят на помещенный под южной рамкой карты линейный масштаб, где значение расстояния отсчитывают в метрах.

Более точно расстояние между заданными точками измеряют выверенной линейкой с миллиметровыми делениями. Отсчет по линейке выражают в сантиметрах, фиксируя десятые и сотые доли сантиметра. Умножив результат измерения на число метров, указанное в именованном масштабе карты, получают расстояние в метрах.

Еще точнее измерения выполняются с применением *поперечного масштаба* (рис. 2.7).

На металлической линеечке через m интервалов выгравированы параллельные линии — горизонтали (обычно $m = 10$). К ним восставлены перпендикуляры — вертикали, расстояние между которыми называют основанием масштаба δ (обычно $\delta = 2$ см). Крайнее левое основание разделено на n частей и через полученные точки проведено n наклонных линий — трансверсалей (обычно $n = 10$ или 5). Длины отрезков, параллельных основанию, на поперечном масштабе равны: между соседними вертикалями — δ, между соседними трансверсалями — δ / n. Длины отрезков между вертикалью и

исходящей из той же точки трансверсалью изменяются в пределах от 0 до δ / n. Наименьшее деление поперечного масштаба, определяющее его точность, равно $\delta / (mn)$.

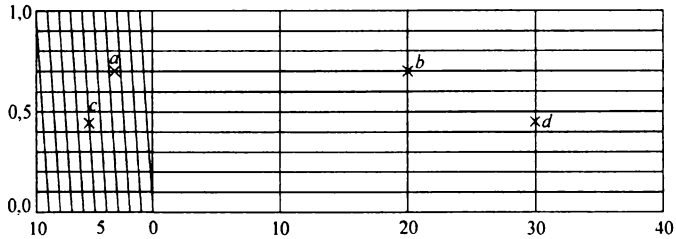


Рис. 2.7. Поперечный масштаб

Для удобства пользования поперечным масштабом деления основания и горизонтали оцифровывают в соответствии с масштабом плана.

Для измерения расстояния берут его в раствор циркуля-измерителя. Правую его ножку ставят на одну из вертикалей поперечного масштаба, а левую — на одну из трансверсалей, но так, чтобы обе ножки оказались на одной и той же горизонтали. Измеренное расстояние равно сумме расстояний, соответствующих числу охваченных раствором циркуля целых оснований, десятых долей основания и сотых, оцениваемых по положению ножки циркуля на трансверсали. На рисунке отрезок *ab* имеет длину 20 + 3 + 0,7 = 23,7 м. Длина отрезка *cd* равна 30 + 5 + 0,45 = 35,45 м. Из второго примера видно, что длину отрезка удается измерить с точностью половины наименьшего деления (в данном случае 0,05 м).

Для измерения длин извилистых линий служит специальный прибор — курвиметр, снабженный колесиком, которое прокатывают вдоль измеряемой линии. Вращение передается на стрелку циферблата, по которому прочитывают измеренное расстояние.

Определение координат по карте. Для определения координат показанных на карте объектов служат рамки карты и километровая сетка.

Географические координаты точек определяют, опираясь на минутную рамку карты. На западной и восточной рамках находят одинаковые значения минут, ближайшие к широте определяемой точки с юга, и прочерчивают соединяющую их линию (рис. 2.8.).

На рис. 2.8, *а* показан отрезок такой линии со значением широты на ней 57°20′. Взяв на циркуль-измеритель расстояние *а* от определяемой точки *M* до проведенной линии, откладывают его на рамке карты от деления 57°20′ и, пользуясь десятисекундными делениями рамки, определяют число секунд. На рисунке число секунд равно 32″, следовательно, широта точки *M* равна 57°20′32″.

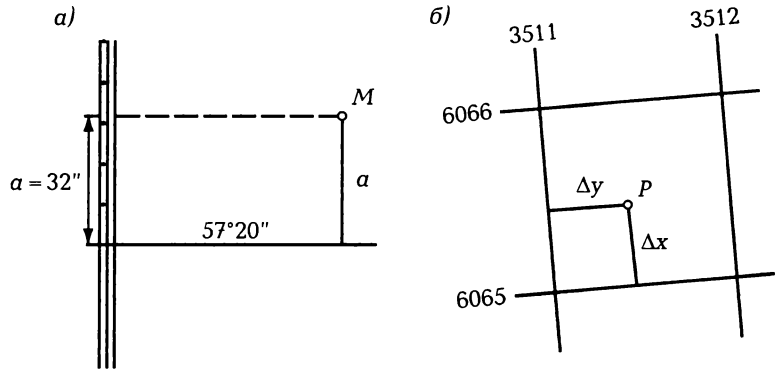


Рис. 2.8. Определение координат точек по карте:
а — географических; б — прямоугольных

Для определения долготы точки на северной и южной рамках карты находят одинаковые значения минут долготы и прочерчивают вертикальную линию, которая должна пройти западнее (левее) точки. Расстояние от точки до линии переносят измерителем на северную или южную рамку и считают, как и при определении широты, число секунд. Градусы и минуты, соответствующие прочерченной линии, и сосчитанные секунды дадут значение долготы.

Прямоугольные координаты точек определяют, пользуясь имеющейся на карте километровой сеткой, линии которой параллельны координатным осям *x* и *y* и проведены через 1 км. Заметив, в котором квадрате километровой сетки расположена определяемая точка, читают на выходах километровых линий за рамку значения координат: $x_ю$ — для линии, ограничивающей квадрат с юга, и $y_з$ — для линии, ограничивающей его с запада. Измерением расстояний от определяемой точки *P* (рис. 2.8, *б*) до южной и западной границ квадрата определяют приращения координат — отрезки Δx и Δy. Сложив соответствующие координаты и их приращения, выраженные в метрах, находят координаты точки:

$$x_P = x_ю + \Delta x;\ \ y_P = y_з + \Delta y.$$

В нашем примере $x_P = 6065000 + \Delta x;\ \ y_P = 3511000 + \Delta y$.

Определение углов ориентирования. Дирекционный угол направления отрезка на карте измеряют транспортиром как угол, отсчитываемый по направлению часовой стрелки от северного направления линии километровой сетки до направления отрезка. При необходимости перед измерением отрезок удлиняют карандашом до пересечения с линией сетки. Более точным является другой способ: определяют прямоугольные координаты x_1, y_1, x_2, y_2 конечных точек отрезка и вычисляют дирекционный угол по формулам (1.8) — (1.9).

Для определения азимута направления сначала измеряют его дирекционный угол α. Затем устанавливают сближение меридианов γ, значение которого подписано под южной рамкой карты и показано на помещенной там же схеме. Зная дирекционный угол и сближение меридианов, азимут вычисляют по формуле (1.7).

Можно азимут измерить и непосредственно. Через одноименные значения минут долготы проводят вертикальную линию — меридиан. Угол между ним и направлением отрезка и есть азимут *A*.

Под южной рамкой карты и на схеме указано также склонение магнитной стрелки δ, позволяющее вычислить магнитный азимут направления по формуле (1.8).

Определение высот точек по карте. Высота точки, лежащей на горизонтали, равна высоте горизонтали. Высоты отдельных горизонталей подписаны в их разрыве. Высоты других горизонталей легко сообразить, зная высоту сечения рельефа, а также высоты подписанных горизонталей и высоты тех характерных точек рельефа, у которых подписаны их отметки. При этом учитывают, что высоты горизонталей кратны высоте сечения рельефа, горизонтали с круглыми значениями высот изображены утолщенными, направление уменьшения высот указано бергштрихами и основаниями цифр, которыми подписаны горизонтали.

Высота точки *M*, расположенной между двумя горизонталями (рис. 2.9), определяется по формуле

$$H_M = H_з + h\frac{b}{a},$$

где $H_г$ — высота меньшей горизонтали, h — высота сечения рельефа, а отрезки a и b — заложение ската и расстояние от точки до горизонтали, измеряемые по карте линеечкой.

Построение профиля. Для построения профиля по линии, проведенной на карте, определяют высоты точек в местах ее пересечения с горизонталями, водораздельными и водосливными линиями. Измеряют горизонтальные расстояния до них от начальной точки линии. При построении профиля по горизонтальной оси откладывают расстояния, а по вертикальной — высоты. Для наглядности вертикальный масштаб принимают крупнее горизонтального (в 10, а то и в 50 раз).

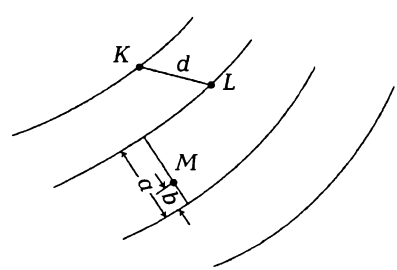


Рис. 2.9. Определение высоты точки и уклона линии

Определение уклонов и углов наклона. Отрезки линий на земной поверхности обычно имеют какой-то наклон, отчего начало и конец отрезка находятся на

разных высотах. Разность их высот — превышение, а проекция отрезка на горизонтальную плоскость — его горизонтальное проложение.

Уклоном i линии называется отношение превышения h к горизонтальному проложению d:

$$i = h / d. \qquad (2.1)$$

Для определения по карте уклона линии на участке KL между двумя горизонталями (рис. 2.9) измеряют его горизонтальное проложение — заложение d. Поскольку концы отрезка лежат на смежных горизонталях, превышение h между ними равно высоте сечения рельефа, подписанному под южной рамкой карты. Воспользовавшись формулой (2.1), вычисляют уклон, который принято выражать в тысячных. Если, например, h = 1 м, d = 48 м, то уклон равен i = 1 м / 48 м = 0,021 = 21‰.

С другой стороны, отношение превышения h к горизонтальному проложению d равно тангенсу угла ν наклона линии. Поэтому

$$i = \mathrm{tg}\nu,$$

что позволяет, вычислив уклон определить по нему угол наклона. Но при пользовании картой углы наклона определяют с помощью графика заложений (рис. 2.10), располагаемого под южной рамкой карты.

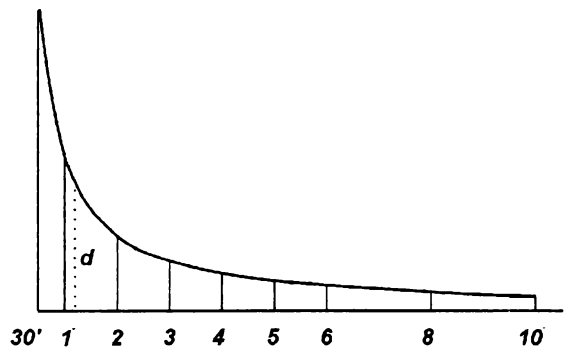


Рис. 2.10. График заложений

По горизонтальной оси графика отложены углы наклона, а по вертикальной — соответствующие этим углам заложения d, выраженные в масштабе карты и рассчитанные по формуле

$$d = h / M \,\mathrm{tg}\,\nu,$$

где h — высота сечения рельефа, а M — знаменатель масштаба карты.

Для определения угла наклона расположенного между горизонталями отрезка длиною d берут его в раствор циркуля и на гра-

фике заложений находят такой угол, над которым ордината равна раствору циркуля d. На рис. 2.10 — это угол $\nu = 1{,}2°$.

При необходимости многократного определения уклонов пользуются графиком уклонов, построенному аналогично графику заложений, но с отложением по горизонтальной оси не углов наклона, а уклонов.

Проведение линии с заданным предельным уклоном. Необходимость решения такой задачи возникает, например, при выборе трассы для будущей дороги. Вычисляют соответствующее заданному предельному уклону $i_{пред}$ заложение, выраженное в масштабе карты:

$$d = h / M\, i_{пред}.$$

Чтобы уклон линии не превосходил $i_{пред}$, ни одно заложение на ней не должно быть меньше, чем рассчитанное d. Если расстояние между горизонталями больше рассчитанного, направление линии можно выбирать произвольно. В противном случае в раствор циркуля берут отрезок, равный d, и строят ломаную линию, умещая между горизонталями рассчитанное предельное заложение (рис. 2.11).

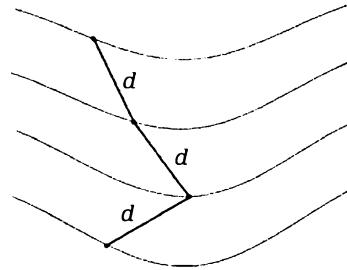


Рис. 2.11. Построение линии с заданным уклоном

Определение водосборной площади (бассейна). Водосборной называют площадь, с которой дождевые и талые воды поступают в данное русло. Определение водосборной площади необходимо, например, при проектировании дороги для расчета отверстия моста или трубы.

Для определения границ водосборной площади на карте проводят водораздельные линии, а затем от проектируемого сооружения к водораздельным линиям проводят линии наибольшего ската, перпендикулярные горизонталям.

Например, водосборная площадь, для точки P, где предстоит строительство трубы, (рис. 2.12), ограничена штриховой линией, образованной водораздельной и двумя линиями наибольшего ската.

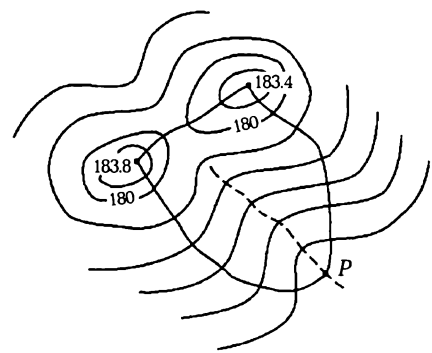


Рис. 2.12. Водосборная площадь

2.5. Определение площадей по картам и планам

Аналитический способ. Если участок представляет собой замкнутый многоугольник, то, сняв с плана прямоугольные координаты его вершин, площадь участка вычисляют по формуле:

$$S = \frac{1}{2}\sum_{i=1}^{i=n} x_i(y_{i+1} - y_{i-1}) = \frac{1}{2}\sum_{i=1}^{i=n} y_i(x_{i-1} - x_{i+1}),$$

где i — номера вершин многоугольника, пронумерованных по ходу часовой стрелки.

По этой же формуле можно вычислить площадь с криволинейными границами, если координаты точек границы сняты так часто, что отрезки между точками можно считать прямыми. В последнем случае съем координат выполняют с помощью специального прибора — дигитайзера, а вычисления выполняют на компьютере.

Графические способы. Участок на плане разбивают на простые геометрические фигуры (обычно — треугольники), элементы которых измеряют с помощью измерителя и поперечного масштаба, а площади вычисляют по известным формулам и суммируют.

Участок на плане разбивают на простые фигуры, площади которых определяют с помощью палетки. Палетка — лист прозрачного материала (восковки, лавсана, пластика), на который нанесена сетка квадратов размером 2 × 2 мм или система равноотстоящих параллельных линий. Наложив палетку с квадратами на план, подсчитывают число квадратов, уместившихся в измеряемой площади, оценивая дробные части квадратов на краях участка на глаз. Результат подсчета умножают на площадь одного квадрата.

Палеткой с параллельными линиями площадь делится на трапеции, в каждой из которых измеряют длину средней линии. Суммируя площади трапеций, равные произведению длины средней линии на расстояние между линиями, определяют площадь участка.

Точность определения площади с помощью палеток — 1 / 50.

Полярный планиметр. Планиметрами называются приборы для измерения площадей. Наиболее распространен полярный планиметр (рис. 2.13). Он состоит из двух рычагов — полюсного *1* и обводного *4*, соединяемых шарниром *8*. Полюс планиметра (массивный цилиндр *2* с иглой, втыкаемой в бумагу) в процессе измерения площади остается неподвижным. На конце длинного плеча обводного рычага укреплен шпиль *3* (или лупа с маркой в виде креста в ее центре), которым обводят контур измеряемой площади. На коротком плече обводного рычага крепится каретка с мерным колесиком *6*, опирающимся на поверхность плана, и счетным механизмом. Когда обводной шпиль *3* (или марка) перемещается по линии контура перпендикулярно рычагу, мерное колесико *6* катится по бумаге. При перемещении обводного шпиля по направлению рычага коле-

сико скользит по бумаге, не вращаясь. При перемещении шпиля в иных направлениях происходит и вращение, и скольжение. Суммарное число оборотов колесика, накопленное при обводке шпилем контура, пропорционально площади, ограниченной контуром.

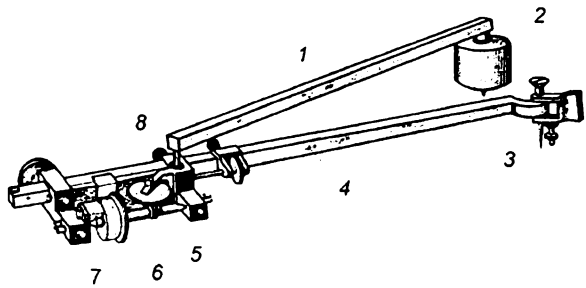


Рис. 2.13. Полярный планиметр

Для подсчета числа оборотов вращение колесика передается на циферблат *5*. По ободу колесика нанесено 100 делений. Отсчеты по шкале обода берут с помощью верньера *7*. Отсчет по планиметру (рис. 2.14) состоит из отсчета числа целых оборотов колесика по циферблату (на рисунке — цифра 6), отсчета десятых и сотых долей оборота — по шкале обода против нуля верньера (цифры 4 и 2) и тысячных долей оборота — по номеру штриха верньера, совпадающего со штрихом на шкале обода (цифра 2).

Для измерения площади обводят ее контур, делая при этом два отсчета по планиметру: один n_1 — до обвода, другой n_2 — после. Площадь вычисляют по формуле

$$S = c \cdot (n_2 - n_1), \qquad (2.2)$$

где c — цена одного деления планиметра. Для надежности площадь измеряют 3 — 5 раз и полученные результаты осредняют.

Если во время измерений полюс планиметра располагался внутри измеряемой площади, то вместо формулы (2.2) используют формулу

$$S = c \cdot (n_2 - n_1 + Q),$$

где Q — постоянная планиметра.

Цена деления планиметра c зависит от длины обводного рычага и регулируется перемещением по нему каретки с мерным колесиком и счетным механизмом. Перед измерением площади цену деления планиметра определяют. При этом, расположив полюс в

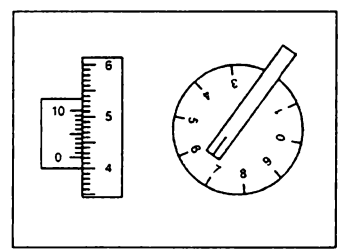


Рис. 2.14. Отсчет по планиметру: 6422.

стороне, обводят фигуру, площадь S_0 которой известна, например квадрат километровой сетки на карте, и вычисляют цену деления

$$c = S_0 / (n_2 - n_1).$$

Для определения постоянной Q обводят фигуру с известной площадью, поместив полюс внутри этой площади, после чего вычисляют $Q = (S_0 / c) - (n_2 - n_1)$.

Точность определения площади планиметром — 1 / 300.

Электронные планиметры. Электронный полярный планиметр устроен подобно механическому, но имеет электронное счетное устройство и жидкокристаллический дисплей.

Электронный роликовый планиметр катится на двух высокофрикционных абразивных роликах, измеряющих смещения по направлению качения. Поворотная штанга с курсором, перемещаемым по контуру площади, измеряет смещения в поперечном направлении. Счетное устройство вычисляет площадь и высвечивает ее величину на дисплее.

Электронный роликовый планиметр-дигитайзер позволяет, кроме измерения площади, снимать координаты точек и решать некоторые задачи — определение радиуса окружности, длины дуги, площади сегмента и др. Возможна связь с компьютером через стандартный интерфейс.

2.6. Цифровые модели местности. Электронные карты

Для составления плана местности выполняют ее съемку, т. е. измерения, определяющие координаты и высоты расположенных на ней объектов, и сбор информации, характеризующей особенности местности и названных объектов. При компьютерной технологии работ результаты измерений и сопутствующая информация регистрируются на магнитных носителях (картах, дисках) и затем обрабатываются на компьютерах по стандартным программам. В результате обработки получают так наз. цифровую модель местности.

Цифровой моделью местности называется представленное в виде цифровых кодов логико-математическое описание местности, адекватное по содержанию плану местности.

Основным содержанием цифровой модели местности является топографическая информация, в состав которой входят:

- метрическая информация — координаты x, y и высотные отметки точек;
- синтаксическая информация, характеризующая связи между точками, (очертания зданий, лесов, пашен, водоемов, дороги, водосливные и водораздельные линии, направления скатов между характерными точками на склонах и т. п.);

— семантическая информация, описывающая свойства объектов (материал и этажность зданий, порода, высота и толщина деревьев в лесу и т. п.);
— структурная информация, характеризующая связи между различными объектами (например, группы зданий могут относиться к одному или разным населенным пунктам).

Наряду с топографической цифровая модель местности содержит и необходимую общую информацию (название участка, система координат и высот, номенклатура).

Файлы с информацией о цифровой модели местности хранят на магнитных дисках. С применением соответствующих пакетов программ возможно различное использование цифровой модели местности, а именно — высвечивание плана местности на экране дисплея, вычерчивание плана на автоматическом графопостроителе (плоттере), непосредственное использование цифровой информации, например, для автоматизированного проектирования сооружений под предстоящее строительство.

В настоящее время все более широкое применение находят цифровые и электронные карты. *Цифровой картой* называют цифровую модель значительного участка земной поверхности, сформированную с учетом генерализации изображаемых объектов и принятой картографической проекции. *Электронной картой* называется изображение местности на экране дисплея, полученное из цифровой карты с помощью соответствующих программных средств. Достоинством цифровых и электронных карт является возможность их пополнения новой информацией по мере ее поступления, автоматический поиск и выдача нужных сведений, представление изображения в желательном масштабе, изменение нагрузки изображения — выдача той ее части, которая нужна потребителю, оперативность поиска нужной карты.

В связи с переходом к рыночной экономике возросла объективная потребность граждан, юридических лиц и органов управления в информации о состоянии земли, зданий и другой недвижимости и правах на владение ими. Поэтому на основе цифровых карт создается банк данных для цифрового *земельного кадастра*, содержащего основные сведения о границах, стоимости, хозяйственном состоянии, размерах, доходности земельной собственности, а для городских территорий — соответствующего *городского кадастра*.

Цифровые карты открыли возможности для накопления и наглядного отображения на их основе самой разнообразной информации о состоянии природной среды (геологические, гидрологические, геоботанические, климатические данные), об объемах природопользования промышленными, сельскохозяйственными, лесозаготовительными, охотничьими организациями, об экологической обстановке, землеустройстве, застройке и многом другом.

Глава 3

МАТЕМАТИЧЕСКАЯ ОБРАБОТКА РЕЗУЛЬТАТОВ ГЕОДЕЗИЧЕСКИХ ИЗМЕРЕНИЙ

3.1. Виды геодезических измерений и их ошибок

В геодезии измеряют различные физические величины, например углы, длины отрезков, площади. Различают измерения прямые (непосредственные) и косвенные.

Измерить непосредственно физическую величину — значит сравнить ее с другой величиной того же рода, принятой за единицу сравнения. Основное уравнения прямого измерения:

$$l = N \cdot q,$$

где l — значение измеренной величины, q — значение величины, принятой за единицу сравнения, N — отвлеченное число, показывающее во сколько раз l больше q.

Примером может служить измерение дирекционного угла по карте с помощью транспортира.

Косвенные измерения — это такие измерения, которые получают по формулам, связывающим значения измеренных физических величин со значениями других физических величин, полученных из прямых измерений и являющихся аргументами этих формул. Уравнение косвенного измерения:

$$l = f(l_1, l_2, \ldots, l_n).$$

Пример 3.1. В инженерной геодезии приходится определять высоту недоступного предмета (столба, дома и т. п.). Из рис. 3.1. следует, что

$$H = S \cdot (\mathrm{tg}\nu_1 - \mathrm{tg}\nu_2),$$

где S — непосредственно измеренное расстояние, ν_1 и ν_2 — непосредственно измеренные вертикальные углы.

Процесс измерения протекает в определенных условиях. Они характеризуются факторами измерений, связанными с конкретным состоянием измеряемой физической

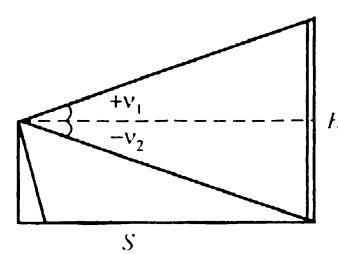


Рис. 3.1. Определение высоты недоступного предмета

величины, квалификацией субъекта измерения, качеством мерного прибора, используемым методом и состоянием внешней среды. В процессе измерения каждый фактор оказывает свое влияние на окончательный результат. Связи между всеми факторами могут быть существенными или второстепенными. Последние проявляются случайно, не обязательно в каждом результате измерения, и приводят к тому, что при многократном измерении одной и той же физической величины результаты измерений отличаются друг от друга и не совпадают со значением измеряемой величины. Разность между результатом измерения l и действительным значением L_0 измеряемой физической величины является ошибкой Δ результата измерения, т. е.

$$\Delta = l - L_0.$$

Понятие ошибки является фундаментальным понятием теории математической обработки результатов измерений. Познание внутренней структуры ошибки, более глубокое проникновение в ее сущность предусматривает расчленение ошибки на части.

Одно из направлений связано с введением элементарных ошибок, появление которых в реальном мире связывают с источниками ошибок. В этом проявляется объективный характер элементарных ошибок. В теории известны разные подходы к определению элементарных ошибок. Немецкий ученый Г. Хаген формально ввел бесконечное число элементарных ошибок, каждая из которых с одинаковой вероятностью принимает в опыте некоторое значение: либо положительное, либо отрицательное.

Ю.В. Кемниц связал элементарные ошибки с факторами измерений, которые выступают как источники элементарных ошибок. По Кемницу, различают элементарные ошибки объекта, личные ошибки, приборные ошибки, ошибки метода измерений и внешние ошибки. К.Ф. Гаусс и многие его последователи в каждом конкретном случае перечисляли многочисленные известные им источники ошибок, порождающие элементарные ошибки, которые, в свою очередь, формируют полную ошибку результата измерения.

Пример 3.2. При измерении горизонтального угла теодолитом одним полным приемом оказывают влияние несколько самостоятельных источников ошибок, которые порождают элементарные ошибки. Это ошибка центрирования теодолита над пунктом Δ_1, ошибка установки вехи Δ_2, ошибка визирования Δ_3, ошибка отсчета по микроскопу Δ_4. Суммарная ошибка измеренного направления:

$$\Delta = \Delta_1 + \Delta_2 + \Delta_3 + \Delta_4.$$

Различают ошибки грубые, систематические и случайные.

Грубые ошибки — это промахи, описки, просчеты и т. д. Примером описки является неправильная запись 64°42′35″ измеренной по карте широты 54°42′35″ (грубая ошибка 10°). Грубые ошибки выяв-

ляются из повторных измерений, а результаты измерений, содержащие грубые ошибки, в дальнейшую обработку не принимаются.

Систематические ошибки проявляются в виде определенной закономерности, которую чаще всего можно выразить функциональной зависимостью. Зная функциональную зависимость, мы можем ввести поправки в результаты измерений. Это один из способов борьбы с систематическими ошибками.

Пример 3.3. При измерении линии лентой в измеренное расстояние вводят поправку за температуру согласно физическому закону линейного расширения тел при нагревании.

Другой способ борьбы с систематическими ошибками — это исключение влияния источника систематической ошибки в процессе измерений. Так поступают при геометрическом нивелировании, когда визирная ось должна быть параллельна оси цилиндрического уровня. При невыполнении этого условия в отсчете по рейке возникает систематическая ошибка. Однако при нивелировании способом из середины она исключается в значении превышения, которое вычисляется как разность отсчетов по рейкам (см. главу 6).

Есть систематические ошибки, от которых нельзя избавиться. Это те ошибки, которые присутствуют в результатах измерений, а мы об этом ничего не знаем, и те, происхождение которых нам известно, а значение неизвестно. Примером может служить ошибка измерительных приборов, определяемая классом точности прибора. Если на приборе указан класс точности 0,5, то это означает, что показания прибора правильны с точностью до 0,5 % от всей действующей шкалы прибора. Поэтому вольтметр генератора гиротеодолита типа Gi-C, шкала которого оцифрована от 0 до 50 В, дает ошибку в измерении напряжения не более 0,25 В. Изменения напряжения в десятых долях вольта таким прибором не будут выявлены.

Но чаще всего систематические ошибки оказывают остаточное влияние на результаты измерений. Поясним это на следующем примере. При вычислении магнитного азимута по измеренному по карте дирекционному углу возникает систематическая ошибка, если воспользоваться склонением магнитной стрелки, указанным на карте для определенной эпохи. Ее можно исключить путем введения поправки на годовое изменение склонения. Оно изменяется от года к году, а на карте дано среднее значение, использование которого и приводит к остаточному влиянию систематической ошибки на магнитный азимут из-за неполного знания годового изменения склонения магнитной стрелки.

Случайные ошибки — это такие ошибки, величина и знак которых случайно изменяются от результата к результату. Нельзя заранее установить величину и знак случайной ошибки. Случайные ошибки неизбежны, от них нельзя избавиться, можно лишь ослабить их влияние.

3.2. Свойства случайных ошибок

В массе случайных ошибок проявляются закономерности. Они выступают как свойства этих ошибок. Можно выделить следующие свойства случайных ошибок.

1. *Свойство ограниченности*: случайная ошибка по абсолютной величине не может превзойти некоторого предела — *предельной ошибки* $\Delta_{пр}$, т. е.

$$|\Delta| \le \Delta_{пр}.$$

2. *Свойство компенсации*: если получен ряд результатов измерений со случайными ошибками $\Delta_1, \Delta_2, \ldots, \Delta_n$, то имеет место предел

$$\lim_{n\to\infty} \frac{\sum_{i=1}^{n} \Delta_i}{n} = 0.$$

3. *Свойство независимости*: если получены два ряда результатов измерений со случайными ошибками $\Delta_1', \Delta_2', \ldots, \Delta_n'$ и $\Delta_1'', \Delta_2'', \ldots, \Delta_n''$, то

$$\lim_{n\to\infty} \frac{\sum_{i=1}^{n} \Delta_i' \Delta''}{n} = 0.$$

Если случайные ошибки обладают этим свойством, то говорят, что результаты измерений независимые.

4. *Свойство рассеивания*: если получен ряд результатов измерений со случайными ошибками $\Delta_1, \Delta_2, \ldots, \Delta_n$, то имеет место предел

$$\lim_{n\to\infty} \frac{\sum_{i=1}^{n} \Delta_i^2}{n} = \bar{m}^2,$$

где $\bar{m}$ — некоторая постоянная, именуемая *стандартом*.

3.3. Нормальный закон распределения случайных ошибок

Случайные величины. Теория ошибок тесно связана с теорией вероятностей и математической статистикой и широко использует их идеи в своем арсенале.

В теории вероятностей одним из основных понятий является понятие случайной величины. *Случайной величиной* называется величина, которая в опыте принимает те или иные значения с определенной вероятностью.

Основной характеристикой случайной величины является закон распределения вероятностей. Он может быть выражен функцией распределения или плотностью распределения вероятностей.

Функция распределения выступает как вероятность P появления в опыте случайного события, состоящего в том, что случайная величина X будет принимать значения, меньшие x, т. е. $P(X < x)$. Эта вероятность есть функция от x, или иначе

$$P(X < x) = F(x).$$

Плотность распределения вероятностей $f(x)$ определяется как производная от функции распределения:

$$f(x) = \frac{dF(x)}{dx}.$$

На практике чаще всего используют числовые характеристики случайной величины, которые выражают в сжатой форме наиболее существенные особенности распределения вероятностей случайной величины.

Среди них выделяются характеристики положения и рассеивания. Важнейшей характеристикой положения является математическое ожидание:

$$MX = \int_{-\infty}^{\infty} x f(x) dx.$$

Основной характеристикой рассеивания, или иначе разброса значений случайной величины относительно математического ожидания, является *дисперсия* DX. По определению

$$DX = \int_{-\infty}^{\infty} (x - MX)^2 f(x) dx.$$

В теории ошибок измерений вместо дисперсии используют стандарт

$$\bar{m} = \sqrt{DX}.$$

Нормальное распределение. Результаты геодезических измерений, как и их случайные ошибки, распределены по нормальному закону. С точки зрения теории вероятностей мы имеем дело со случайной величиной L, которая в опыте принимает свои значения l_1, l_2,... с определенными вероятностями P_1, P_2,... .

Плотность распределения вероятностей результатов измерений имеет вид:

$$f(l) = \frac{1}{h\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{(l-c)^2}{2h^2}}.$$

Здесь два параметра — c и h.

График нормальной плотности распределения вероятностей результатов измерений представляет собой колоколообразную кривую, асимптотически приближающуюся к оси абсцисс (рис. 3.2).

Найдем математическое ожидание и дисперсию случайной величины L. Опуская промежуточные выкладки, получим:

$$ML = \int_{-\infty}^{\infty} l \frac{1}{h\sqrt{2\pi}} e^{\frac{(l-c)^2}{2h^2}} dl = c$$

и

$$DL = \int_{-\infty}^{\infty} (l - ML)^2 \frac{1}{h\sqrt{2\pi}} e^{\frac{(l-ML)^2}{2h^2}} dl = h^2;$$

значит $\bar{m} = h$.

В новых обозначениях плотность нормального распределения вероятностей результатов измерений имеет вид:

$$f(l) = \frac{1}{\bar{m}\sqrt{2\pi}} e^{\frac{(l-ML)^2}{2\bar{m}^2}}.$$

Математическое ожидание ML выступает как истинное значение измеряемой величины и является центром рассеивания, который характеризует положение кривой на оси абсцисс (см. рис. 3.2). При изменении ML кривая смещается, но ее форма при этом не изменяется (рис. 3.3).

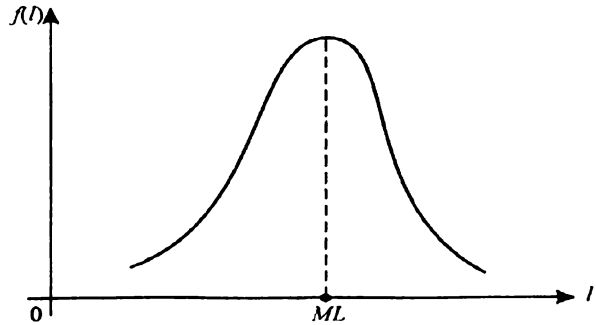


Рис. 3.2. Плотность распределения вероятностей результатов измерений

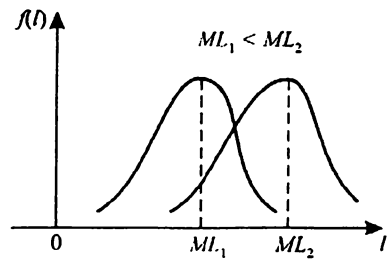


Рис. 3.3. Смещение центра рассеивания

Для случайных ошибок Δ плотность распределения вероятностей имеет вид

$$f(\Delta) = \frac{1}{\bar{m}\sqrt{2\pi}} e^{\frac{-\Delta^2}{2\bar{m}^2}}.$$

Стандарт $\bar{m}$ определяет форму кривой распределения. При уменьшении величины стандарта кривая становится более вытянутой и одновременно узкой, при увеличении — наоборот более плоской и широкой (рис. 3.4).

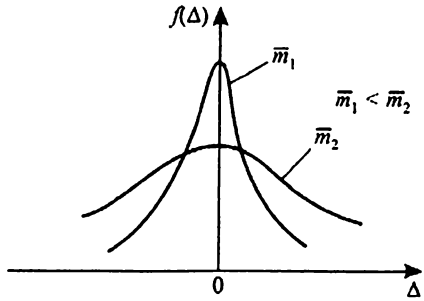


Рис. 3.4. Влияние стандарта на форму кривой

Предельная ошибка. Пусть случайное событие состоит в том, что случайная величина L будет принимать в опыте значения в интервале от a до b. Тогда вероятность этого события будет $P(a < L < b)$. Геометрически это означает, что мы ищем площадь, заштрихованную на рис. 3.5.

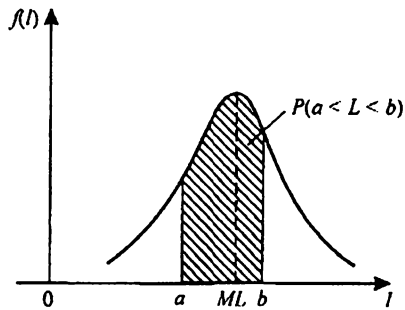


Рис. 3.5. Вероятностная интерпретация плотности распределения

Вероятность такого события выражается через функцию Лапласа

$$P(a < L < b) = \Phi\left(\frac{b-x}{\bar{m}}\right) - \Phi\left(\frac{a-x}{\bar{m}}\right),$$

где функция Лапласа

$$\Phi(z) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_0^z e^{\frac{-t^2}{2}} dt.$$

Геометрическая интерпретация функции Лапласа — это площадь, заштрихованная на рис. 3.6.

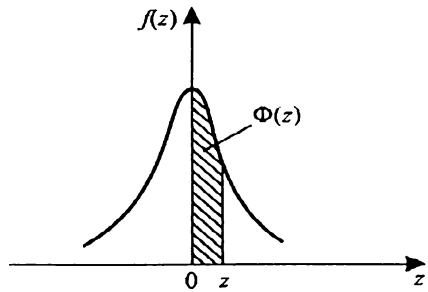


Рис. 3.63. Функция Лапласа

Функция Лапласа — нечетная функция, т. е. $\Phi(-z) = -\Phi(z)$. Функция Лапласа затабулирована. Для расчетов приводим выборку из этих таблиц (табл. 3.1).

Таблица 3.1

Z	1	2	2,5	3
Ф (z)	0,3413	0,4772	0,4937	0,4987

Пусть $ML = 0$, $a = -3\bar{m}$, $b = +3\bar{m}$. Тогда $P(-3\bar{m} < L < +3\bar{m}) = \Phi(3) - \Phi(-3) = 2\Phi(3) = 2 \cdot 0{,}4987 = 0{,}997$. Это значит, что из каждой тысячи измерений лишь только для трех измерений их случайные ошибки за счет чисто случайных причин будут превосходить значение утроенного стандарта. Такое событие в теории вероятностей считается маловероятным. По принципу практической невозможности маловероятных событий считаем, что ошибки всех измерений будут меньше утроенного стандарта, т. е. эту величину можно принять за предельную ошибку (рис. 3.7).

$$\Delta_{пр} = 3\bar{m}.$$

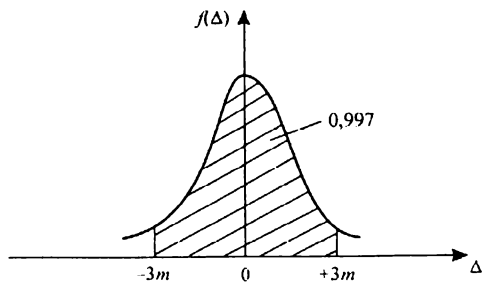


Рис. 3.7. Предельная ошибка

3.4. Количественные критерии точности результатов измерений

Результаты измерений — числа приближенные, неточные. Возникает задача оценки точности результатов измерений. Термин «точность измерений» является основным термином, определяющим метрологические возможности средств измерений. Под *точностью измерения* понимается степень близости результата измерения к истинному значению измеряемой величины. Точность результата измерения зависит от условий измерений. Результаты измерений, полученные в одинаковых условиях, называются равноточными. Если в процессе измерений условия измерений изменялись, то результаты измерений оказываются неравноточными. Мерой точности равноточных измерений является стандарт $\bar{m}$ согласно свойству рассеивания случайных ошибок. Стандарт связан с условиями измерений, а именно: если условия измерений хорошие, то стандарт — малая величина; плохим условиям измерений соответствует большой стандарт (см. рис. 3.7). В первом случае точность результатов измерений высокая, во втором — низкая. Практически при конечном числе измерений n вместо стандарта вычисляют *среднюю квадратическую ошибку*

$$m = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{n} \Delta_i^2}{n}},$$

которая является приближенным значением стандарта.

Количественным критерием точности результата измерения выступает также предельная ошибка, ибо согласно свойству ограниченности

$$-\Delta_{пр} \le \Delta \le +\Delta_{пр}.$$

Величина $\Delta_{пр}$ связана, как и стандарт, с условиями измерений. Именно эта величина чаще всего задается в инструкциях и наставлениях по геодезическим измерениям и фигурирует как строительный допуск при строительстве инженерных сооружений.

Рассмотренные выше ошибки называются *абсолютными*. В геодезии в качестве специальных характеристик точности измерений используются *относительные ошибки*, а именно относительная случайная ошибка $\frac{|\Delta|}{l}$, относительная средняя квадратическая ошибка $\frac{m}{l}$, относительная предельная ошибка $\frac{\Delta_{пр}}{l}$. Характеристики относительной точности выражаются в процентах или в относительных величинах. Например, длины линий в инженерной геодезии измеряют с относительной предельной ошибкой $\frac{\Delta_{пр}}{l} = \frac{1}{2000} = 5{,}0 \cdot 10^{-4} = 0{,}05\,\%$.

Характеристики относительной точности используют в том случае, когда точность результата измерения зависит от величины объекта измерения. К таким измерениям относятся линейные измерения, т. к. при одной и той же абсолютной ошибке двух измеренных линий точнее будет та, длина которой больше. Точность же угловых измерений характеризуется абсолютной средней квадратической ошибкой m или абсолютной предельной ошибкой $\Delta_{пр}$, т. к. известно, что ошибки измерений углов не зависят от величин самих углов.

Качество измерений характеризуется рядом показателей. Качество измерений, отражающее близость к нулю (или отсутствие) систематических ошибок результатов измерений, называют правильностью измерений.

Качество измерений связано с выбором предельной ошибки. Обычно предельная ошибка назначается по правилу «утроенного стандарта». При расчетах вместо неизвестного стандарта используют его приближенное значение, в частности среднюю квадратическую ошибку. Тогда

$$\tilde{\Delta}_{пр} = 3m.$$

При выполнении ответственных инженерно-геодезических работ берут иное соотношение между ними. Оно получается из следующих расчетов. Если

$$ML = 0,\ a = -2\bar{m},\ b = +2\bar{m};$$

то

$$P(-2\bar{m} < L < +2\bar{m}) = \Phi(2) - \Phi(-2) = 2\Phi(2) = 2 \cdot 0{,}4772 = 0{,}954.$$

Тогда

$$\Delta_{пр} = 2\bar{m},$$

а практически

$$\tilde{\Delta}_{пр} = 2m.$$

Эту формулу используют для особо точных измерений, т. к. в обычных условиях, возможно, придется забраковать 3 измерения из 1 000, а в данном случае — 46 из 1000.

3.5. Оценка точности функций результатов измерений

На практике часто приходится вычислять среднюю квадратическую ошибку функции по известным средним квадратическим ошибкам аргументов. В общем виде эту задачу можно сформулировать так: если $x_1, x_2, \ldots, x_k$ — результаты независимых измерений, по-

лученные со средними квадратическими ошибками $m_1, m_2,..., m_k$, то средняя квадратическая ошибка функции $y = f(x_1, x_2,..., x_k)$ может быть вычислена по формуле

$$m_y = \sqrt{\left(\frac{\partial y}{\partial x_1}\right)^2 m_1^2 + \left(\frac{\partial y}{\partial x_2}\right)^2 m_2^2 + ... + \left(\frac{\partial y}{\partial x_k}\right)^2 m_k^2}\,. \qquad (3.1)$$

Пример 3.4. Высота недоступного предмета вычисляется по формуле (см. рис. 3.1)

$$H = S(\mathrm{tg}\nu_1 - \mathrm{tg}\nu_2)\,.$$

Требуется определить среднюю квадратическую ошибку высоты недоступного предмета, если расстояние S измерено со средней квадратической ошибкой m_s, а вертикальные углы — со средней квадратической ошибкой m_ν.

Находим частные производные:

$$\frac{\partial H}{\partial S} = \mathrm{tg}\nu_1 - \mathrm{tg}\nu_2 = \frac{H}{S},\ \frac{\partial H}{\partial \nu_1} = S\cdot\sec^2\nu_1,\ \frac{\partial H}{\partial \nu_2} = -S\cdot\sec^2\nu_2\,.$$

По формуле (3.1) получаем:

$$m_H = \sqrt{H^2\left(\frac{m_S}{S}\right)^2 + S^2\left(\sec^4\nu_1 + \sec^4\nu_2\right)\times\left(\frac{m_\nu}{\rho}\right)^2}\,.$$

Если учесть, что вертикальные углы $\nu < 30°$, то $\sec\nu \approx 1$.

Тогда

$$m_H = \sqrt{H^2\left(\frac{m_S}{S}\right)^2 + 2S^2\left(\frac{m_\nu}{\rho}\right)^2}\,.$$

Пусть $H = 20$ м, $S = 40$ м, $\frac{m_S}{S} = \frac{1}{2000}$, $m_\nu = 30''$, $\rho = 206265''$, тогда $m_H = 1{,}3$ см и $\frac{m_H}{H} = \frac{1}{1500}$.

Для линейной функции задача оценки точности ставится так: если $x_1, x_2,..., x_k$ — результаты независимых измерений, полученные со средними квадратическими ошибками $m_1, m_2,..., m_k$, то средняя квадратическая ошибка их линейной функции

$$y = a_0 + a_1x_1 + a_2x_2 + ... + a_kx_k\,,$$

где $a_0, a_1, a_2,..., a_k$ — безошибочные постоянные, может быть вычислена по формуле:

$$m_y = \sqrt{a_1^2m_1^2 + a_2^2m_2^2 + ... + a_k^2m_k^2}\,. \qquad (3.2)$$

Пример 3.5. Пусть при измерении одной и той же физической величины получен ряд равноточных измерений $l_1, l_2,..., l_k$ со сред-

ней квадратической ошибкой m. Найти среднюю квадратическую ошибку среднего арифметического из результатов измерений

$$\tilde{l} = \frac{\sum_{i=1}^{k} l_i}{k} = \frac{1}{k} l_1 + \frac{1}{k} l_2 + \ldots + \frac{1}{k} l_k.$$

По формуле (3.2) получим:

$$m_{\tilde{l}} = \sqrt{\left(\frac{1}{k}\right)^2 m_1^2 + \left(\frac{1}{k}\right)^2 m_2^2 + \ldots + \left(\frac{1}{k}\right)^2 m_k^2}.$$

Для равноточных измерений $m_1 = m_2 = \ldots = m_k = m$, тогда

$$m_{\tilde{l}} = \frac{m}{\sqrt{k}}.$$

3.6. Арифметическая середина

Пусть одна и та же физическая величина измерена n раз и получен ряд равноточных измерений $l_1, l_2, \ldots, l_n$ со средней квадратической ошибкой m. Необходимо найти функцию от результатов измерений, которая ближе всего подходит к истинному значению измеряемой величины, то есть такую функцию $y = f(l_1, l_2, \ldots, l_n)$, для которой $m_y < m$. Таких функций существует много. Среди них одной из лучших является среднее арифметическое из результатов измерений:

$$\tilde{l} = \frac{l_1 + l_2 + \ldots + l_n}{n} = \frac{\sum_{i=1}^{n} l_i}{n}.$$

Ее средняя квадратическая ошибка $m_{\tilde{l}} < m$, т. к.

$$m_{\tilde{l}} = \frac{m}{\sqrt{n}}.$$

Из этой формулы следует, что при четырех измерениях среднее арифметическое в два раза точнее каждого результата измерения, при 16 измерениях — в четыре раза и т. д.

Оценка точности результатов равноточных измерений одной и той же физической величины не может быть выполнена по формуле средней квадратической ошибки в силу неизвестности истинного значения измеряемой величины. В этом случае оценка точности осуществляется с помощью поправок, вычисляемых по формуле:

$$V = \tilde{l} - l.$$

Теперь приближенное значение стандарта можно вычислить по формуле

$$m' = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{n} V_i^2}{n-1}}.$$

Величина m' носит название *эмпирической средней квадратической ошибки.*

При малом числе измерений n эмпирическая средняя квадратическая ошибка m' не только случайно отличается от стандарта $\bar{m}$, но еще имеет значительное систематическое смещение относительно $\bar{m}$. Несмещенное значение эмпирической средней квадратической ошибки в этом случае определяется по формуле

$$m = k_{n-1} \cdot m';$$

где коэффициент k_{n-1} берется из табл. 3.2 по аргументу $(n-1)$, m' — эмпирическая средняя квадратическая ошибка, полученная по малому числу измерений.

Таблица 3.2

$n-1$	k_{n-1}	$n-1$	k_{n-1}	$n-1$	k_{n-1}
1	1,253	10	1,025	19	1,013
2	1,128	11	1,023	20	1,013
3	1,085	12	1,021	25	1,010
4	1,064	13	1,019	30	1,008
5	1,051	14	1,018	35	1,007
6	1,042	15	1,017	40	1,006
7	1,036	16	1,016	45	1,006
8	1,032	17	1,015	50	1,005
9	1,028	18	1,014	60	1,004

3.7. Математическая обработка результатов равноточных измерений одной величины

Пусть некоторая физическая величина измерена многократно и получен ряд равноточных результатов измерений $l_1, l_2, \ldots, l_n$. Математическая обработка выполняется в следующем порядке.

1. Вычисляют среднее арифметическое из результатов измерений по рабочей формуле:

$$\tilde{l} = l_0 + \frac{\sum_{i=1}^{n} \delta l_i}{n};$$

где остатки $\delta l_i = l_i - l_0$, а l_0 — целесообразно выбранное приближенное значение среднего арифметического.

Практически удобно в качестве l_0 выбирать наименьший из результатов измерений, т. к. в этом случае все остатки получаются положительными. За l_0 можно брать часто повторяющиеся значения результатов измерений, чтобы иметь максимальное количество нулевых остатков. Можно также за l_0 брать неизменяющуюся часть результатов измерений, тогда в качестве остатков выступают изменяющиеся части результатов измерений.

В значении $\tilde{l}$ надо оставлять на один десятичный знак больше, чем их имеется у результатов измерений. Из-за округления числа, выражающего $\tilde{l}$, возникает ошибка

$$\eta = \tilde{l}' - \tilde{l},$$

где $\tilde{l}$ — вычисленное значение среднего арифметического; $\tilde{l}'$ — его округленное значение.

2. Вычисляют поправки

$$V = \tilde{l}' - \tilde{l}$$

с контролем

$$\sum_{i=1}^{n} V_i = n\eta.$$

3. Вычисляют смещенную эмпирическую среднюю квадратическую ошибку

$$m' = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{n} V_i^2}{n-1}}$$

и ее несмещенную величину

$$m = k_{n-1} \cdot m'.$$

Значение m должно быть записано с двумя-тремя значащими цифрами.

4. Вычисляют среднюю квадратическую ошибку среднего арифметического

$$m_{\tilde{l}} = \frac{m}{\sqrt{n}}$$

также с двумя-тремя значащими цифрами.

5. Определяют предельную ошибку результата измерения по формуле

$$\tilde{\Delta}_{\text{пр}} = 3m.$$

6. Оформляют полученные результаты в виде записи

$$\tilde{l}' \pm m_{\tilde{l}'}.$$

Пример 3.6. После передвижки рельсов измерены рельсовые зазоры. Данные представлены в табл. 3.3.

Таблица 3.3

№№ п / п	l, мм	Δl, мм	V, мм	V^2, мм^2
1	6	0	+0,8	0,64
2	8	2	−1,2	1,44
3	7	1	−0,2	0,04
4	6	0	+0,8	0,64
l_0 $\frac{\sum \delta l}{n}$	6 0,75	$\sum \delta l = +3$	$\sum V = +0,2$ $n\eta = +0,2$	$\sum V^2 = 2,76$
$\tilde{l}$ $\tilde{l}'$ η	6,75 6,8 +0,05			

$$m' = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{n} V_i^2}{n-1}} = \sqrt{\frac{2,76}{4-1}} = 0,96 \text{ мм};$$

$$m = k_{n-1} \times m' = 1,085 \times 0,96 = 1,04 \approx 1,0 \text{ мм};$$

$$m_{\tilde{l}'} = \frac{m}{\sqrt{n}} = \frac{1,0}{\sqrt{4}} = 0,5 \text{ мм};$$

$$\tilde{\Delta}_{\text{пр}} = 3m = 3 \cdot 1,0 = 3,0 \text{ мм}.$$

Полученные результаты записываем в виде

6,8 мм ± 0,5 мм.

3.8. Веса результатов измерений

Если условия в процессе измерений были неодинаковыми, то каждый результат измерения получен со своей, отличной от других, средней квадратической ошибкой. Об абсолютной точности неравноточных результатов измерений судят по их средней квадратической ошибке. Но неравноточные результаты измерений можно сравнить между собой с тем, чтобы установить, которые из них вызывают большее доверие. Доверие к результату измерения выступает как относительная точность. Мерой относительной точности или мерой сравнения результатов измерений между собой является вес результата измерения. Иначе, *вес результата измерения* выступает как показатель значимости результата измерения и вычисляется по формуле

$$p = \frac{\mu^2}{m^2},$$

где m — средняя квадратическая ошибка результата измерения, μ — *средняя квадратическая ошибка единицы веса.* Последнюю надо понимать так. Пусть получен ряд результатов неравноточных измерений $l_1, l_2, \ldots, l_n$ со средними квадратическими ошибками m_1, m_2, ..., m_n и весами p_1, p_2, ..., p_n. Среди результатов измерений может оказаться такой, вес которого равен единице. Тогда его средняя квадратическая ошибка выполняет роль средней квадратической ошибки единицы веса и обозначается как μ. Если среди результатов измерений не окажется такого измерения, то мыслится, что при продолжении процесса измерений мы обязательно получим результат с весом, равным единице, т. е. со средней квадратической ошибкой единицы веса μ.

При назначении весов результатов измерений часто хотят сделать веса удобными для расчетов, например, целыми числами. Тогда используют формулу

$$p = \frac{c}{m^2}, \tag{3.3}$$

где c — коэффициент пропорциональности.

Во многих случаях на практике веса результатов измерений мы можем определить, исходя из характеристик измеряемых физических величин. Например, веса линий, измеренных мерной лентой, обратно пропорциональны длинам линии; вес угла, измеренного многократно и каждый раз разным числом приемов, принимается равным числу приемов.

3.9. Математическая обработка результатов неравноточных измерений

Пусть некоторая физическая величина измерена n раз и получен ряд неравноточных результатов измерений $l_1, l_2, \ldots, l_n$ со средними квадратическими ошибками $m_1, m_2, \ldots, m_n$.

Порядок математической обработки этого ряда следующий.

1. Назначают веса измерений по общей формуле (3.3) или по специальной формуле, например, для линейных измерений по формуле

$$p = \frac{c}{l},$$

где l — длина линии.

2. Вычисляют среднее арифметическое из результатов измерений по общей формуле:

$$\tilde{l} = l_0 + \frac{\sum_{i=1}^{n} p_i \cdot \delta l_i}{\sum_{i=1}^{n} p_i}.$$

В значении $\tilde{l}$ надо оставлять на один десятичный знак больше, чем их имеется у результатов измерений. Из-за округления числа $\tilde{l}$ возникает ошибка

$$\eta = \tilde{l}' - \tilde{l},$$

где $\tilde{l}$ — вычисленное значение общего среднего арифметического, $\tilde{l}'$ — его округленное значение.

3. Вычисляют поправки по формуле

$$V = \tilde{l}' - l$$

с контролем

$$\sum_{i=1}^{n} p_i V_i = \eta \cdot \sum_{i=1}^{n} p_i.$$

4. Вычисляют смещенную эмпирическую среднюю квадратическую ошибку единицы веса:

$$\mu' = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{n} p_i V_i^2}{n-1}}.$$

Ее несмещенное значение определяют по формуле:

$$\mu = k_{n-1} \cdot \mu'.$$

5. Вычисляют среднюю квадратическую ошибку среднего арифметического

$$m_{\tilde{l}'} = \frac{\mu}{\sqrt{\sum_{i=1}^{n} p_i}}$$

и ее вес

$$p_{\tilde{l}'} = \sum_{i=1}^{n} p_i.$$

6. Определяют предельную ошибку для результата измерения с весом, равным единице:

$$\tilde{\Delta}_{\text{пр}} = 3\mu.$$

7. Оформляют полученные результаты в виде записи

$$\tilde{l}' \pm m_{\tilde{l}'};\ p_{\tilde{l}'}.$$

3.10. Оценка точности результатов измерений по невязкам условных уравнений и по разностям двойных измерений

3.10.1. Оценка точности результатов измерений по невязкам условных уравнений

Общие положения. В геодезии измеряемые величины часто связаны геометрическими условиями в виде условных уравнений линейного типа (в общем случае см. формулу (3.8)):

$$a_{10} + a_{11} \times L_{11} + a_{12} \times L_{12} + \ldots + a_{1n_1} \times L_{1n_1} = 0;$$

$$a_{20} + a_{21} \times L_{21} + a_{22} \times L_{22} + \ldots + a_{2n_2} \times L_{2n_2} = 0;$$

$$a_{N0} + a_{N1} \times L_{N1} + a_{N2} \times L_{N2} + \ldots + a_{Nn_N} \times L_{Nn_N} = 0.$$

Здесь буквой L с соответствующими индексами обозначены измеряемые величины, буквой a — безошибочные коэффициенты. Если в эти уравнения подставить результаты измерения l_{ij}, то получим формулы для подсчета невязок условных уравнений (в общем случае см. формулу (3.9)):

$$a_{10} + a_{11} \times l_{11} + a_{12} \times l_{12} + \ldots + a_{1n_1} \times l_{1n_1} = W_1;$$

$$a_{20} + a_{21} \times l_{21} + a_{22} \times l_{22} + \ldots + a_{2n_2} \times l_{2n_2} = W_2;$$

$$a_{N0} + a_{N1} \times l_{N1} + a_{N2} \times l_{N2} + \ldots + a_{Nn_N} \times l_{Nn_N} = W_N.$$

Невязки W_1, W_2, ..., W_N позволяют выполнить оценку точности результатов измерений.

Средняя квадратическая ошибка единицы веса вычисляется по формуле:

$$\mu = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{N} P_{W_i} W_i^2}{N}},$$

в которой веса невязок определяются из выражений:

$$\frac{1}{P_{Wi}} = \left(\frac{\partial Wi}{\partial l_{i1}}\right)^2 \frac{1}{P_{i1}} + \left(\frac{\partial Wi}{\partial l_{i2}}\right)^2 \frac{1}{P_{i2}} + \ldots + \left(\frac{\partial Wi}{\partial l_{in_i}}\right)^2 \frac{1}{P_{in_i}}$$

$(i = 1, 2, \ldots, N)$

Далее рассмотрим конкретные случаи использования общих формул.

Оценка точности угловых измерений по невязкам в полигонах и ходах. В инженерной геодезии угловые измерения выполня-

ют в таких разбивочных сетях, как теодолитные ходы, мостовая триангуляция, тоннельная полигонометрия, строительные сетки, магистральные ходы при трассировании железных дорог.

Невязки условных уравнений в этих построениях вычисляют по формулам для полигонов

$$-180°(n_i - 2) + \beta_{i1} + \beta_{i2} + \ldots + \beta_{in_i} = W_i$$

и для ходов

$$-180°n_i + \alpha_{Hi} - \alpha_{Ki} + \beta_{i1} + \beta_{i2} + \ldots + \beta_{in_i} = W_i;$$

$$(i = 1, 2, \ldots, N).$$

Здесь β_{ij} — измеренные правые по ходу лежащие горизонтальные углы, n_i — число углов в i-ом ходе или полигоне, α_{Hi} и α_{Ki} — дирекционные углы соответственно начального и конечного направлений i-го хода.

В триангуляции $n_i = 3$, и невязки определяют из простых выражений:

$$-180° + \beta_{i1} + \beta_{i2} + \beta_{i3} = W_i$$

Веса измеренных горизонтальных углов принимают равными единице, тогда веса невязок $P_{Wi} = \dfrac{1}{n_i}$ $(i = 1, 2, \ldots, N)$ и средняя квадратическая ошибка измеренного горизонтального угла:

$$m_\beta = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{N} \frac{W_i^2}{n_i}}{N}}.$$

В триангуляции ее определяют по формуле Ферреро:

$$m_\beta = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{N} W_i^2}{3N}}.$$

Пример 3.7. Оценка точности угловых измерений в теодолитных ходах, образующих 8 полигонов. Данные представлены в табл. 3.4.

Таблица 3.4

Номер полигона, i	Количество углов в полигоне, n_i	Невязка в полигоне, W_i	W_i^2	$\dfrac{W_i^2}{n_i}$
1	9	+1,3	1,69	0,188
2	15	−1,6	2,56	0,171
3	11	+2,8	7,84	0,713
4	14	−2,0	4,00	0,286
5	10	−2,5	6,25	0,625
6	9	+2,1	4,41	0,490
7	10	−2,2	4,84	0,484

$$N = 7\sum_{i=1}^{N}\frac{W_i^2}{n_i} = 2{,}957;$$

$$m_{\text{а}} = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{N}\frac{W_i^2}{n_i}}{N}} = \sqrt{\frac{2{,}957}{7}} = 0',7.$$

Пример 3.8. Оценка точности угловых измерений по невязкам треугольников. Данные представлены в табл. 3.5.

Таблица 3.5

Номер треугольника, i	Невязка треугольника, W_i	W_i^2
1	+0,42	0,176
2	–0,76	0,578
3	+0,39	0,152
4	–0,87	0,757
5	–0,51	0,260
6	+0,84	0,706

$$N = 6\sum_{i=1}^{N}W_i^2 = 2{,}629;$$

$$m_{\beta} = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{N}W_i^2}{3N}} = \sqrt{\frac{2{,}629}{3{,}6}} = 0{,}382 = 0',3.$$

Оценка точности геометрического нивелирования по невязкам в полигонах и ходах. При выполнении высотных геодезических разбивочных работ и при определении осадок и деформаций инженерных сооружений создают высотные сети в виде ходов и полигонов геометрического нивелирования.

Если такие построения проложены в виде ходов, то невязки условных уравнений вычисляют по формулам

$$H_{Hi} - H_{Ki} + h_{i1} + h_{i2} + \ldots + h_{iii} = W_i \ (i = 1, 2, \ldots, N);$$

а если они образуют полигоны, то невязки находят из выражения

$$h_{i1} + h_{i2} + \ldots + h_{iii} = W_i \ (i = 1, 2, \ldots, N).$$

Здесь h_{ij} — измеренные превышения; n_i — число таких превышений в i-м ходе или полигоне, H_{Hi} и H_{Ki} — соответственно высоты начального и конечного реперов в ходе геометрического нивелирования.

Оценка точности геометрического нивелирования зависит от характера местности. Если превышения определены по ходам, проложенными между узловыми реперами в равнинной местности, то веса превышений рассчитываются как числа, обратно пропорцио-

нальные длинам нивелирных ходов. Веса невязок нивелирного полигона определяются по формуле:

$$P_{Wi} = \frac{1}{Si} \ (i = 1, 2, ..., N),$$

где Si — длина нивелирного полигона. Средняя квадратическая ошибка нивелирования на 1 км хода

$$\mu_{1км} = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{N} \frac{W_i^2}{S_i}}{N}}.$$

В пересеченной местности число станций на 1 км хода резко различается в разных частях сети нивелирных ходов. Тогда вес превышения на станции принимается за единицу, а веса невязок находят по формуле

$$P_{Wi} = \frac{1}{n_i} \ (i = 1, 2, ..., N).$$

Средняя квадратическая ошибка превышения на станции вычисляется по формуле:

$$m_h = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{N} \frac{W_i^2}{n_i}}{N}}.$$

Средняя квадратическая ошибка нивелирования на 1 км хода:

$$\mu_{1км} = \frac{m_h}{\sqrt{S_{ср}}},$$

где $S_{ср} = \frac{\sum_{i=1}^{N} S_i}{\sum_{i=1}^{N} n_i}$ — среднее расстояние между рейками на станции.

Пример 3.9. Оценка точности геометрического нивелирования по невязкам в полигонах. Данные представлены в табл. 3.6.

Таблица 3.6

Номера полигонов, i	Количество станций в полигоне, n_i	Периметр полигона, S_i, км	Невязка в полигоне W_i, мм	W_i^2, мм^2	$\frac{W_i^2}{n_i}$, мм^2
1	25	5	−27	729	29,2
2	102	7	+14	196	1,9
3	140	5	+21	441	3,2
4	117	9	+28	784	6,7
5	84	10	−41	1681	20,0
6	25	4	−22	484	19,4
7	71	11	+36	1296	18,3
8	39	6	+31	961	24,6
9	94	8	−17	289	3,1

$$N = 9 \sum_{i=1}^{N} n_i = 697 \sum_{i=1}^{N} S_i = 65 \sum_{i=1}^{N} \frac{W_i^2}{n_i} = 126{,}4;$$

$$m_h = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{N} \frac{W_i^2}{n_i}}{N}} = \sqrt{\frac{126.4}{9}} = 3{,}749 \approx 3{,}7 \text{ мм};$$

$$S_{ср} = \frac{\sum_{i=1}^{N} S_i}{\sum_{i=1}^{N} n_i} = \frac{65}{697} = 0{,}0933 \approx 0{,}093 \text{ км};$$

$$\mu_{1км} = \frac{m_h}{\sqrt{S_{ср}}} = \frac{3{,}7}{\sqrt{0{,}093}} = 12{,}1 \approx 12 \text{ мм на 1 км}.$$

Так как здесь число станций, приходящихся на 1 км хода, колеблется от 5 до 28, т. е. весьма значительно, то при обработке мы используем вариант пересеченной местности. При другом варианте в табл. 3.6 вместо графы для подсчета $\frac{W_i^2}{n_i}$ надо использовать графу для подсчета величин $\frac{W_i^2}{S_i}$.

3.10.2. Оценка точности результатов по разностям двойных измерений

В геодезии очень часто производят двойные измерения. Например, длины линий в теодолитном ходе измеряют в прямом и обратном направлениях, а горизонтальные углы — при двух положениях вертикального круга. Превышения в ходах технического нивелирования измеряют по черным и красным сторонам реек. Разности двойных измерений можно использовать при оценке точности результатов измерений.

Пусть некоторая физическая величина измерена дважды и получены два результата измерения e' и e''. Найдем разность между ними $d = e' - e''$.

Если таких измеренных физических величин n, то будут получены разности $d_1 = e_1' - e_1''$, $d_2 = e_2' - e_2''$, ..., $d_n = e_n' - e_n''$.

Средняя квадратическая ошибка результата измерения будет вычислена по формуле:

$$m = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{n} d_i^2}{2n}}.$$

Пример 3.10. Оценить точность измеренных сторон теодолитного хода, если каждая сторона измерена дважды в прямом и обратном направлениях. Данные представлены в табл. 3.7.

Таблица 3.7

Номер линий	l', м	l'', м	d, м	d^2, м^2
1	132,14	132,09	+0,05	0,0025
2	95,87	95,89	–0,02	0,0004
3	121,46	121,42	+0,04	0,0016
4	125,82	125,85	–0,03	0,0009
5	143,08	143,13	–0,05	0,0025

$$S_{ср} = 123{,}67 \sum_{i=1}^{N} d_i^2 = 0{,}0079;$$

$$m = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{N} d_i^2}{2n}} = \sqrt{\frac{0{,}0079}{2 \times 5}} = 0{,}0281\text{м} \approx 0{,}028\text{ м};$$

$$\frac{m}{S_{ср}} = \frac{1}{S_{ср} : m} = \frac{1}{124 \div 0{,}028} = \frac{1}{4429} \approx \frac{1}{4400}.$$

3.11. Понятие об уравнивании измерений

Общие положения. В соответствии с основополагающим принципом контроля количество измерений в геодезии и геоинформатике выполняют большее, чем это необходимо для однозначного определения измеряемых величин, и в этом смысле измерения делят на *необходимые* и *избыточные*. Так, если в треугольнике измерены все три угла, то два из них будут необходимыми, а один — избыточным.

При наличии избыточных измерений возникает задача согласования результатов измерений с некоторой известной теоретической функцией результатов измерений. В нашем примере такой функцией является сумма углов треугольника, равная 180°. Процедуру такого согласования принято называть *уравниванием* результатов измерений.

В теории уравнивания измерений основной является параметрическая модель измерений

$$f_i(x_1, x_2, ..., x_t) = l_i;\ i = 1, 2, ..., n, \qquad (3.4)$$

связывающая вектор искомых неизвестных (*параметров*) x с вектором измерений l. Число измерений n должно быть больше числа неизвестных t.

Функции f_i в общем случае нелинейны по параметрам, поэтому для решения системы (3.4) проводят их линеаризацию. Для этого задаются приближенными значениями неизвестных $x_1^o, x_2^o, \ldots, x_t^o$, вычисляют приближенные значения функций f_i^o, разлагают их в ряд Тейлора и, ограничиваясь первыми членами разложения, получают систему линейных уравнений:

$$\left(\frac{\partial f_i}{\partial x_1}\right)\delta x_1 + \left(\frac{\partial f_i}{\partial x_2}\right)\delta x_2 + \ldots + \left(\frac{\partial f_i}{\partial x_t}\right)\delta x_t = l_i - f_i^o = b_i. \qquad (3.5)$$

Система (3.5) вследствие ошибок измерений не удовлетворяется точно. Для ее решения к преобразованному вектору измерений b добавляют вектор поправок v, переходя от системы (3.5) к системе уравнений поправок

$$A\Delta x = b + v, \qquad (3.6)$$

где A — матрица частных производных при векторе поправок Δx в приближенный вектор неизвестных x^o.

Оптимальное статистическое решение системы (3.6) получают методом наименьших квадратов, известного по трудам К.Ф. Гаусса и А.М. Лежандра начала XVIII века и детально разработанного в многочисленных трудах отечественных и зарубежных ученых. Сейчас он считается наиболее совершенным методом оценивания параметров статистических моделей. Полученные с его помощью оценки являются несмещенными, состоятельными и эффективными. Последнее свойство равносильно условию $\sum v^2 = min$, собственно, и определяющему название *метода наименьших квадратов*. В переводе на векторное изложение оно означает минимальность длины вектора поправок.

Приведем геометрическое обоснование решения системы уравнений поправок (3.6) методом наименьших квадратов, принадлежащее А.Н. Колмогорову. Представим для этого пространство R, образованное столбцами матрицы A в виде плоскости (рис. 3.8) и найдем ортогональную проекцию $b_o = A\Delta x$ вектора b на пространство R. Вектор поправок v при этом будет перпендикулярен к b_o, т. е. будет обладать минимальной длиной. Выразим условие перпендикулярности векторов b_o и v аналитически, приравняв нулю их скалярное произведение:

$$(b_o, v) = b^T v_o = \Delta x^T A^T (A\Delta x - b) = \Delta x^T (A^T A\Delta x - A^T b) = 0.$$

Поскольку $\Delta x \neq 0$, то приравняв нулю сомножитель в скобках, получим систему нормальных уравнений:

$$A^T A\Delta x = A^T Ab \text{ или } N\Delta x = y,$$

где $N = A^T A$ — симметричная матрица, а $y = A^T b$ — вектор свободных членов.

Если матрица N не вырождена, то единственное решение метода наименьших квадратов получают по формуле:

$$\delta\hat{x} = N^{-1}y,$$

где $\delta\hat{x}$ — оценка вектора Δx; N^{-1} — матрица обратная к матрице N.

После этого вычисляют уравненные значения неизвестных

$$\hat{x} = x^o + \delta\hat{x}.$$

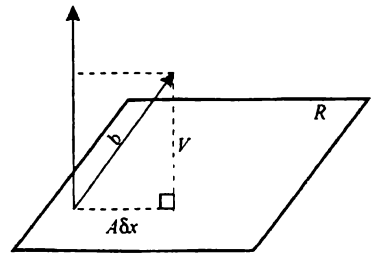


Рис. 3.8. Схема ортогонального проектирования вектора b

Подставляя $\delta\hat{x}$ в исходное уравнение (3.6), получают вектор поправок

$$v = A\delta\hat{x} - b,$$

после чего выполняют оценку точности по формулам:

$$\mu = \sqrt{v^T v / (n-t)};\ m_{\delta x_i} = \mu\sqrt{N_{ii}};\ m_f = \mu\sqrt{fNf^T}, \qquad (3.7)$$

где μ — средняя квадратическая ошибка одного измерения; $m_{\delta x_i}$ и m_f — средние квадратические ошибки i-го неизвестного и функции f уравненных неизвестных.

В случае неравноточных измерений систему уравнений (3.6) сопровождают диагональной матрицей P весов измерений. Умножив систему (3.6) слева на матрицу $P^{1/2}$, получают преобразованную равноточную модель:

$$\overline{A}\delta x = \overline{b} + \overline{v},$$

где $\overline{A} = P^{1/2}A$, $\overline{b} = P^{1/2}b$ и $\overline{v} = P^{1/2}v$.

С учетом этого преобразования можно использовать все формулы уравнивания уже рассмотренного нами равноточного случая. Условие метода наименьших квадратов в неравноточном случае принимает вид $\sum Pvv = min$, а среднюю квадратическую ошибку μ называют в этом случае *средней квадратической ошибкой единицы веса.*

Составление уравнений поправок для основных видов измерений. К основным видам измерений в геодезии и геоинформатике относятся измерения длин сторон, направлений и приращений координат. При уравнивании этих измерений в качестве параметров обычно принимают координаты определяемых пунктов, представляя их в виде

$$x = x_o + \Delta x;\ y = y_o + \Delta y;\ z = z_o + \Delta z,$$

где x_o, y_o, z_o — приближенные значения координат определяемого пункта, а Δx, Δy и Δz — поправки к ним.

Очевидно, что для измеренного приращения координат между пунктами i и k по оси x можно написать уравнение

$$\Delta x_{ik} + v_{\Delta x_{ik}} = (x_k^o - x_i^o) + (\delta x_k - \delta x_i),$$

приводящее к уравнению поправок

$$v_{\Delta x_{ik}} = \delta x_k - \delta x_i + l\Delta x_{ik},$$

где $l_{ik} = x_k^o - x_i^o - \Delta x_{ik}^o$ — свободный член уравнения поправок.

По аналогии, для приращений координат по осям y и z будем иметь:

$$v_{\Delta y_{ik}} = \delta y_k - \delta y_i + l_{\Delta y_{ik}};\ v_{\Delta z_{ik}} = \delta z_k - \delta z_i + l_{\Delta z_{ik}}.$$

Поскольку уравнения поправок линейны, то они непосредственно используются для оценивания поправок координат методом наименьших квадратов.

В отличие от приращений координат другие измерения такими качествами не обладают. Так, например, длина S_{ik} и дирекционный угол α_{ik} имеют нелинейный относительно параметров вид:

$$S_{ik} = \sqrt{(x_k - x_i)^2 + (y_k - y_i)^2};\ \alpha_{ik} = \operatorname{arctg}(\Delta y / \Delta x).$$

Возведя функцию S_{ik} в квадрат, по правилу дифференцирования сложной функции будем иметь:

$$(S^2)'\partial S / \partial x_k = 2(x_k - x_i), \text{ или } \partial S / \partial x_k = (x_k - x_i) / S = \cos\alpha_{ik}.$$

По аналогии для остальных аргументов получим:

$$\partial S / \partial y_k = (y_k - y_i) / S = \sin\alpha_{ik};\ \partial S / \partial x_i = -\cos\alpha_{ik};\ \partial S / \partial y_i = -\sin\alpha_{ik}.$$

В соответствии с формулой (3.5) уравнение поправок измеренных длин сторон примет вид:

$$V_{ik} = -\cos\alpha_{ik}\Delta x_i - \sin a_{ik}\Delta y_i + \cos a_{ik}\Delta x_k + \sin a_{ik}\Delta y_k + l_{ik},$$

где $l_{ik} = \sqrt{(x_k^o - x_i^o)^2 + (y_k^o - y_i^o)^2} - S_{ik}$.

Для функции дирекционного угла частные производные будут иметь вид:

$$\frac{\partial\alpha_{ik}}{\partial y_i} = \frac{1 / \Delta x}{1 + \Delta y^2 / \Delta x^2} = \frac{\Delta x}{\Delta x^2 + \Delta y^2} = \frac{\cos\alpha_{ik}}{S} = b_{ik};$$

$$\frac{\partial\alpha_{ik}}{\partial x_i} = -\frac{\Delta y / \Delta x^2}{1 + \Delta y^2 / \Delta x^2} = -\frac{\Delta y}{S^2} = -\frac{\sin\alpha_{ik}}{S} = -a_{ik};$$

$$\frac{\partial\alpha_{ik}}{\partial y_k} = -\frac{\cos\alpha_{ik}}{S} = -b_{ik};\ \frac{\partial\alpha_{ik}}{\partial x_k} = \frac{\sin\alpha_{ik}}{S} = a_{ik}.$$

С учетом этого для уравнения поправок измеренного дирекционного угла можно написать:

$$v_{ik} = -a_{ik}\delta x_i + b_{ik}\delta y_i + a_{ik}\delta x_k - b_{ik}\delta y_k + l_{ik}.$$

Для случая измеренного направления с пункта I в пункт k уравнение поправок имеет такой же вид с добавлением в качестве неизвестного ориентирной поправки начального направления Δz.

Пример уравнивания линейной засечки. При выносе в натуру центра квадрата (точка 4 на рис. 3.9) строительной сетки выполнены линейные измерения сторон S_{1-4}, S_{2-4} и S_{3-4}. Результаты измерений и координаты исходных пунктов 1, 2 и 3 приведены на рис. 3.9.

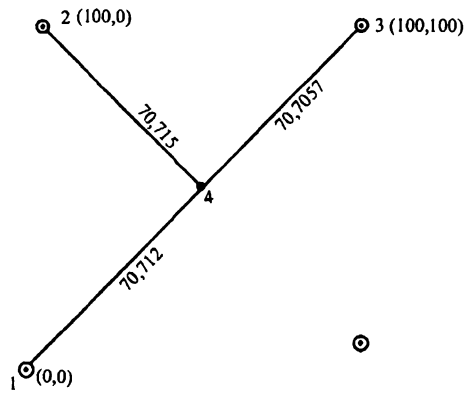


Рис. 3.9. Линейная засечка центра квадрата

Требуется определить уравненные координаты точки 4 и выполнить оценку точности. Естественно принять приближенные координаты точки 4 равными $x_4^o = y_4^o = 50{,}000$ м, а приближенные значения сторон $S_{1-4} = S_{2-4} = S_{3-4} = 70{,}107$ м. При этих значениях, свободные члены уравнений поправок будут равны:

$$l_1 = S_{1-4}^o - S_{1-4} = -1{,}3 \text{ мм};$$

$$l_2 = S_{2-4}^o - S_{2-4} = -4{,}3 \text{ мм};$$

$$l_3 = S_{3-4}^o - S_{3-4} = 5{,}0 \text{ мм}.$$

Очевидно, что $\cos a_{1-4} = \sin a_{1-4} = \sin a_{2-4} = \sqrt{2}/2$; $\cos a_{2-4} = \cos a_{3-4} = \sin a_{3-4} = -\sqrt{2}/2$. При этих условиях уравнения поправок принимают вид:

$$v_1 = (\sqrt{2}/2)\delta x_4 + (\sqrt{2}/2)\delta y_4 - 1{,}3;$$

$$v_2 = -(\sqrt{2}/2)\delta x_4 + (\sqrt{2}/2)\delta y_4 - 4{,}3;$$

$$v_3 = -(\sqrt{2}/2)\delta x_4 - (\sqrt{2}/2)\delta y_4 + 5{,}0.$$

Перепишем их в матричном виде $A\Delta x = l + v$,

где

$$A = \sqrt{2}/2\begin{bmatrix} 1 & 1 \\ -1 & 1 \\ -1 & -1 \end{bmatrix};\ l = \begin{bmatrix} -1{,}3 \\ -4{,}3 \\ 5{,}0 \end{bmatrix}.$$

Вычислим матрицу N и вектор y:

$$N = A^TA = 1/2\begin{bmatrix} 3 & 1 \\ 1 & 3 \end{bmatrix};$$

$$y = \sqrt{2}/2\begin{bmatrix} 1 & -1 & -1 \\ 1 & 1 & -1 \end{bmatrix}\begin{bmatrix} -1{,}3 \\ -4{,}3 \\ 5{,}0 \end{bmatrix} = \sqrt{2}/2\begin{bmatrix} -2{,}0 \\ -10{,}6 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} -1{,}4 \\ -7{,}50 \end{bmatrix},$$

после чего найдем матрицу N^{-1}, векторы поправок в координаты и измерения v:

$$N^{-1} = -1/4\begin{bmatrix} 3 & -1 \\ -1 & 3 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0{,}75 & -0{,}25 \\ -0{,}25 & 0{,}75 \end{bmatrix};$$

$$\delta\hat{x} = N^{-1}y = \begin{bmatrix} 0{,}75 & -0{,}25 \\ -0{,}25 & 0{,}75 \end{bmatrix}\begin{bmatrix} -1{,}41 \\ -7{,}50 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0{,}8 \\ -5{,}3 \end{bmatrix};$$

$$v = A\delta\hat{x} - l = \begin{bmatrix} 0{,}707 & 0{,}707 \\ -0{,}707 & 0{,}707 \\ -0{,}707 & -0{,}707 \end{bmatrix}\begin{bmatrix} 0{,}8 \\ -5{,}3 \end{bmatrix} - \begin{bmatrix} -1{,}3 \\ -4{,}3 \\ 5{,}0 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} -1{,}9 \\ 0 \\ -1{,}8 \end{bmatrix};$$

уравненные значения координат и измеренных расстояний

$$\hat{x}_4 = x_4^0 + \delta\hat{x}_4 = 50{,}0008 \text{ м};$$

$$\hat{y}_4 = y_4^0 + \delta\hat{y} = 49{,}9947 \text{ м};$$

$$\hat{S}_{1-4} = S_{1-4}^0 + v_1 = 70{,}7088 \text{ м};$$

$$\hat{S}_{2-4} = S_{2-4}^0 + v_2 = 70{,}7107;$$

$$\hat{S}_{3-4} = S_{3-4}^0 + v_3 = 70{,}7089.$$

Для проведения оценки точности вычислим скалярное произведение вектора v, т. е. $v^Tv = \sum vv = 6{,}85$ мм, необходимое для вычисления средней квадратической ошибки одного измерения:

$$\mu = \sqrt{v^Tv/(n-t)} = \sqrt{6{,}85/(3-2)} = 2{,}6 \text{ мм}.$$

В соответствии с этим,средние квадратические ошибки координат m_x, m_y и положения точки M точки 4 будут равны:

$$m_x = \mu\sqrt{N_{11}^{-1}} = 2{,}6\sqrt{0{,}75} = 2{,}3 \text{ мм};$$

$$m_y = \mu\sqrt{N_{22}^{-1}} = 2{,}6\sqrt{0{,}75} = 2{,}3 \text{ мм};$$

$$M = \sqrt{m_x^2 + m_y^2} = 3{,}3 \text{ мм}.$$

Для оценки точности любого уравненного расстояния, например $\hat{S}_{1-4}$, запишем его в виде функции

$$\hat{S}_{1-4}^0 = S_{1-4}^0 + \cos\alpha_{1-4}\delta\hat{x}_4 + \sin\alpha_{1-4}\delta y_4 = S_{1-4}^0 + f^T\delta x,$$

где линейная функция параметров Δx имеет вид:

$$f^T = \left[\cos\alpha_{1-4} \quad \sin\alpha_{1-4}\right] = \left[\sqrt{2}/2 \quad \sqrt{2}/2\right].$$

В соответствии с общей формулой (3.7) оценки точности функций для средней квадратической ошибки расстояния S_{1-4}, будем иметь:

$$m_{S_{1-4}} = \mu\sqrt{fN^{-1}f^T} = 2{,}6\sqrt{0{,}5} = 1{,}8 \text{ мм}.$$

Понятие об уравнивании измерений по способу условий (коррелат). Наряду с изложенным параметрическим способом уравнивания геодезических измерений может быть выполнено по способу условий. Дело в том, что наличие $n - t$ избыточных измерений приводит к такому же количеству точных математических условий вида

$$F(L) = 0, \tag{3.8}$$

где L — вектор точных измерений.

Применяя к системе (3.8) те же приемы линеаризации, что и в параметрическом способе, переходят от системы (3.8) к системе

$$B(L - l) + F^o = Bv + W = 0, \tag{3.9}$$

где $B_{n-t,n} = \partial F(l)/\partial l$ — матрица частных производных; $W_{n-t,1} = F^o = F(l)$ — вектор невязок.

Так как в системе (3.9) уравнений меньше, чем неизвестных, то ее оптимальное статистическое решение находят, составляя векторную функцию Лагранжа $\Phi = v^Tv + \lambda(Bv + W)$, где $\lambda^T = (\lambda_1, \lambda_2, \lambda_r)$ — вектор вспомогательных множителей Лагранжа ($r = n - t$).

Для удобства выводов вводят обозначение $\lambda = -2K$, где K — так наз. вектор коррелат. Для отыскания минимума функции Φ находят частную производную $\partial\Phi/\partial v$ и приравнивают ее нулю:

$$\partial\Phi/\partial v = 2v^T - 2K^TB = 0,$$

откуда следует

$$v = B^TK. \tag{3.10}$$

Подставляя (3.10) в (3.9), получают систему нормальных уравнений коррелат:

$$BB^TK + W = 0,$$

из решения которой находят вектор коррелат K по формуле

$$K = -(BB^T)^{-1}W,$$

а затем и вектор поправок к результатам измерений

$$v = -B^T(BB^T)^{-1}W.$$

Рассмотрим в качестве примера уравнивание углов β_i в замкнутом теодолитном ходе. В нем имеется одно избыточное измерение и следовательно одно условное уравнение:

$$\Phi = (\sum\beta)_T - 180°(n-2) = 0.$$

Очевидно, что $\partial\Phi/\partial\beta_i = 1$ и, следовательно, матрица B имеет вид

$$B = [1\ 1\ 1.\ 1],$$

а невязка $W = (\sum\beta)_{пр} - 180°(n-2)$.

При этих условиях $BB^T = n$, коррелата $K = -(BB^T)^{-1}W = -W/n$, а вектор поправок в измеренные углы

$$v^T = K\,B = (-W/n)\,[1\ 1\ 1.\ 1].$$

Глава 4

ИЗМЕРЕНИЕ УГЛОВ

4.1. Понятия горизонтального и вертикального углов, принцип их измерения

Для естественных и искусственных местных объектов геодезическими работами получают плоские координаты X, Y и высоты H характерных точек. При вычислении в горизонтальной плоскости координат X, Y необходимо определять расстояния по искомым направлениям и их ориентировку от исходных направлений путем измерения горизонтальных углов. С использованием наклонной длины до цели можно вычислить высотное положение цели, но при этом должен быть измерен и вертикальный угол.

Наземные геодезические съемки местности производят на пунктах, при этом на искомых пунктах измеряют горизонтальные и вертикальные углы. В пункте B горизонтальный угол β между направлениями на разновысокие точки *1* и *2* — плоский угол между проекциями наклонных лучей *B–1* и *B–2* на горизонтированную плоскость U (рис. 4.1, *а*). Вертикальный угол — также плоский угол, но отсчитанный в вертикальной плоскости V между наблюдаемым лучом и его проекцией на горизонтальное или вертикальное направления (рис. 4.1, *б*).

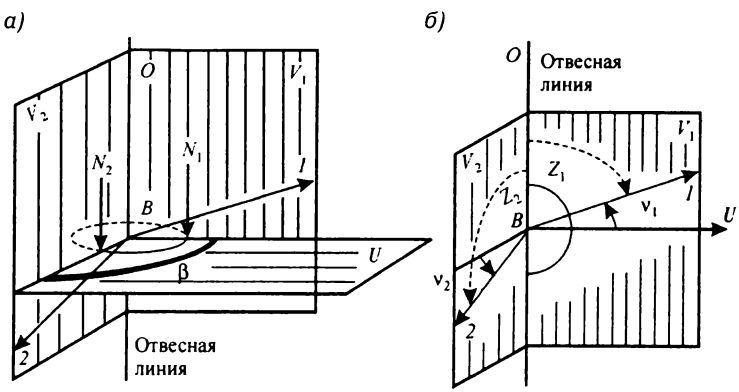


Рис. 4.1. Принцип измерения углов:
а — горизотальных β; б — вертикальных ν (зенитных расстояний Z)

Если в точке B земной поверхности необходимо измерить горизонтальный угол β между направлениями на цели *1* и *2*, то на них от точки B следует направить две вертикальные плоскости V_1 и V_2 (см. рис. 4.1, а). Эти плоскости можно считать гранями двугранного угла с ребром OB по линии пересечения указанных плоскостей. Двугранный угол оценивается линейным углом в плоскости U, перпендикулярной ребру OB, а т. к. грани V_1 и V_2 вертикальны, то плоскость U горизонтальна. Поместив в плоскость U равномерную круговую шкалу и совместив ее центр с ребром OB, а начало шкалы — с гранью V_1, отсчет N шкалы вдоль грани V_2, которая является искомым углом β; т. к. он получен именно как линейный угол в плоскости, перпендикулярной ребру двугранного угла. Если же начало такой шкалы закреплено произвольно, а отсчеты N_1 и N_2 граней V_1 и V_2 возрастают по часовой стрелке (см. рис. 4.1, а), то горизонтальный угол

$$\beta = N_2 - N_1. \qquad (4.1)$$

Геодезические приборы имеют устройства поиска искомых целей, а угломерные — приспособления для оценки угловых единиц. Такие приборы согласуют с направлением силы тяжести и вводят плоскости: горизонтальную, для углов горизонтальных, вертикальную — для вертикальных. Геодезический прибор для измерения горизонтальных и вертикальных углов называется теодолитом. Поиск направления горизонта или силы тяжести в корпусе теодолита осуществляется по уровням, чаще жидкостным, а в современных моделях — электронным.

Вертикальный угол измеряют в вертикальной плоскости V, единой для отвесных линий наблюдаемого в приземном пространстве направления. Для лучей к i-м целям обычен счет вертикальных углов ν от проекции этих лучей на горизонтальную плоскость U от 0 до 90° со знаком «+» выше горизонта или со знаком «–» ниже горизонта (углы ν_1 и ν_2 соответственно на рис. 4.1, б). Для наведений на верхние или нижние точки в теодолите для инженерных работ имеется вертикальный круг с оцифровкой круговой шкалы, удобной для оценки вертикальных углов ν относительно горизонтального направления.

Для возможности оценки зенитного расстояния Z (пунктир на рис. 4.1, *б*), шкала вертикального круга высокоточного теодолита оцифрована от 0 до 360°.

Круговые шкалы угломерных геодезических приборов равномерны и имеют подписи угловых градусов, при этом в полной окружности 360° и каждый градус делится на 60′, 1′ — на 60″; в зарубежных приборах круг может быть разделен на 400 градов, или гонов, с последующим делением на 100 градовых минут или 10 000 градовых секунд. Хотя в Международной системе единиц СИ принята оценка угловых величин в радианах ρ (радиан есть плоский угол, опирающийся на дугу, равную радиусу R окружности, в гра-

дусной мере $\rho \approx 57{,}3^\circ$ или 3438′, или 206265″), но это неудобно в геодезических и ряде других измерений, т. к. длина окружности $C = 2\pi R$ содержит дробное число радианов, поскольку $\pi \approx 3{,}1416...$

В 1730 г. специально для измерения горизонтальных и вертикальных углов создан теодолит (Д. Сиссон, Англия). Прибор имел уже все части современного теодолита: подставку, нижнее неподвижное основание (трегер); лимб — диск угловой шкалы, который при измерении угла должен быть неподвижен и горизонтален; алидаду — диск с отсчетным устройством; зрительную трубу.

Принципиальная схема современного теодолита изображена на рис. 4.2.

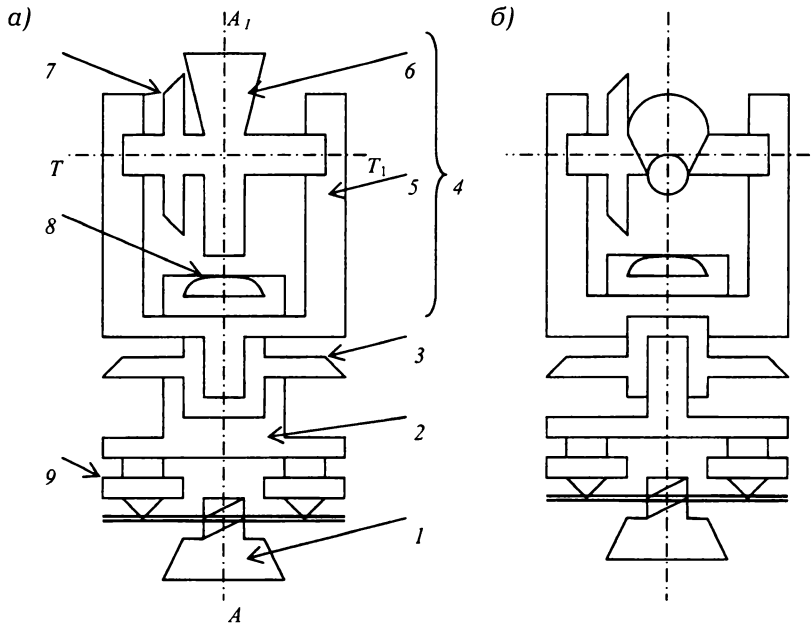


Рис. 4.2. Схемы теодолита с переставным лимбом (а) и повторительной конструкции (б)

Лимб оцифрован от 0 до 360° по ходу часовой стрелки. Ось вращения алидады AA_1 называют основной осью теодолита. Она фиксирует ребро двугранного угла (см. рис 4.1, *а*). На колонках *4* вокруг горизонтальной оси TT_1 вращается зрительная труба *6*. Она фиксирует грани двугранного угла из плоскостей V_1 и V_1 (см. рис. 4.1, *а*), называемых коллимационными.

Основную ось теодолита устанавливают в отвесное положение с помощью цилиндрического уровня *8*, вращая подъемные винты *9*. Для измерения вертикальных углов теодолит снабжен вертикальным кругом *7*. При работе теодолит устанавливают на штатив и закрепляют его на головке штатива становым винтом *1*.

С развитием науки и техники улучшается оптика и уточняются отсчетные устройства теодолита, совершенствуется его управление. Электропитание и микросхемы преобразуют теодолит в электронный тахеометр с новыми функциональными возможностями. Микроэлектронные схемы способствуют замене визуальных отсчитываний и шкальных устройств на автоматический съем показаний кодовыми датчиками для углов и длин линий. При параллельном измерении дальности модуляцией световых волн сокращается число операторов, их труд облегчается. Программированием измерений, обработки и учета результатов, автоматической передачей измерительной информации (сначала от объекта к измерительному прибору, далее в накопитель и центр обработки) ускоряется выдача потребителю нужных материалов и сведений по регистрации данных, управлению строительными машинами. Привычную зрительную трубу дополнил или заменил удобный в строительстве лазерный указатель, новейший ротационный теодолит сканирует («просматривает») зону пространства для поиска искомых целей и регистрации их направлений.

4.2. Типы и устройство современных теодолитов. Классификация теодолитов

Современный теодолит представляет собой сложный оптико-механический измерительный прибор. Для традиционных методик измерений постоянно совершенствуется конструкция, используются более прогрессивные материалы, автоматизируются отдельные блоки, постепенно внедряется микроэлектроника.

Выпускаемые теодолиты принято подразделять на высокоточные, точные и технические. Теодолиты высокоточные и точные оснащены переставляемым лимбом. Согласно действующему стандарту ГОСТ 10529-96 в России налажен выпуск теодолитов высокоточных Т05 и Т1, точных Т2 и Т5, технических Т30 (табл. 4.1); буква Т означает шифр изделия, а следующие цифры — угловые секунды средней квадратической ошибки m_β однократного змерения горизонтального угла.

Средние квадратические ошибки 0,5, 1, 2, 5 и 30″ есть потенциальная точность таких теодолитов, полученная путем многократных измерений по принятой методике в благоприятных условиях. В совершенствуемых моделях шифр предварен цифрой обновления, и уже есть теодолиты серий 2Т, 3Т, 4Т. Дополнительная буква П шифра означает зрительную трубу прямого изображения, К — компенсатор остаточного угла наклона теодолита. Буква М соответствует маркшейдерскому исполнению для работ во взрывоопасных подземных горных выработках. В шифре цифровых или кодовых теодолитов возможны буквы D (digital — цифровой) или Ц, К — кодовый и Э — электронный.

Таблица 4.1

Характеристика по типам	Нормы по типам		
	Т2 / 3Т2КП	Т5 / 3Т5КП	Т30 / 4Т30П
Средняя квадратическая ошибка измерения угла, ″ горизонтального вертикального	 2 3	 5 8 / 5	 30 45
Цена наименьшего деления отсчетного микроскопа	1″	1′	10′ / 5′
Зрительная труба увеличение оптики, ˣ угол поля зрения, °	 27,5 / 30 1,5	 25 / 30 1,5	 18 / 20 2
Цена деления уровней: цилиндрического, ″ / 2 мм круглого, ′ / 2 мм	 15 нет / 5	 40 / 30 нет / 5	 45 нет
Компенсатор угла наклона: диапазон действия ошибка	 нет / ±4′ нет / 0,8″	 нет / ±4′ нет / 1,5″	 нет
Масса прибора, кг	4,2	3,5 / 4,4	2,3 / 2,2

При поворотах зрительной трубы на примерно 180° вертикальный круг оказывается слева или справа от окулярных микроскопов и самого оператора; эти два зеркальных положения теодолита называют «круг слева КЛ» и «круг справа КП»; основное и более удобное для измерений положение — КЛ.

В геодезических съемках, при изысканиях и строительстве железных дорог распространен отечественный теодолит 4Т30П с переставным лимбом (рис. 4.3). Прибор переносят в пластиковом водонепроницаемом футляре, внутренний поролон которого надежно оберегает оптику и уровни от *возмбожных* ударов и вибраций.

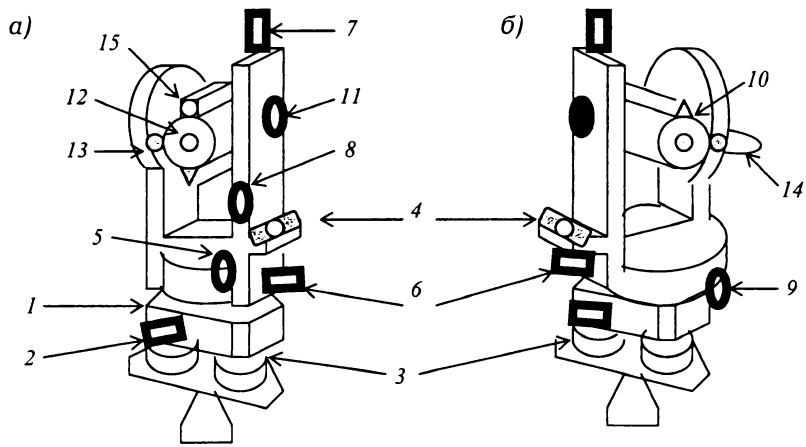


Рис. 4.3. Теодолит 4Т30П:
вертикальный круг слева КЛ (а) и справа КП (б)

К уже установленному штативу становым винтом прикрепляют подставку *1* теодолита, проверив зажатие ее закрепительного винта *2*. Подъемные винты *3* подставки (два из трех при КЛ видны на рис. 4.3, *а*) и установочный уровень *4* используют для приведения основной оси теодолита в отвесное положение. Поворотам и точным наведениям прибора в горизонтальной плоскости необходимы закрепительный *5* и наводящий *6* винты алидады, тем же действиям в вертикальной плоскости нужны аналогичные винты *7* и *8* зрительной трубы. Закрытый в корпусе теодолита лимб можно переставлять штурвалом *9*. Предварительным наведениям на цели служит коллиматорный визир *10* над зрительной трубой, боковая кремальера *11* служит для перефокусировки оптики и получения четкого изображения цели.

Если освободить закрепительный винт *7* и вращать зрительную трубу, то теодолит получит положение КП (рис. 4.3, *б*); такие действия называют переводом трубы через зенит. Регулируя оптику по своему глазу, наблюдатель заранее поворотами окуляров трубы *12* и отчетного микроскопа *13* добивается отчетливых изображений: сетки в поле зрения трубы и отсчетных шкал. Яркость света к шкалам горизонтального и вертикального кругов обеспечивают наклоны зеркала *14*. На корпусе трубы второй визир можно заменить точным цилиндрическим уровнем *15*, устанавливающим трубу в горизонтальное положение. Для поиска магнитного меридиана сбоку прибора закрепляется ориентир-буссоль. Малым регулировкам сочленяемых частей требуются юстировочные винты: при одним из концов уровней *4* или *15* — для их исправления (юстировки), под крышкой *12* вокруг окуляра — то же для сетки.

В теодолите 4Т30П безусловно полезны оптика прямого изображения, переставляемый лимб и возможность отделения алидады с лимбом от подставки безусловно полезны. Светофильтр отсчетного микроскопа создает нужную яркость изображения круговых шкал. Головки винтов имеют резиновые покрытия для удобства держания и лучшей защиты. Оранжевый корпус теодолита демаскирует стоянку на строительной площадке и в опасных транспортных потоках.

Для возведения зданий, станционных мачт и платформ, надземных и подземных переходов, на объектах реконструкции и слежения за деформациями, при сооружении мостов и тоннелей необходимы точные теодолиты типа Т5 и Т2 (рис. 4.4). В их конструкции кроме переставного лимба есть компенсатор малого наклона оси вращения прибора, что при отсутствии внешних вибраций ускоряет измерение углов наклона.

Массовым измерениям технической точности в топографии и инженерных работах удобны т. н. повторительные теодолиты, где лимб можно скрепить с вращаемой алидадой для их совместного поворота на искомую цель. Таковы ранее выпускавшиеся теодолиты Т30 и 2 Т30 с погрешностью измерения горизонтальных углов 30″, а также их современная модификация 2Т30П (рис.4.5).

При отсутствии внешних вибраций для измерения вертикальных углов наиболее удобны приборы с компенсатором. В инженер-

ной геодезии нашли применение ранее выпускавшиеся теодолиты Т30 и 2Т30. Широко используются также теодолиты технической точности 2Т30П (рис. 4.5).

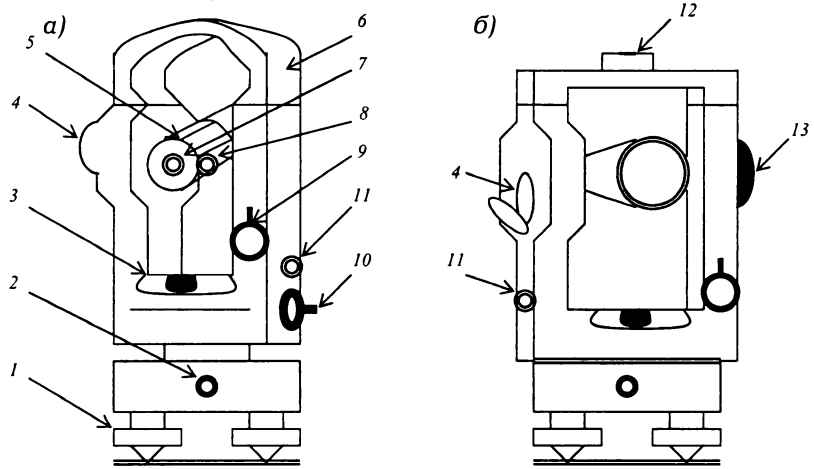
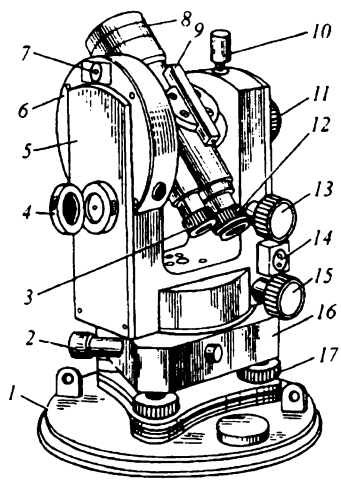


Рис. 4.4. Точные теодолиты 2Т5К (а — вид на окуляры при КЛ) и 2Т2 (б — вид на объектив при КП):
1 — подъемные винты; 2 — закрепительный винт подставки; 3 — установочный уровень цилиндрический; 4 — зеркальная подсветка отсчетного микроскопа; 5 — кремальера фокусировки; 6 — мост (крепление колонки, переноска в руке); 7 — окуляр зрительной трубы; 8 — окуляр отсчетного микроскопа; 9 — винты крепления и наведения для зрительной трубы; 10 — винты крепления для алидады; 11 — окуляр оптического центрира; 12 — гнездо установки визирной цели; 13 — штурвал оптико-механического микрометра

Рис. 4.5. Теодолит 2Т30П:
1 — установочная плата; 2 — наводящий винт лимба горизонтального круга; 3 — диоптрийное кольцо окуляра отсчетного устройства; 4 — зеркальце для подсветки штрихов отсчетного микроскопа; 5 — колонка; 6 — вертикальный круг; 7 — паз для закрепления ориентир-буссоли; 8 — объектив зрительной трубы; 9 — коллиматорный визир; 10 — закрепительный винт зрительной трубы; 11 — боковая кремальера; 12 — диоптрийное кольцо окуляра зрительной трубы; 13 — наводящий винт зрительной трубы; 14 — цилиндрический уровень; 15 — наводящий винт алидады горизонтального круга; 16 — подставка; 17 — подъемные винты



Геодезическая зрительная труба. Для наблюдения удаленных предметов используют зрительную трубу, в которой четкости изображения достигают перемещением компонентов оптики. В геодезических приборах, как правило, применяют трубу с внутренней фокусировкой (рис. 4.6, а), телеобъектив которой состоит из неподвижного объектива *1* и подвижной фокусирующей линзы *2*.

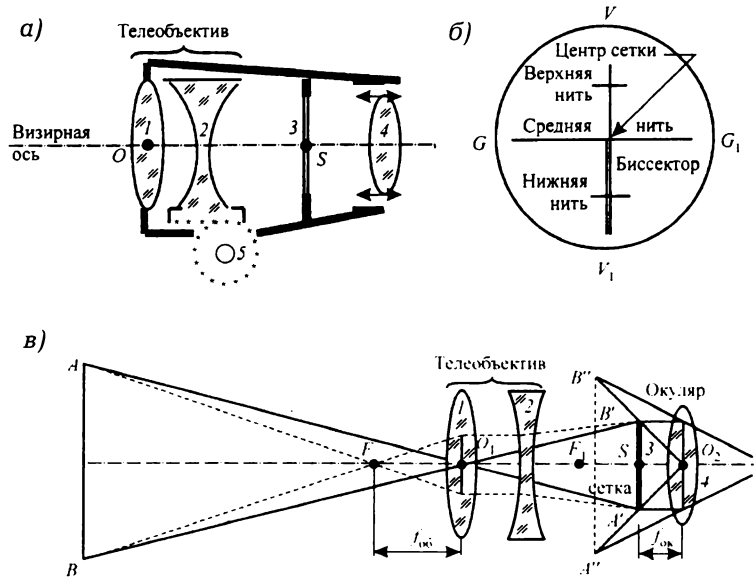


Рис. 4.6. Зрительная труба с внутренней фокусировкой (а); сетка нитей теодолитов Т30 и Т5 (б); ход лучей в зрительной трубе (в)

В корпусе трубы фиксируется неподвижное плоское стекло с крестообразной сеткой *3* (рис. 4.6, *б*), видимой через регулируемый в соответствии с диоптриями глаза наблюдателя окуляр *4*. Устройство герметично защищен от проникновения пыли и влаги внутрь прибора, общая длина трубы сокращена и неизменна при перефокусировании оптики на разные расстояния. Отчетливое изображение сетки *3* достигается заранее вращением диоптрийного кольца оправы окуляра *4*, а видимость каждой удаленной цели получается малыми подвижками фокусирующей линзы *2* с помощью винта кремальеры *5*.

Нити сетки (см. рис. 4.6, *б*) нанесены на фиксированном в трубе тонком плоском стекле: горизонтальной нитью точно наводят на высоту цели, вертикальная нить с ее раздвоением в биссектор служит для азимутальной наводки на цели. Вспомогательные верхний и нижний короткие штрихи сетки помогают оценивать дальность шкальной рейки.

Для пользователя существенно увеличение зрительной трубы

$$\Gamma = \alpha'' / \alpha, \qquad (4.2)$$

показывающее, во сколько раз линейный угол α'' видимого в окуляр отрезка $A''B''$ больше такого же угла α наблюдаемой невооруженным глазом цели AB (рис. 4.7, *а*).

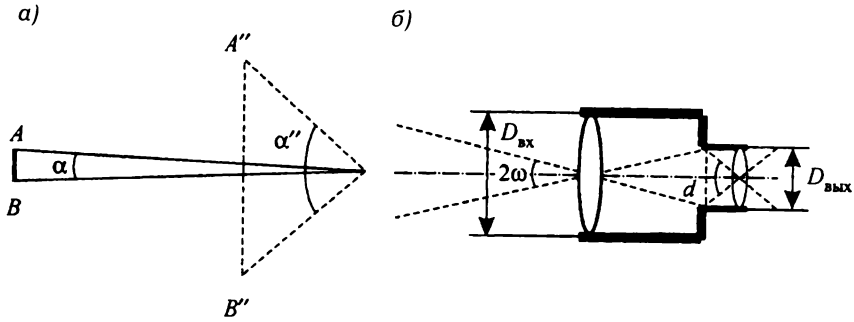


Рис. 4.7. Увеличение зрительной трубы (а) и угол поля зрения (б)

В телескопической системе с передним фокусом в бесконечности, фокусным расстоянием объектива $f_{об}$ и фокусным расстоянием окуляра $f_{ок}$ увеличение $\Gamma = f_{об} / f_{ок}$. Если измерить диаметры зрачков объектива $D_{вх}$ штангенциркулем и окуляра $D_{вых}$ динаметром, то соотношение свободных отверстий объектива со стороны цели и окуляра со стороны глаза наблюдателя будет кратностью оптики или увеличение трубы:

$$\Gamma = D_{вх} / D_{вых.}$$

Проще способ Галилея: с расстояния 5 — 6 м обоими глазами одновременно (одним через трубу) смотрят на шашечный сантиметровый рисунок. В возникшей иллюзии наложения N видимых невооруженным глазом делений на один наблюдаемый через трубу просвет сантиметровых делений получается искомое увеличение $\Gamma = N$.

Чем больше увеличение Г, тем меньше телесный угол собираемых через зрительную трубу лучей. Это неудобно в массовых работах малой точности, где важнее диапазон обзора оптики. Пучок вошедших в объектив к окуляру оптических лучей создает поле зрения — часть пространства, видимую в неподвижную зрительную трубу. Угол поля зрения 2ω (по сути сферический угол) имеет вершину в оптическом центре объектива и стороны, опирающиеся на диаметр d кольца диафрагмы сетки (рис. 4.7, *б*). Если в трубу на удаление S видимый максимальный поперечный отрезок равен E, то угол поля зрения

$$2\omega = (E / S)\rho, \qquad (4.3)$$

где $\rho = 57{,}3°$. При стандартном размере d диафрагмы $2\omega = 38{,}2° / \Gamma$.

Поиск вертикальных и горизонтальных направлений

Для измерения углов основная ось вращения AA_1 теодолита должна быть вертикальна, а плоскость лимба горизонтальна (см. п 4.1). Горизонтальность лимба и подставки, иначе — приведение основной оси AA_1 в отвесное положение, обеспечивают подъемные винты теодолита и геодезические уровни: жидкостные стеклянные, электронные, а для погашения малого остаточного наклона — оптико-механические компенсаторы.

Цилиндрический уровень представляет собой стеклянную ампулу с торообразной полостью, заполненной жидким эфиром со стремящимся вверх газовым пузырьком (его образуют пары первоначально горячего эфира). Наружная шкальная маркировка ампулы в середине имеет разрыв, именуемый нуль-пунктом уровня. Ось цилиндрического уровня UU_1 — касательная к внутренней образующей ампулы в нуль-пункте (рис. 4.8, *а*); и если пузырек в нуль-пункте, то ось UU горизонтальна.

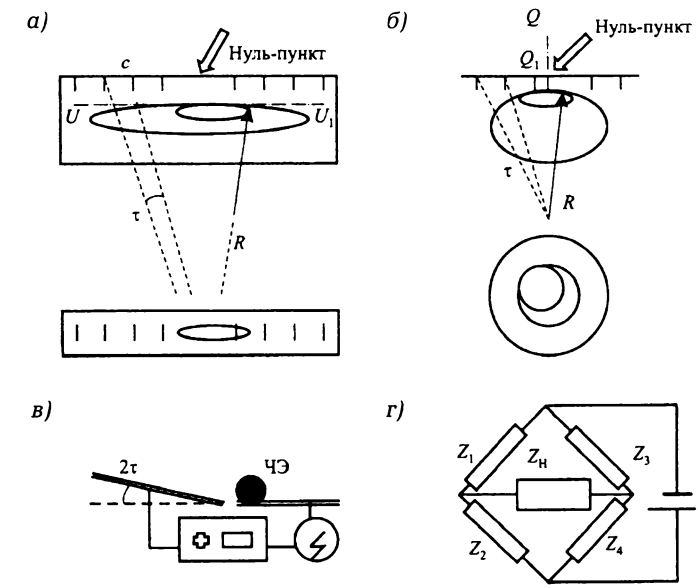


Рис. 4.8. Геодезические уровни:
а — цилиндрический; б — круглый; в, г — электронные

Смещение пузырька на одно деление придает наклон уровню на угол, который называют ценой деления уровня:

$$\tau = (c / R)\rho. \qquad (4.4)$$

При интервале шкалы c = 2 мм и радиусе продольной кривизны уровня R от 6,7 до 40 м этот наклон получается от 1′ до 10″;

$\rho = 3438' = 206265''$. Цилиндрические уровни обеспечивают точное горизонтирование деталей, в теодолите они нужны для приведения лимба в горизонтальную плоскость. Уровень скреплен с теодолитом, но на одном конце имеет юстировочные винты, позволяющие исправить скрепление ампулы уровня с горизонтируемой частью геодезического прибора; такие юстировки выполняются с помощью шпильки или отвертки.

Круглый уровень — стеклянная ампула, и его уже сферичная внутренняя полость также заполнена эфиром с верхним пузырьком. Снаружи имеется кольцевая маркировка с центральным нульпунктом. Ось круглого уровня QQ_1 — нормаль к внутренней сфере в центре маркировки (рис. 4.8, *б*), которая вертикальна, если стремящийся вверх пузырек газа приведен в нуль-пункт. Цена деления круглого уровня $\tau = 5 - 10'$ достаточна для начального приведения оси AA_1 вращения теодолита в отвесное положение. Значения τ и радиусы R кривизны ампул (табл. 4.2) соблюдаются в пределах 10—20 %. Малыми поворотами юстировочных винтов в соединении уровня с основной деталью, можно изменить нежелательный перекос установки уровня до его нужного закрепления к самой детали.

Таблица 4.2

Тип уровней и параметры	Круглые		Цилиндрические		
Цена деления τ / 2 мм	10′	5′	45″	30″	15″
Радиус R кривизны, м	0,7	1,4	9,2	13,8	27,5

В электронных уровнях различных конструкций используют эффект замыкания электрической цепи. Простым в понимании является скатывание стального элемента в направленный вершиной вниз конус или по встречно наклоненным желобам: катучий чувствительный элемент (ЧЭ) в виде сферы или ролика в нижнем положении замыкает контакты электрической цепи с источником питания и вызывает сигнал (рис. 4.8, *в*). Световой или звуковой сигнал заставляет оператора выправить горизонтальность подставки; в дальнейшем возможна и автоматическая реакция подъемных винтов прибора для возврата его основной оси в вертикальное положение.

Электролитный уровень осуществляет схему «мост» для разности потенциалов электролита в запаянной ампуле (рис. 4.8, *г*), где регистрируется остаточный наклон деталей прибора для последующего исправления искаженных результатов путем введения соответствующих поправок в передаваемые в накопитель данные.

Большинство массовых строительно-монтажных работ, а также отделочных и контрольных требуют уложения конструктивных деталей горизонтально или вертикально с помощью шаблона, вытянутый коробчатый корпус которого имеет пузырьковые «цилиндрические» уровни (рис. 4.8, *а*): 1 и 2 закреплены для помещения шабло-

на отвесно или горизонтально, 3 вращаем для придания шаблону нужного угла наклона относительно делений круговой шкалы. Пластик ампулы достаточно прочен и хорошо просматриваем, пузырьковой ампула внутри шлифована в бочку с осевым изгибом стенки R≈0,5 м, обеспечив погрешность горизонтирования оси бочки порядка 0,24° для сдвига пузырька не более 2 мм от нуль-пункта. Контроль уровня 1 выполняют свободной подвеской шаблона, по уровню 2 горизонтируют наклоняемое основание для оборота на нем шаблона точно на 180° (то же следует выполнить для уложений шаблона на его обе боковые и верхнюю грани): во всех положениях пузырек должен сохранять центральное положение. Точность уровня 3 зависит в основном от дискового люфта и эксцентриситета шкалы.

Отсчетные устройства теодолита. Для измерения горизонтальных и вертикальных углов теодолит имеет равномерные круговые шкалы, центрированные к основной оси AA_1 прибора и к оси TT_1 вращения трубы. Отсчеты по круговым шкалам видны в микроскоп сбоку от окуляра зрительной трубы. Поток света от зеркала *1* на своем пути внутри корпуса теодолита передает шкальные изображение и оцифровку делений горизонтального *2* и вертикального *3* кругов в отсчетный микроскоп *4* (рис. 4.9, *а*). Вращением окуляра микроскопа *4* достигают четко видимых шкальных делений и градусной оцифровки в поле зрения, яркость которого регулируют наклоном и поворотом зеркала *1*. Круговая шкала оптико-механических теодолитов равномерна, ее точность характеризуется ценой деления — центральным углом, опирающимся на дугу интервала соседних делений шкалы (внизу рис. 4.9, *б*).

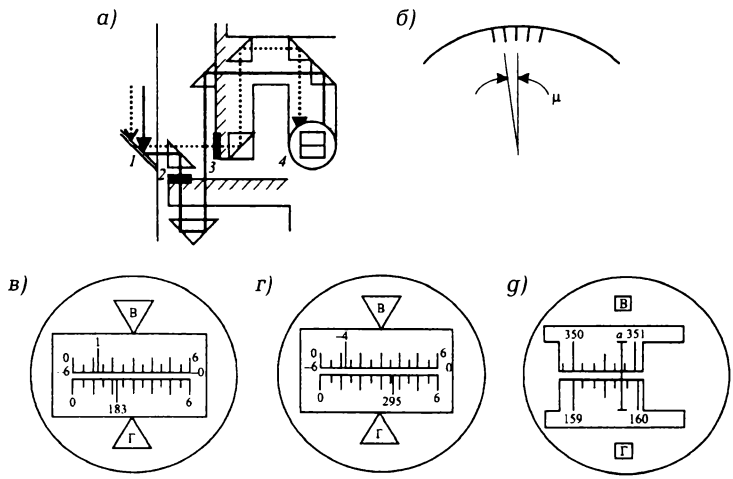


Рис. 4.9. Оптика круговых шкал теодолитов Т30 и Т5 (а, б). Поле зрения отсчетных микроскопов:
шкалового — теодолит 4Е30П (в, г) и штрихового — теодолит Т30 (д)

Начиная с обновленных моделей 2Т30 и 2Т5, российские теодолиты имеют в поле зрения шкаловой микроскоп, в котором неподвижная вспомогательная оценочная шкала проецируется на изображение делений горизонтального или вертикального круга, оцифрованных в градусах. Масштабы изображений шкал таковы, что длина оценочной шкалы точно равна интервалу делений основной шкалы. Оцифрованы шкалы навстречу, цена делений основной шкалы 1°, вспомогательной шкалы теодолита 2Т30-5′ (ее 12 равных интервалов между крайними подписанными делениями соразмерны видимому интервалу соседних делений основной шкалы). Отсчитать по шкаловому микроскопу несложно: к значению деления основной шкалы под вспомогательной оценочной шкалой, добавляются целые и дольные показания оценочной шкалы.

Изображение вертикального круга теодолитов 2Т30, 2Т5 с секторной оцифровкой делений в обе стороны от нулевого диаметра круга поступает в верхнюю часть поля отсчетного микроскопа, снабженного буквой В.

На рис. 4.9, *в* нижняя подписанная буквой Г часть поля шкалового микроскопа теодолита 4Т30П представляет отсчет по лимбу 183°22,0′: деление 183-го градуса делит интервал 20′ — 25′ в пропорции 4:10, что соответствует 5′ × 0,4 = 2,0′; значит, полный отсчет 183° + 20′ + 2,0′ = 183°22,0′. На рис. 4.9, *г* отсчет 295°36,5′.

Шкала вертикального круга имеет два ряда подписей. Если перед градусным делением отсутствует знак (отсчет положительный), то отсчет делают так же, как и по горизонтальному кругу: на рис. 4.9, *в* отсчет 1°12,0′. Если же перед градусным деленим стоит знак минус (отсчет отрицательный), минуты отсчитывают справа налево (от –0 к –6 на шкале). Так, на рис. 4.9, *г* отсчет по вертикальному кругу составляет: — (4° + 45′ + 5′ × 0,3) = –4°46,5′.

Круги теодолита Т30 имеют деления через 10′, которые через 1° подписаны и через 0,5° удлинены. Здесь использован более простой штриховой микроскоп с неподвижным Т-образным индексом. Индексы проецируются на оцифровку и деления внизу горизонтального круга, вверху — вертикального. Оценку долей деления лимба осуществляют по неподвижному Т-образному индексу с точностью 0,1 цены деления, т. е. с точностью 1′. Так на рис. 4.9, *д* отсчет по горизонтальному кругу (нижняя шкала, обозначенная буквой Г) будет 159° + 40′ + 10 × 0,6) = 159°46′, а по вертикальному кругу (верхняя шкала, обозначениая буквой В) — 350°48′.

Установка теодолита над пунктом. Общие правила обращения. Готовясь к измерениям, наблюдатель убеждается в видимости искомых целей и в безопасности размещения аппаратуры на местности, особенно в условиях строительной площадки или движущегося транспорта. Заранее вынутый из укладочного футляра прибор должен принять температуру окружающей среды. Поднятые на нужную высоту

выдвижные опоры штатива прочно скрепляют их винтовыми или эксцентриковыми зажимами. Ставя штатив над вершиной измеряемого угла, наблюдатель должен убедиться в том, что плоскость соединяющей опоры головки расположена примерно горизонтально. При измерениях подставка и лимб должны быть неподвижны, поэтому крепления опор к головке штатива и к его нижним наконечникам затягивают гаечным ключом. Нажим с силой 5 — 10 Н на выступ каждого опорного наконечника сообщит почве будущую нагрузку прибора.

Начальное центрирование теодолита осуществляют по нитяному отвесу: опускают вниз от головки штатива гибкую нить, тогда успокоившееся острие грузика отвеса с точностью 1 см может свидетельствовать о нахождении центра теодолита над вершиной угла. Удобна такая высота штатива, чтобы микроскопы теодолита находились на уровне глаз оператора.

Для проверки и возможной коррекции центрирования над пунктом теодолиты Т5 и Т2 имеют встроенный в алидаду оптический центрир. Зрительную трубу прибора Т30 можно направлять вниз и сквозь полую ось уточнить положение над вершиной измеряемого угла.

При наводке теодолита на искомую точку сначала используют закрепленный на корпусе зрительной трубы визир — механический типа мушка-прорезь или коллиматорный, в трубочке которого поступающий спереди свет прессуется в четко различимые на черном фоне белые щели.

При поворотах и точных наведениях зрительной трубы используют винты: сначала закрепительный, затем наводящий. После фиксации детали головку крепежной резьбы следует вращать до начального сопротивления по часовой стрелке, точную установку производят наводящим винтом, который периодически приходится возвращать в середину его ходовой резьбы. Чтобы не сорвать или не заклинить винт, а также сохранить винтовую резьбу, необходимо воздействовать на винт соскальзывающими подушечками пальцев, аккуратно, без излишних усилий.

Для избежения ожога глазного зрачка зрительную трубу категорически запрещается наводить на Солнце. Нельзя касаться пальцами оптических поверхностей линз, для их очистки от пыли имеются специальные салфетки и очень мягкие щеточки. Поддерживая работоспособность теодолита, избегают ненужных воздействий на вращаемые детали, в крепежных и ходовых резьбах (закрепительных и наводящих винтов) своевременно меняют сезонную смазку.

4.3. Поверки и юстировки теодолитов

Любой измерительный прибор контролируют при выпуске в производство, до начала и в процессе измерений, после длительного хранения, ремонта, транспортировки в жестких условиях. Ос-

мотрев целостность и комплектность геодезического прибора, опробуют его подвижные узлы и оптику. Затем выполняют полную или поэлементную поверку соблюдения геометрических условий, а при наличии электронных схем — контроль их функционирования.

В теодолите, предназначенном для измерений в трехмерном пространстве угловых величин, имеются:

- оси вращения теодолита AA_1 и зрительной трубы TT_1 (по идее угловых измерений — вертикальная и горизонтальная оси теодолита);
- оси уровней (цилиндрического UU_1 и круглого QQ_1, см. рис. 4.8) необходимы для поиска горизонтальных и вертикальных направлений. Но сами уровни в теодолите весьма подвержены температурным и ударным воздействиям: всегда имеется люфт в их креплениях к основаниям, а возникающие при нагреве или охлаждении упругие деформации в приборе, в металле и стекле уровня неодинаковы;
- визирная ось SO (см. рис. 4.6), которая конкретизирует наводку зрительной трубы именно на выбранную местную цель. Эту ось в корпусе трубы можно считать неизменной, если фиксировать намертво сетку нитей, но для нее предусмотрены технологические сдвижки; значит, ось SO может менять положение в винтах крепления сетки к корпусу трубы.

Визирование зрительной трубой упрощается, если в установленном теодолите одна из нитей сетки горизонтальна, другая — вертикальна (GG_1 и VV_1 соответственно, см. рис. 4.6). Размещение теодолита Т5 точно над вершиной угла уточняет оптический центрир, а точнее — его оптическая ось CC_1 (рис. 4.10, *а*).

Заводская сборка и возможные юстировки деталей теодолита должны обеспечить правильное взаимное положение вышеперечисленных осей — табл. 4.3 и рис. 4.10, *б*. При получении и эксплуатации теодолита поверяют или контролируют следующие условия.

Таблица 4.3

Детали теодолита	Оси и элементы	Геометрическое условие
Цилиндрический уровень	Ось цилиндрического уровня	Перпендикулярность основной оси теодолита
Зрительная труба	Ось вращения трубы	То же
Сетка нитей	Визирная ось	Перпендикулярность оси вращения трубы
	Вертикальная нить	То же
Оптический центрир	Ось центрира	Совпадение с основной осью теодолита
Круглый уровень	Ось круглого уровня	Параллельность основной оси теодолита
Горизонтальный круг	Центр делений лимба	Совпадение с основной осью теодолита
Вертикальный круг	Центр делений круга	Совпадение с осью вращения трубы

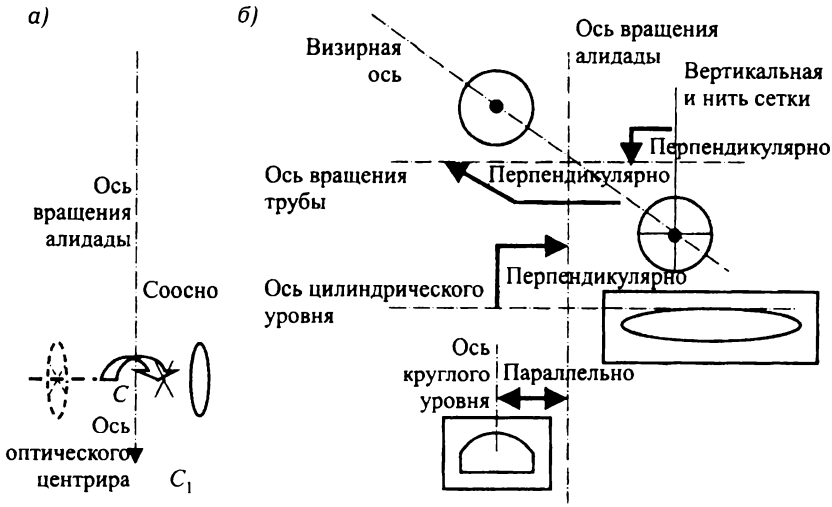


Рис. 4.10. Контроль оптического центрира (а), идеальное положение осей теодолита (б)

1. **Поверка уровня.** Условие: ось UU_1 цилиндрического уровня должна быть перпендикулярна к основной оси теодолита AA_1. Это необходимо, чтобы при измерениях на местности с помощью уровня приводить ось AA_1 в отвесное положение, а плоскость лимба в горизонтальное.

Направив уровень параллельно двум подъемным винтам подставки, вращают их навстречу до момента введения пузырька уровня в нуль-пункт, затем, повернув алидаду на 90° (на глаз), третьим подъемным винтом приводят пузырек в нуль-пункт (рис. 4. 11, *а, б*); если условие соблюдено, основная ось AA_1 вертикальна и плоскость лимба горизонтальна. Для поверки алидаду вращают на 180°; пузырек должен остаться в нуль-пункте с допустимым смещением $\Delta_{ур}$ не более одного деления (рис. 4.11, *в*).

Исправляя уровень, смещают пузырек к нуль-пункту на $\frac{1}{2}\Delta_{ур}$, т. е. подъемным винтом подводят пузырек к нуль-пункту на половину дуги отклонения (рис. 4.11, *г*), а затем юстировочным винтом приводят пузырек точно в нуль-пункт. Геометрия действий по исправлению уровня показана на рис. 4.11, *д*.

2. **Поверка оси вращения зрительной трубы.** Условие: Ось TT_1 вращения зрительной трубы должна быть перпендикулярна к оси теодолита AA_1. Только так реализуется принцип измерения горизонтальных углов (см. рис. 4.1, где вертикальны и ребро двугранного угла, и его грани, которыми в теодолите являются основная ось AA_1 и коллимационные плоскости вокруг горизонтальной оси TT_1), и это важно в измерениях на разновысокие цели в горах и при сооружении строительных объектов.

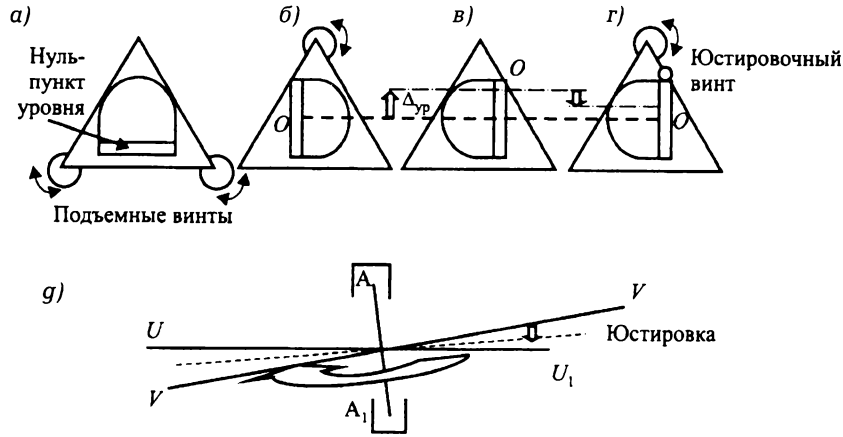


Рис. 4.11. Горизонтирование подставки (а, б), поверка и юстировка цилиндри-ческого уровня (в,), положение осей при исправлении уровня (g)

Для контроля дважды проектируют высокую точку M на уровень теодолита: сначала расположив вертикальный круг слева от окуляров, в положении КЛ точно визируют цель и, опуская трубу, отмечают проекцию $M_Л$ на экран или шкалу горизонтальной линейки; переведя трубу через зенит, получают проекцию $M_П$ при КП. Если условие выполнено, проекции совпадут, изменение Δn шкальных отсчетов $n_Л$, $n_п$ при КЛ и КП не превысит строительный допуск. Но если оси TT_1 и AA_1 в точке пересечения образуют ошибочный угол $90° \pm \Delta$, в замкнутом пространстве $AMM_ЛM_П$ с углами горизонтальным γ между лучами на отрезок $M_ЛM_п$ и наклона ν на точку M (рис. 4.12, а) $\operatorname{tg}\Delta = \operatorname{tg}\gamma / 2 \operatorname{tg}\nu$. Значения Δ и γ невелики, и неперпендикулярность кинематических осей TT_1 и AA_1 в радианной мере $\Delta = \gamma / 2\nu$.

Устраняя приборную неисправность Δ, в мастерской меняют высоту подшипниковой опоры в оси TT_1 вращения трубы. На производстве по изменению отсчетов $n_Л$ и $n_П$ горизонтальной линейки или по Δc коллимационной ошибки для разновысоких целей (верхней M и нижней M_1 в уровне прибора) получают:

$$\Delta = (\Delta c / 2) \operatorname{tg}\nu \text{ или } \Delta = (\Delta n / 2) \operatorname{tg}\nu. \qquad (4.5)$$

3. **Поверка сетки нитей.** Условие: Нить сетки VV_1 должна быть перпендикулярна к оси TT_1 вращения трубы (другая нить GG_1 — параллельна). Действительно, измерять горизонтальные углы проще, если нить VV_1 лежит в коллимационной плоскости: при визировании на цель любой частью нити VV_1 правильно установленной сетки, не надо подводить алидаду. Поверяя условие, направляют на цель М поочередно верхний и нижний концы нити VV_1 (рис. 4.12, *б*);

если отсчет по лимбу меняется в пределах 2′, он ошибочен на 1′ относительно идеального визирования центром сетки. При исправлении сетки, закрепительные винты ее диафрагмы надо освободить, затем повернуть сетку в нужное положение;

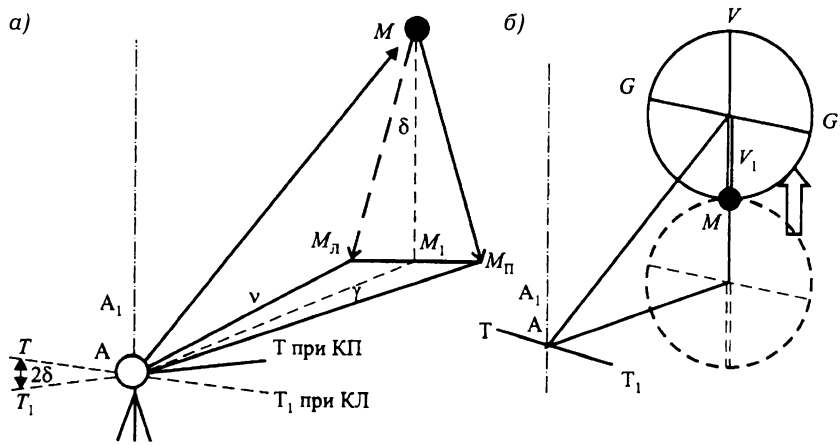


Рис. 4.12. Контроль оси вращения трубы (а), нитей сетки (б)

4. **Поверка визирной оси.** Условие: Визирная ось *SO* должна быть перпендикулярна оси TT_1 зрительной трубы. При вращении зрительной трубы вокруг неподвижной оси TT_1, ось *SO* образует так называемую коллимационную плоскость, которая является плоскостью только при выполнении указанного условия. Возможная неперпендикулярность указанных осей, называемая *коллимационной ошибкой c*, приводит к тому, что при неподвижной оси вращения TT_1 в положениях КЛ и КП визирные лучи $V_Л$ и $V_П$ описывает две конические поверхности с углом между их образующими 2*c* (рис. 4 13, а).

Для поверки теодолита на выбранную близко к горизонту точку *M* визируют дважды: при положениях вертикального круга слева от окуляров трубы и, переводя трубу через зенит, — справа от него; отсчеты по горизонтальному кругу Л и П фиксируются и если $c = 0$, эти отсчеты разнятся точно на 180°. В этих операциях ось SO совмещается с дальней точкой *M* и, следовательно, вращается в вертикальной плоскости точно на 180°, алидада с осью TT_1 также разворачивается в горизонтальной плоскости, но при наличии ошибки *c* отсчет по лимбу станет отличен от 180° на значение 2*c* (рис. 4.13, *б*). При неперпендикулярности осей *SO* и TT_1 теодолита его коллимационная ошибка вычисляется как:

$$c = (Л - П \pm 180°) / 2. \qquad (4.6)$$

Если в теодолите Т30 ошибка *C* более 0,5′ (в Т5 более 0,2′), то наводящим винтом алидады горизонтального круга устанавливают

верный отсчет ($Л - c$) или ($П + c$). При этом центр сетки сместится с изображения точки. (табл. 4.4; рис. 4.13, *в*). Затем действуют юстировочными винтами сетки: ослабив верхний винт, боковыми винтами возвращают центр сетки к сместившемуся изображению точки *М*. Закрепляют все юстировочные винты и повторяют поверку.

Таблица 4.4

Отсчеты по лимбу	До исправления	Для исправления	После исправления
Л	128°16,5′	128°17,8′	128°17,6′
П	308 19,0	308 17,8	308 17,9
$2c = Л - П \pm 180°$	−2,5′		−0,3′

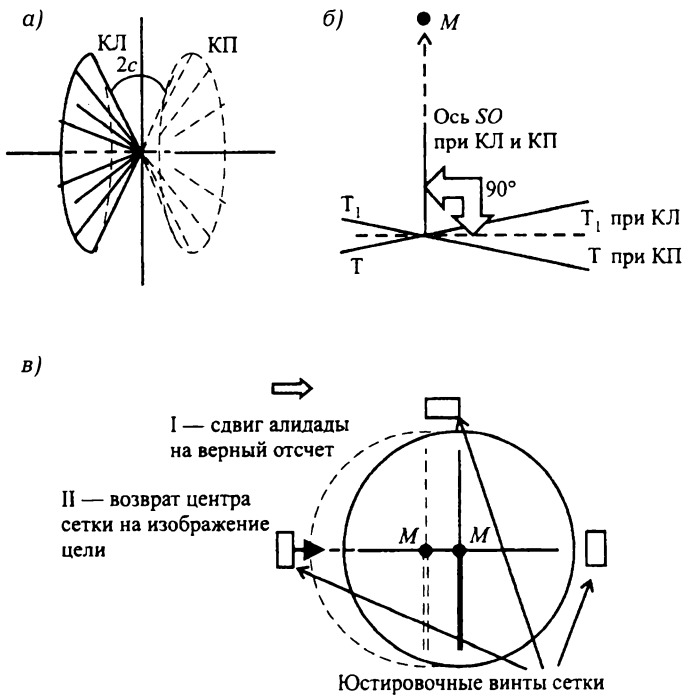


Рис. 4.13. Коллимационная ошибка с (а), ее измерение (б) и юстировка (в)

4.4. Измерение горизонтальных углов

Для ориентирования линий, расчета дирекционных углов и азимутов между соседними направлениями теодолитом измеряют горизонтальные углы.

Подготовку к измерениям начинают с расчистки видимости по измеряемым направлениям. Затем на местности над вершиной угла *B* устанавливают теодолит, а над соседними точками (они закреплены в грунт деревянными кольями, металлическими, железобетонными знаками, но их за неровностями рельефа или растительностью не видно) приходится поднять визирные цели. Для этого тонкие деревянные вехи длиной 1,5–2 м отвесно держат над точкой или опускают в грунт перед или за точкой, располагая веху в одной вертикальной плоскости с теодолитом (при поперечном сдвиге вехи измеряемый угол β на ошибку Δβ окажется больше или меньше искомого значения, пунктир на рис. 4. 14, *а*).

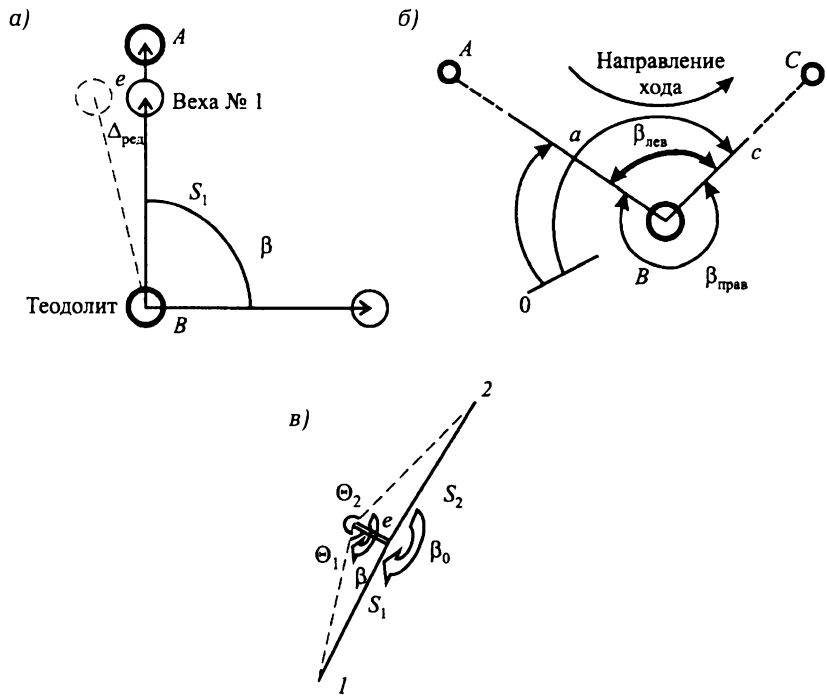


Рис. 4.14. Измерение горизонтального угла:
а — теодолит и визирные цели (веха № 1 в створе цели А); б — левый ($\beta_{лев}$) и правый ($\beta_{прав}$) ходовые углы; в — внецентренная постановка теодолита

В закрытых помещениях (лабораторных, заводских), на строительной площадке целями могут быть четко различимые на стенах или возводимых панелях точечные или крестовые маркировки; монтажные оси, закрепляемые дюбелем и откраской на бетоне, риской (прорезью, кернением) на металле.

Рабочее положение теодолита над пунктом *B* предполагает:

- во-первых, центрирование подставки прибора с окуляром на высоте глаза наблюдателя. Прикрепив к головке штатива подставку становым винтом, вниз опускают нитяный отвес. Сдвигая опоры штатива или меняя их высоту, добиваются, чтобы острие грузика пришлось над точкой *B*. С помощью такого отвеса, центр теодолита располагают над точкой *B* с точностью 0,5–1 см;
- во-вторых, горизонтирование подставки по цилиндрическому уровню, путем установления его сначала параллельно, затем перпендикулярно двум подъемным винтам (см. рис. 4.11, *а*, *б*). Пузырек уровня может смещаться от нуль-пункта на 1 — 2 деления.

Проверяя рабочее положение, объектив зрительной трубы теодолита Т30 направляют вниз и через полую ось прибора оценивают пересечение вертикальной нитью сетки изображения точки *B*.

Теодолит Т5 с оптическим отвесом центрируют и горизонтируют иначе. Разместив штатив примерно над точкой *B*, подъемными винтами подставки наводят центр отвеса на изображение точки *B*. Направляя цилиндрический уровень параллельно плоскости двух ножек штатива и меняя высоту одной из них, приводят пузырек уровня примерно в нуль-пункт. Повернув уровень в направление третьей ножки, изменением также ее длины вводят пузырек в нуль-пункт. Затем, точно приведя пузырек в нуль-пункт по двум и третьему подъемному винту, проверяют изображение точки *B* в центре оптического отвеса. Точность оптического центрирования 1 — 2 мм.

Измерение горизонтального угла включает точные визирования по нужным направлениям с одновременными отсчетами по неподвижному лимбу. Такие операции производят, как правило, сначала в одном, потом в другом положении теодолита (если вертикальный круг слева от микроскопов КЛ, если справа — КП).

Способ одного приема. Первый полуприем выполняют обычно при КЛ. Заранее освободив закрепительные винты трубы и алидады, после ее одного — двух холостых оборотов, визир зрительной трубы наводят примерно на веху задней точки хода *A* (рис. 4.14, *б*). Закрепив алидаду, фокусируют изображение по дальности и наводящим винтом алидады точно визируют вертикальную нить сетки на веху в точке *A*; получают отсчет *a* для заднего по ходу направления *BA*. Освободив алидаду, точно визируют переднюю точку С, получая по оставшемуся неподвижным лимбу отсчет *c*.

При оцифровке лимба по часовой стрелке, для левых углов $\beta_{лев}$ или правых углов $\beta_{прав}$ относительно направления хода от *A* к *C* (см. рис. 4.14, *б*), отсчеты *a* и *c* позволяют вычислить эти ходовые углы:

$$\beta_{лев} = c - a; \qquad (4.7)$$

$$\beta_{прав} = (a + 360^\circ) - c. \qquad (4.8)$$

Обычно вычисляют только $\beta_{прав}$. При этом используют формулу

$$\beta_{прав} = a - c.$$

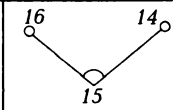
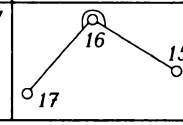
Для повышения точности и контроля необходим второй полуприем при КП. Переведя зрительную трубу через зенит и сдвинув лимб на 1 — 2°, визируют опять сначала точку *A*, затем *C*. При КП по новым отсчетам a' и c' искомый угол $\beta_{лев}' = c' - a'$ или $\beta_{прав}' = a' - c'$. При расхождении $\Delta\beta = \beta - \beta'$ в пределах удвоенной точности теодолита (для Т30 $\Delta\beta \le 1'$, для Т5-0,2′) вычисляют среднее значение:

$$\beta_{ср} = (\beta + \beta') / 2. \qquad (4.9)$$

Результаты измерений и вычислений заносят в полевой журнал стандартной формы (табл. 4.5, где цифры в скобках — очередность визирований).

Таблица 4.5

Теодолит № 1643 типа 2Т3011 Наблюдал *Петров С.М.*
Вычислял *Сергеев Т.Н.*
Время и дата измерений *10.45-11.25 17.7.2005*
Условия наблюдений ясно, ичображения четкие

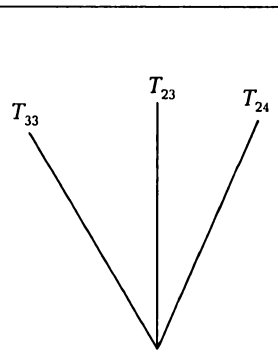
№ пункта		Круг КЛ или КП	Отсчеты по лимбу	Значение горизонтального угла		Абрисы и примечания
стояния	наведения			в полуприеме	среднее	
15	14 16	КЛ	116°28,5′(1) 302°48,5′ (2)	173°40,0′	173°40,2′	
	14 16	КП	295°51,0 (4) 122°10,5 (3)	173°40,5′		
16	15 17	КП	0°00,0′ (1) 117°57,5′ (2)	242°02,5′	242°03,0′	
	15 17	КЛ	181°16,5′ (4) 299°13,0′ (3)	242°03,5′		

Круговые приемы. Здесь по лучшему исходному направлению устанавливают на лимб отсчет 0°0′ и после холостого вращения алидады при КЛ трубу визируют, открепив алидаду точно по всем направлениям, начиная от исходного и кончая им же; точные отсчеты записывают в журнал стандартной формы (см. табл. 4.6)

Переводят зрительную трубу через зенит и продолжают измерения при КП. В следующих приемах при их числе *n* лимб сдвигают на угол $\sigma = 180° / n$, что обеспечит равномерное распределение отсчетов по круговой шкале. Рассчитав средние отсчеты $(Л + П - 180°) / 2$, вычисляют направления от исходного. С допуском 8″ должны сохраняться: в полуприеме отсчет по исходному направлению (замыкание горизонта), в разных приемах коллимационная ошибка $c = (Л - П \pm 180°) / 2$ для целей на равных высотах и вычисляемое значение угла или направления.

Таблица 4.6

Теодолит *2Т2 № 2317* — Пункт стояния *Пз4*. Число приемов $n = 2$. Наблюдатель *Иванов Ю.Ю.*
Дата измерений, время *24.8.2006. 8.45—9.10*
Условия *пасмурно, слабый ветер*
Изображения *отчетливые*

Прием	Цели	Круг	Отсчеты по лимбу: Совмещение I	Совмещение II	$\frac{I + II}{2}$	$\frac{Л + П \pm 180°}{2}$	Измеренное направление или угол	$2c = Л - П$	Абрис, примечания
1	Пз3	Л(1)	0°00′28,5″	29,5″	29,0″	0°00′38,2″	0°00′00″	−18,5″	
		П(8)	180 00 47,0	48,0	47,5				
	Т23	Л(2)	64 42 36,0	35,5	35,8	64 42 48,5	64 42 10,3	−25,4	
		П(6)	244 43 00,5	02,0	01,2				
	Т24	Л(3)	97 25 19,5	20,5	20,0	97 28 35,5	97 27 57,3	−20,5	
		П(7)	277 25 40,0	41,0	40,5				
	Пз3	Л(4)	0 00 35,5	36,0	35,8	0 00 42,9		−14,2	
		П(5)	180 00 44,0	49,0	50,0				
2	Пз3	Л	90 35 10,0	11,0	10,5	90 35 10,8	0 00 00	−12,3	
		П	270 35 22,5	23,0	22,8				
	Т23	Л	155 17 25,0	26,0	25,5	155 17 38,2	64 42 15,0	−25,3	
		П	335 17 51,0	50,5	50,8				
	Т24	Л	188 03 01,5	01,5	01,5	188 03 13,0	97 28 02,2	−23,0	
		П	8 03 24,0	25,0	24,5				
	Пз3	Л	90 35 04,5	05,0	04,8	90 35 09,8		−10,0	
		П	270 35 14.5	15,0	14,8				

Качество измерения горизонтальных углов

На качество измерений влияет ряд факторов. К ним относятся:

- ошибки редукции визирных целей и центрирования прибора. редукции визирных целей и центрирования прибора. Так, при дальности S вехи ее смещение *e* от наблюдаемого створа приводит к ошибке редукции (см. рис. 4.14, *а*), ибо отсчет неверен на величину $\Delta_{ред} = (e / S)\rho$, где $\rho = 3438'$. Аналогична ошибка поперечного сдвига теодолита относительно одной из вех, и если измеряемый угол близок к 180°, то результат ошибочен в угловой мере на $\Delta_{центр} = e\,(1 / S_1 + 1 / S_2)\rho$, где S_1 и S_2 дальность вех № 1 и № 2. Здесь эффективны оптический центрир и трехштативная система измерений углов хода (движение теодолита и целей по уже стоящим штативам);
- отвесное положение основной оси теодолита. Малая невертикальность *i* оси АА при визировании цели под углом наклона v искажает отсчет по лимбу до ошибки $x = i / \mathrm{tg}v$. Эта ошибка исключается путем измерений при КЛ и КП;
- точность отсчетных устройств, состояние теодолита. Поверки должны быть регулярны, обязательны при получении прибора и резких перепадах температур, после ударных и вибрационных воздействий (в режимах работы или транспортирования);
- аккуратность оператора и его помощников, соблюдение ими допусков и методики измерений. При повторениях ошибки наведений, отсчитываний и других действий уменьшаются, но лучше применять более точные методики и приборы;
- условия наблюдений, при которых нежелательны дымка, нечеткие и колеблющиеся изображения целей. Измерения повторяют в благоприятных условиях.

О качестве измерения углов судят по расхождениям в полуприемах (не более удвоенной точности теодолита) и допустимости угловых и относительных невязок (см. п. 8.5). Для повышения достоверности результатов и их итоговой точности необходимы независимые измерения с повторной установкой теодолита и вех в другое время с новыми погодными условиями. Практикуется и внецентренное измерение угла β на те же цели с некоторой сдвижкой теодолита (рис. 4.14, *в*): измерив сдвижку *e* и ее полярный угол θ, рассчитывается значение искомого угла

$$\beta_0 = \beta + \left(\frac{e}{S_1}\sin\theta_1 + \frac{e}{S_2}\sin\theta_2\right)\rho, \qquad (4.10)$$

где S_i — расстояния до *i*-ых целей 1 и 2, $\rho = 3438'$. В условиях городского или станционного движения внецентренные стоянки обеспечивают безопасность геодезических работ. Сдвижку *e* выбирают не более $0{,}01S_{min}$ и желательно в направлении, параллельном линии 1 – 2.

Точная установка визирных целей и самого теодолита, наблюдения на достаточно удаленные цели в благоприятных погодных условиях создают все предпосылки качественных измерений. Если в теодолите типа Т30 за среднюю квадратическую ошибку угла принять точность отсчитывания 30″ (при оценке 1/20 части деления шкалы с ценой деления $c = 10'$), то из одного полуприема как разности двух отсчетов горизонтальный угол ошибочен на $30''\sqrt{2}$, но среднее из двух полуприемов в $\sqrt{2}$ точнее, значит, погрешность полного приема

$$m_\beta' = 30''.$$

Согласно главе 3, предельная ошибка равна $3m_\beta'$, что для теодолита Т30 составляет $1{,}5'$.

В действительности окончательный результат искажен ошибками не только отсчетов, но и редукции вех и центрирования прибора (для массовых работ эти средние квадратические ошибки полагают в пределах m = 5 мм). Неточная установка целей и теодолита создает ошибку аппроксимации к направлению угла, где линия «теодолит-веха» (пунктир на рис. 4.14, *а*) относительно фиксированных на местности концов направления развернута в плане в среднем квадратическом выражении на величину $M = m\sqrt{2}$, что с учетом длины S направления приводит к угловой средней квадратической ошибке $\rho M/S$. Следовательно, приборную среднюю квадратическую ошибку ухудшат средние квадратические ошибки аппроксимации сразу по двум направлениям угла, и общая средняя квадратическая ошибка будет равна:

$$m = \sqrt{(m_\beta')^2 + 2\rho^2 m^2 \left(\frac{1}{S_1^2} + \frac{1}{S_2^2}\right)}. \qquad (4.11)$$

При $m_\beta' = 30''$, $m = 5$ мм, $S_1 = S_2 = 100$ м, $\rho = 206265''$ получим $m = 33''$. Погрешность оптического центрирования теодолита $m_ц = 1 - 2$ мм, но поставить веху в створ направления точнее 1 см сложно, практически $m = 8 - 10$ мм и тогда $m \approx 40''$. При $S = 50$ м для вех $m_{угла} \approx 65''$, поэтому в условиях застройки или строительства в качестве целей приходится использовать нитяные отвесы, узкие металлические стержни.

4.5. Измерение вертикальных углов

Для расположенных на местности объектов при вычислении координат и высот точек, решении инженерных задач, например, по определению или заданию уклона железнодорожного пути, приходится учитывать степень наклона неровностей. Наклонность конкретного отрезка выражает плоский угол в вертикальной плоскости, измеряемый теодолитом (см. рис. 4.1, *б*).

Для измерения вертикальных углов теодолит снабжен вертикальным кругом. Для разных марок теодолитов вертикальные круги устроены по разному. Для вертикального круга теодолита 2Т30П должны быть выполнены два условия: 1) проекция визирной оси на плоскость делений вертикального круга должна совпадать с двумя диаметрально противоположными штрихами оцифрованными каждый числами 90; 2) ось цилиндрического уровня при горизонтальном круге должна быть перпендикулярна радиусу вертикального круга, приведенному в точку проекции индекса отсчетного устройства. Это условие называется основным условием вертикального круга (рис. 4.15).

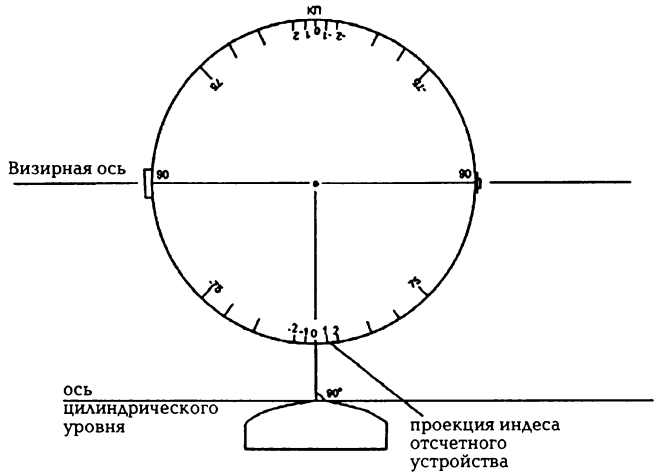


Рис. 4.15. Изображение вертикального круга при КЛ

При сборке прибора на заводе основное условие может быть нарушено. При этом первый пункт условия практически всегда выполняется. Нарушается второй пункт условия — это приводит к тому, что проекция индекса отсчетного устройства отклоняется от радиуса вертикального круга, перпендикулярного к оси цилиндрического уровня. Образуется угол МО — место нуля (рис. 4.16).

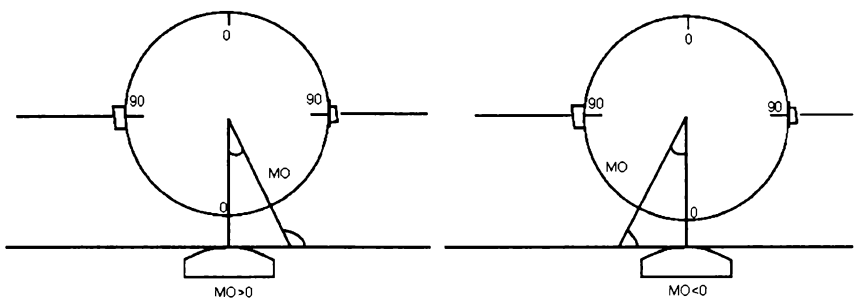


Рис. 4.16. Отсчеты по вертикальному кругу теодолита Т30 при КЛ и КП

Место нуля — это отсчет по вертикальному кругу, когда визирная ось горизонтальна, а центр пузырька цилиндрического уровня находится в нуль пункте.

Получим формулы для вычисления места нуля и вертикального угла для теодолта 2Т30П. На рис. 4.17, *а* показан вертикальный круг при наведении визирной оси на точку *А* при круге справа (КП). Вертикальный угол ν на чертеже обозначен двумя дугами.

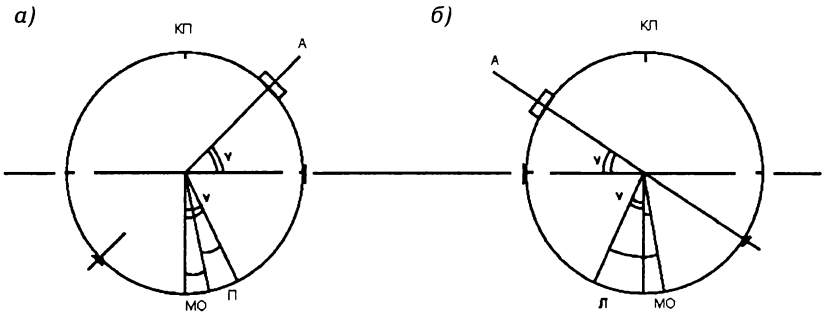


Рис. 4.17. Отсчеты по вертикальному кругу теодолита 2Т30П при КЛ и КП

Отсчет по вертикальному кругу П обозначен на чертеже одной дугой (на чертеже $П < 0$), место нуля МО также обозначено одной дугой (на чертеже $МО > 0$). Тогда из чертежа следует, что

$$\nu = МО - П. \tag{4.12}$$

На рис. 4.17, *б* показан вертикальный крун при наведении визирной оси на точку А, но уже при круге слева (КЛ). Обозначения на чертеже те же, только отсчет $Л > 0$. Тогда из чертежа следует, что

$$\nu = Л - МО. \tag{4.13}$$

При сложении этих двух формул получаем основную формулу для вычисления вертикального угла

$$\nu = \frac{Л - П}{2}$$

а при вычитании — для вычисления места нуля

$$МО = \frac{Л + П}{2}. \tag{4.14}$$

На практике до сих используют и теодолит Т30. Формулы вычисления места нуля и вертикального угла для него приведем без вывода:

$$МО = \frac{Л + П + 180^\circ}{2};$$

$$\nu = \frac{Л - П - 180^\circ}{2};$$

$$\nu = Л - МО;$$

$$\nu = МО - П - 180^\circ.$$

Примечание: при вычислениях по этим формулам следует к значениям Л и МО, меньшим 90°, прибавить 360°.

Пример. Пусть по вертикальному кругу теодолита Т30 получены отсчеты:

$$Л = 2^\circ 45', \; П = 177^\circ 17'.$$

Место нуля:

$$МО = \frac{Л + П + 180^\circ}{2} = \frac{(2^\circ 45' + 360^\circ 00') + 177^\circ 17' + 180^\circ}{2} =$$

$$= \frac{720^\circ 02'}{2} = 360^\circ 01' = 0^\circ 01'.$$

Вертикальный угол:

$$\nu = \frac{Л - П - 180^\circ}{2} = \frac{(2^\circ 45' + 360^\circ 00') - 177^\circ 17' - 180^\circ}{2} = \frac{5^\circ 28'}{2} = +2^\circ 44'.$$

Контроль:

$$\nu = Л - МО = (2^\circ 45' + 360^\circ 00') - (0^\circ 01' + 360^\circ 00') = +2^\circ 44';$$

$$\nu = МО - П - 180^\circ = (0^\circ 01' + 360^\circ 00') - 177^\circ 17' - 180^\circ = +2^\circ 44'.$$

Тахеометрическую съемку выполняют при одном положении КЛ и если значение МО существенно осложняет массовые вычисления углов ν, то лучше заранее привести МО к значению 0°. Для этого в направлении на цель с уже измеренным углом наклона вновь визируют при КЛ и затем смещают визирную ось или отсчетный индекс, или уровень при алидаде вертикального круга (соответственно для теодолитов типа Т30 или компенсатора теодолита Т5К, или для приборов Т5В и Т2): после чего в направлении визирования должен оказаться отсчет $Л = \nu$, а далее вертикально расположенными исправительными сетки возвращают ее центр на изображение цели.

Порядок измерения вертикальных углов

1. Устанавливают теодолит на пункте измерений. Поднятый на нужную высоту штатив центрируют по нитяному отвесу с точностью 1 см. Основную ось вращения прибора Т30 приводят в отвесное положение с помощью цилиндрического уровня, который горизонтируют сначала параллельно двум подъемным винтам, затем в направлении третьего (см. рис. 4.11, *а*, *б*).

2. На искомую цель сначала наводят вспомогательный визир зрительной трубы; получив кремальерой трубы отчетливое изображение цели, для теодолита типа Т30 подправляют пузырек цилиндрического уровня точно в нуль-пункт тем подъемным винтом подставки, который ближе к створу цели. Используя закрепительный и наводящий винты трубы, точно визируют цель центральной частью горизонтальной нити сетки; фиксируется отсчет по вертикальному кругу. Уточняя и контролируя измерения, действуют при КЛ и КП. Значение МО может меняться в пределах точности отсчитывания, для теодолита Т30 — не более 0,5′.

3. При измерении углов на несколько целей, каждый раз подправляют цилиндрический уровень, что иногда ощутимо наклоняет теодолит. Это возможно и на неустойчивом основании прибора (на мягком грунте, при вибрациях от движущегося транспорта). Периодически контролируя вертикальность основной оси, отслеживая, остается ли пузырек уровня на середине в пределах 1 деления ампулы в равнинной местности; 0,5 деления — для работ в горах и при возведении высоких конструкций.

Современный прибор с компенсатором (теодолит Т5К, электронный тахеометр) находятся в рабочем положении, если пузырек круглого уровня приведен в нуль-пункт вращением любых подъемных винтов. Проверяя компенсатор, убеждаются в свободной реакции его ЧЭ: при слабом ударе по колонке теодолита отсчетный индекс должен одинаково качнуться в обе стороны от прежнего положения и через 1 — 2 с занять прежнее положение. При длительной работе на пункте такой контроль обязателен из-за неустойчивого основания или температурных воздействий. С помощью оптического отвеса проверяется и центрирование прибора.

Достоверность измерений вертикальных углов. Считается, что приборная средняя квадратическая ошибка m_ν измерения вертикального угла не более $1{,}5m_\beta$ аналогичной погрешности горизонтального угла. Однако фактическую точность ухудшают внешние обстоятельства: воздушные слои неустойчивы и их плотность меняется, о чем свидетельствует ветер (если его нет, плотность слоев неизменна, но ее значение неизвестно).

Надежным измерениям вертикальных углов способствуют:

- аккуратное обращение с теодолитом, регулярный контроль разворота сетки, эксцентриситета вертикального круга и ошибки МО;
- визирования целей при обоих кругах КЛ и КП. Значение МО должно быть неизменным в пределах удвоенной точности прибора;
- выбор времени измерений. При колеблющихся изображениях целей (из-за конвекции воздуха при нагреве почвы), наблюдения лучше прекратить;

- прохождение визирного луча не ближе 1 м от местных предметов (особенно освещенных солнцем);
- встречные промеры наклона линии *AB*. При визировании цели на высоту *l*, равную высоте *k* до оси вращения трубы теодолита, вертикальные углы: прямой v_{AB} и обратный v_{BA} должны иметь противоположные знаки и быть равными в пределах удвоенной точности прибора;
- внимательное измерение высот прибора *k* и цели *l*. На расстояние S ошибка Δl промера *l* изменяет угол *v* на величину Δv.

Здесь по теореме синусов

$$\sin \Delta v : \sin (90^\circ - v) = \Delta l : S,$$

откуда

$$\Delta v = (\Delta l : S) \cos v; \qquad (4.15)$$

по малости ошибки Δl промера высоты *l* ошибка угла $\Delta v = \rho\ (\Delta l : S) \cos v$. Влияние ошибки Δk высоты теодолита такое же: в (4.14) меняется Δl на Δk;

- изменение высоты наведения на отрезок Δl. С учетом поправки (4.15), удаетс подтвердить первый промер, для вертикального угла по измеряемому направлению; чем повышают точность среднего значения;
- в горах и на разных горизонтах строительных разбивок и др., при значительных углах наклона необходимо точное центрирование теодолита и вех.

Глава 5

ИЗМЕРЕНИЕ ДЛИН ЛИНИЙ

5.1. Измерение длин линий мерными лентами и рулетками

Для измерения расстояний в инженерной геодезии применяют мерные приборы и дальномеры. Мерными приборами называют ленты, рулетки, проволоки, которыми расстояние измеряют путем укладки прибора в створе измеряемой линии. Дальномеры позволяют автоматизировать измерения и по принципу действия бывают оптическими, светодальномерами и радиодальномерами.

Мерные ленты типа ЛЗ изготавливают из стальной полосы шириной до 2,5 см и длиной 20, 24 или 50 м. Наиболее распространены 20-метровые ленты. На концах ленты (рис. 5.1, *а*) имеются штрихи, обозначающие начало и конец 20-метрового отрезка.

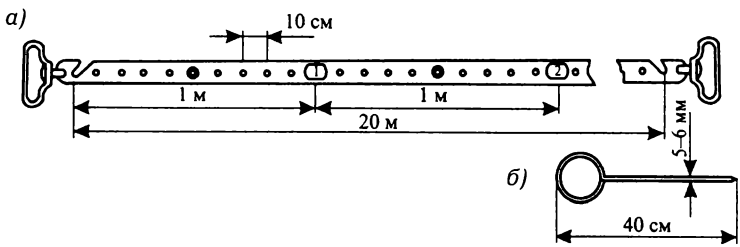


Рис. 5.1. Мерная лента ЛЗ (а) и шпилька (б)

Против штрихов — вырезы для фиксирования конца отрезка втыкаемой в землю шпилькой (рис. 5.1, *б*). Метровые деления ленты отмечены латунными пластинками с выбитыми на них номерами, указывающими число метров от одного из концевых штрихов. Часто для удобства измерений метры нумеруют на одной стороне ленты от одного конца, а на другой стороне — от другого. Полуметровые деления отмечены заклепками, а дециметровые — отверстиями. Для хранения ленту наматывают на специальное кольцо. К ленте прилагается комплект из шести (или одиннадцати) шпилек.

Рулетки — узкие (до 10 мм) измерительные ленты, изготавливаемые из углеродистой или нержавеющей стали длиной 20, 30, 50, 75 и 100 м и покрываемые иногда защитным слоем пластмассы. По всей длине измерительной ленты нанесены сантиметровые, а на первом дециметре — и миллиметровые деления. Изготавливают

также ленты с миллиметровыми делениями по всей длине. Лента наматывается на барабан, укрепленный в металлической вилке, крестовине или закрытом корпусе.

Для высокоточных измерений применяют рулетки, изготовленные из инвара — сплава (64 % железа, 35,5 % никеля и 0,5 % различных примесей), имеющего малый коэффициент линейного расширения.

Для измерений пониженной точности применяют тесьмяные и фиберглассовые рулетки. Они удобны, в частности, при съемке железнодорожных путей, где металлические рулетки неприменимы из-за замыкания ими электрических рельсовых цепей.

Непременным условием применения мерных приборов является их компарирование. Компарированием называется сравнение длины мерного прибора с другим, длина которого точно известна.

Для компарирования ленты ЛЗ на ровной поверхности (например, досчатой, каменной) с помощью выверенной образцовой ленты отмеряют отрезок номинальной длины (20 м) и укладывают на том же месте проверяемую рабочую ленту. Совместив нулевой штрих ленты с началом отрезка, закрепляют конец ленты в этом положении. Затем ленту растягивают и миллиметровой линейкой измеряют величину несовпадения конечного штриха ленты с концом отрезка. В последующем эту величину учитывают как *поправку за компарирование*. Ею исправляют результаты измерений лентой. При длине ленты больше номинальной — поправка положительная, при длине ленты меньше номинальной — отрицательная. Если поправка за компарирование ленты не превышает 1 — 2 мм, ею пренебрегают.

Для компарирования ленты в полевых условиях на ровной местности надежно закрепляют концы базиса длиною 120 м. Базис измеряют более точным прибором (светодальномером, рулеткой или лентой, проверенной на стационарном компараторе), а затем компарируемой лентой. Из сравнения результатов измерений получают поправку за компарирование. Для надежности измерения выполняют несколько раз и за окончательный результат принимают среднее.

Рулетки, предназначаемые для высокоточных измерений, компарируют на стационарных компараторах, где по результатам проверки длины ленты при разных температурах выводят уравнение ее длины:

$$l = l_0 + \Delta l + \alpha\, l_0\, (t - t_0). \qquad (5.1)$$

Здесь l — длина ленты при температуре t; l_0 — номинальная длина; Δl — поправка к номинальной длине при температуре компарирования t_0; α — температурный коэффициент линейного расширения. Для новых рулеток уравнение длины указывают в паспорте прибора.

Вешение линии. Перед измерением длины линии на ее концах устанавливают вехи. Если длина линии превышает 100 м или на каких-то ее участках не видны установленные вехи, то в их створе ставят дополнительные вехи (створом двух точек называют проходящую через них вертикальную плоскость). Вешение обычно ведут «на себя». Наблюдатель становится на провешиваемой линии у вехи *A* (рис. 5.2, *а*), а рабочий по его указаниям ставит веху *1* так, чтобы она закрыла собой веху *B*. Таким же образом последовательно устанавливают вехи *2*, *3* и т. д.

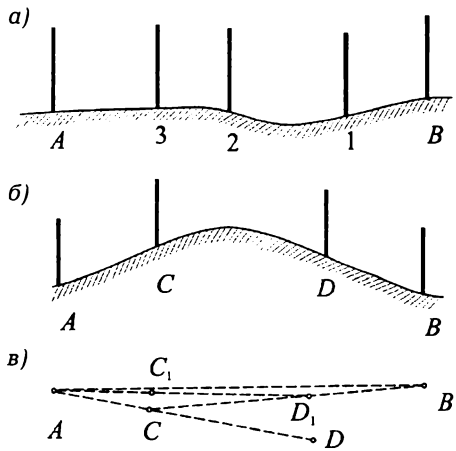


Рис. 5.2. Вешение линий:
а — между точками A и B; б — через возвышенности; в — вид сверху

Установка вех в обратном порядке, т. е. «от себя», является менее точной, т. к. ранее выставленные вехи закрывают видимость на последующие. Более точно вехи в створ выставляют по теодолиту, установленному в точке *A* и сориетированному на веху *B*.

Если точки *A* и *B* недоступны или между ними расположена возвышенность (рис. 5.2, *б*), то вехи ставят примерно на линии *AB* на возможно большем расстоянии друг от друга, но так, чтобы в точке *C* увидеть вехи *B* и *D*, а в точке *D* — вехи *A* и *C*. При этом рабочий в точке *C* по указаниям рабочего в точке *D* ставит свою веху в створ линии *AD*. Затем рабочий в точке *D* по указаниям рабочего в точке *C* переносит свою веху в точку D_1, т. е. в створ точек *C* и *B*. Затем из точки *C* веху переносят в точку C_1 и т. д. до тех пор, когда обе вехи окажутся в створе *AB*.

Если нужно продолжить существующую линию (например, *A3*, рис. 5.2, *а*), в точке *3* устанавливают теодолит, трубу наводят на веху *A* и переводят ее через зенит. Затем, наблюдая в трубу, указывают, где поставить веху *B*. Для надежности построение контролируют при другом положении вертикального круга.

Измерение длин линий лентой. Лентой ЛЗ измерения выполняют два мерщика. Из шести шпилек передний мерщик пять берет себе, дает шестую заднему, разматывает ленту, укладывая ее в створ линии. Задний мерщик втыкает шпильку в землю рядом с колышком, обозначающим начало *A* измеряемой линии (рис. 5.3, *а*), и зацепляет за нее конец ленты.

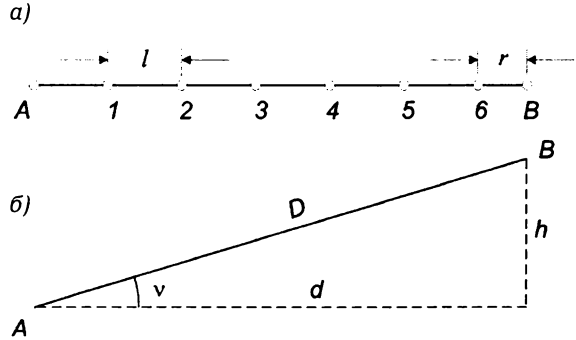


Рис. 5.3. Схема измерения расстояний лентой (а) и определение горизонтального проложения (б)

Ориентируясь по выставленным вехам, он направляет переднего мерщика в створ линии *AB*. Передний, встряхнув ленту, натягивает ее и, вставив шпильку в вырез против концевого штриха ленты, втыкает шпильку в землю. По сигналу переднего задний вынимает свою шпильку и освобождает ленту, а передний, сняв конец ленты со шпильки, протаскивает ленту вперед по створу для измерения следующего отрезка. Задний мерщик зацепляет свой конец за воткнутую передним шпильку, а передний, натянув ленту, втыкает в землю следующую.

Отложив ленту пять раз, т. е. отмерив 100 м (при длине ленты $l = 20$ м), передний мерщик втыкает в землю последнюю шпильку. Задний мерщик, вынув из земли шпильку, фиксировавшую задний конец ленты, будет иметь в руках пять шпилек. Он передает их переднему мерщику, и процесс измерения продолжается. Такой порядок обращения со шпильками помогает избежать ошибок в подсчете числа уложенных лент.

Последний отрезок измеряемого расстояния, называемый остатком, как правило, меньше полной длины ленты. Для его измерения берут отсчет *r* по ленте. При взятии отсчета сантиметры оценивают на глаз. Измеренное расстояние вычисляют по формуле:

$$D = 100\,p + 20\,k + r, \qquad (5.2)$$

где *p* — число передач шпилек от заднего мерщика переднему; *k* — число шпилек в руках у заднего к моменту измерения остатка.

Если в комплекте иное количество шпилек (например, одиннадцать) или номинальная длина ленты отличается от 20 м, то измеренное расстояние вычисляют по формуле, аналогичной (5.1), но с другими коэффициентами.

Измерение длины линии выполняют дважды — в прямом и обратном направлениях. Расхождение между двумя измерениями не должно превышать 1/2000 (при неблагоприятных условиях — 1/1000). За окончательное значение принимают среднее.

Введение поправок в измеренные длины линий. Измеренные расстояния при необходимости исправляют поправками за компарирование ленты, за отклонение температуры воздуха от температуры в момент компарирования и за наклон линии.

Поправка за компарирование определяется по формуле:

$$\Delta k = n\,\Delta l;$$

где Δl — поправка за компарирование ленты и n — число уложенных лент. Поправку за компарирование вводят в измеренные расстояния, если $\Delta l > 2$ мм.

Поправка за температуру определяется по формуле:

$$\Delta t = \alpha D\,(t - t_0)$$

где α — термический коэффициент расширения (для стали $\alpha = 0{,}0000125$); t и t_0 — температура воздуха соответственно во время измерений и при компарировании. Поправку за температуру учитывают, если разность температур во время измерений и при компарировании превышает $8 - 10°$.

Измеренные расстояния D, как правило, не являются горизонтальными (рис. 5.3, *б*). Определить горизонтальное проложение линии, т. е. ее проекцию на горизонтальную плоскость, можно, воспользовавшись формулой:

$$d = D\cos\nu, \tag{5.3}$$

где D — длина измеренной наклонной линии AB и ν — угол ее наклона.

Вместо вычисления по формуле (5.3) можно в измеренное расстояние D ввести поправку за наклон:

$$\Delta\nu = d - D = D\,(\cos\nu - 1) = -2D\sin^2\frac{\nu}{2}. \tag{5.4}$$

По формуле (5.4) составляют таблицы, облегчающие вычисления.

Поскольку поправка за наклон имеет знак минус, ее из измеренного расстояния вычитают. При измерениях лентой ЛЗ поправку учитывают, когда углы наклона превышают 1°. При меньших углах она пренебрежимо мала.

Если линия состоит из участков с разным уклоном, то находят горизонтальные проложения участков и результаты суммируют.

Углы наклона, необходимые для приведения длин линий к горизонту, измеряют эклиметром или теодолитом.

Эклиметр имеет внутри коробки *5* (рис. 5.4, *а*) круг с градусными делениями на его ободе.

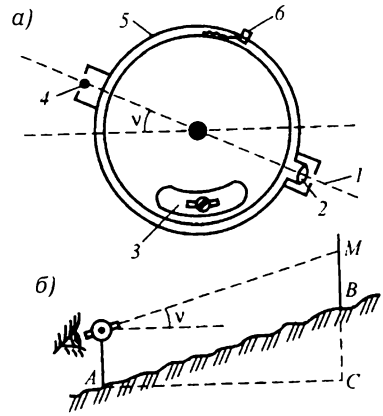


Рис. 5.4. Устройство эклиметра (а) и измерение им угла наклона (б)

Круг вращается на оси и под действием укрепленного на нем груза *3* занимает положение, при котором нулевой диаметр круга горизонтален. К коробке прикреплена визирная трубка с двумя диоптрами — глазным *1* и предметным *4*.

Для измерения угла наклона v в точке *B* (рис. 5.4, *б*) ставят веху с меткой *M* на высоте глаза. Наблюдатель (в точке *A*), глядя в трубку эклиметра, наводит ее на точку *M* и нажатием кнопки 6 освобождает круг. Когда нулевой диаметр круга примет горизонтальное положение, против нити предметного диоптра *4* берут отсчет угла наклона. Точность измерения угла эклиметром 15 — 30′.

Поверку эклиметра выполняют измерением угла наклона одной и той же линии в прямом и обратном направлениях. Оба результата должны быть одинаковы. В противном случае надо переместить груз *3* в такое положение, при котором отсчет равен среднему из прямого и обратного измерений.

Точность измерений лентой. Точность измерений лентой ЛЗ в разных условиях различна и зависит от многих причин. Одни из них вызывают ошибки систематического характера (неточное укладывание ленты в створ, непрямолинейность ленты в момент измерений, неучет температурного изменения длины ленты и др.) Другие причины вызывают ошибки случайного характера (отклонения угла наклона ленты от измеренного эклиметром, неодинаковое натяжение ленты, ошибки фиксирования концов ленты, зави-

сящие от характера грунта и вертикальности шпилек и др.). Систематические ошибки накапливаются пропорционально длине линии d, а случайные — пропорционально $\sqrt{d}$. Совместное их действие дает среднюю квадратическую ошибку:

$$md^2 = \mu^2 d + \lambda^2 d^2,$$

где μ и λ — коэффициенты случайного и систематического влияния. Исследованиями установлено, что для ленты ЛЗ μ = 0,004 — 0,006, а λ = 0,0001 — 0,0003.

Приближенно точность измерения лентой ЛЗ считают равной 1:2000. При благоприятных условиях она в 1,5—2 раза выше, а при неблагоприятных — около 1:1000.

Измерение расстояний рулетками. Измерения рулеткой, выполняемые для составления плана местности, аналогичны измерениям лентой ЛЗ. Для измерений с более высокой точностью, необходимой, например, в разбивочных работах, выполняемых при строительстве сооружений, измеряемую линию расчищают, выравнивают и разбивают на отрезки по длине рулетки, забивая в створе линии до уровня земли колья и отмечая створ втыкаемыми в них иглами или ножами. При неровной поверхности на нее укладывают доски или даже делают мостки. Для измерения пролета между соседними иглами (ножами) рулетку укладывают вдоль пролета и натягивают с той же силой (50 или 100 Н), что и при компарировании, используя для этого динамометр. Отсчеты по рулетке берут одновременно по команде против двух игл (лезвий ножей). Длину пролета определяют по формуле:

$$d_i = П - З,$$

где П и З — передний (больший) и задний отсчеты по шкале рулетки, а i — номер пролета. Полученный результат исправляют поправками за компарирование и температуру, используя уравнение длины рулетки (5.1).

Если линия имеет наклон, необходимо учесть поправку:

$$\Delta h = -\frac{h^2}{2d_i} - \frac{h^4}{8d_i^3},$$

где h — превышение между концами пролета, измеряемое нивелиром.

Длина линии определится как сумма длин пролетов. Относительные ошибки расстояний при такой методике измерений 1:5000 — 1:10000.

5.2. Косвенные измерения длин линий

Определение недоступных расстояний. При измерении расстояний лентой или рулеткой встречаются случаи, когда местное пре-

пятствие (река, обрыв, здание) делает непосредственные измерения невозможными. Тогда применяют косвенные методы определения расстояний. Например, для определения недоступного расстояния d измеряют лентой длину базиса b (рис. 5.5, *а*, *б*) и углы α и β.

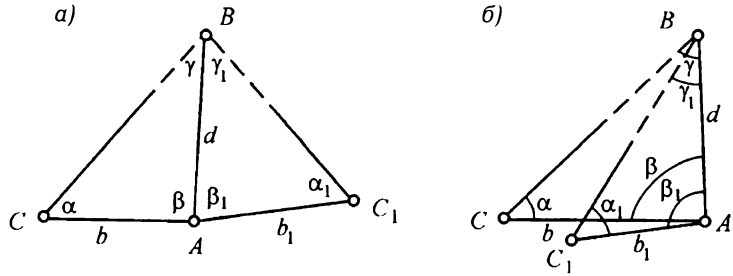


Рис. 5.5. Определение недоступного расстояния построением треугольников

По теореме синусов из треугольника ABC находят:

$$d = b \sin \alpha / \sin (\alpha + \beta),$$

где учтено, что $\sin \gamma = \sin (180° - \alpha - \beta) = \sin (\alpha + \beta)$.

Для контроля расстояние d определяют еще раз из треугольника ABC_1. При отсутствии недопустимых расхождений из двух результатов принимают среднее значение.

Обойти препятствие, расположенное на линии AB (рис. 5.6, *а*) можно, измерив отрезки b_1 и b_2 и угол γ между ними. Тогда

$$d = b_1^2 + b_2^2 - 2\, b_1\, b_2 \cos \gamma;$$

$$\sin \alpha = b_2 \sin \gamma / d; \sin \beta = b_1 \sin \gamma / d.$$

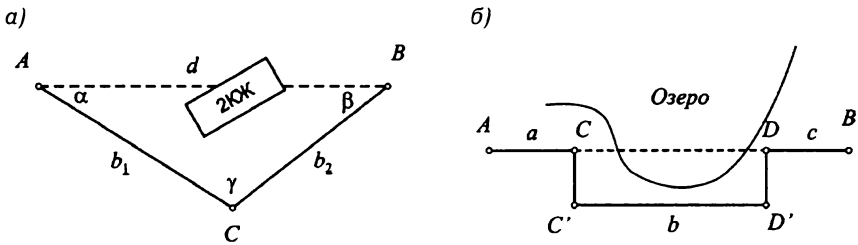


Рис. 5.6. Определение недоступного расстояния обходом препятствия

Углы α и β вычисляют для того, чтобы в точках A и B можно было указать направление линии d. Для контроля вторично строят треугольник ACB, сместив точку C в другое положение.

Если по линии AB имеется прямая видимость, то углы α и β измеряют. В этом случае расстояние d можно вычислить по формуле:

$$d = b_1 \cos \alpha + b_2 \cos \beta.$$

Отрезок *CD* линии *AB* (рис. 5.6, *б*) можно измерить, построив с помощью теодолита в точках *C* и *D* перпендикуляры и отложив по ним равные отрезки. Измерив расстояние *b* между полученными точками, находят длину отрезка *CD*. Тогда, очевидно, $AB = a + b + c$.

Параллактический способ измерения расстояний. Этот способ основан на решении равнобедренного параллактического треугольника *OAB* (рис. 5.7), в котором для определения расстояния *d* с высокой точностью измеряют перпендикулярную измеряемой линии малую сторону *l*, называемую базисом, и противолежащий ей острый параллактический *угол* φ.

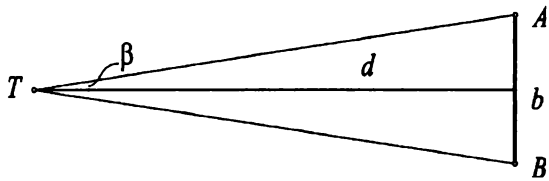


Рис. 5.7. Параллактический треугольник

Расстояние *d* вычисляют по формуле:

$$d = \left(\frac{l}{2}\right) \cdot \operatorname{ctg}\left(\frac{\varphi}{2}\right). \qquad (5.5)$$

Измеряя расстояние параллактическим методом, сразу получают горизонтальное проложение, поэтому введение поправок за наклон линий не требуется.

Точность определения расстояния зависит от точности, с которой известен базис и измерен параллактический угол. Относительная средняя квадратическая ошибка расстояния *d* характеризуется формулой:

$$\left(\frac{m_d}{d}\right)^2 = \left(\frac{d}{l} \cdot \frac{m_\varphi}{\rho}\right)^2 + \left(\frac{m_l}{l}\right)^2. \qquad (5.6)$$

Вместо измерения базиса может быть использована горизонтальная рейка или жезл известной длины. Наибольшие точности достигаются при применении специально для этой цели изготовленных жезлов, позволяющих, измеряя параллактический угол со средней квадратической ошибкой 2″, определять расстояния до 50 м с относительной ошибкой около 1:4000.

С меньшей точностью получим расстояние, используя в качестве базиса обычную нивелирную рейку. Здесь основной ошибкой явится неточное знание длины самой рейки. При ошибке $m_l = 3$ мм в длине трехметровой рейки ($l = 3000$ мм) доля второго слагаемого в формуле (5.6) окажется преобладающей и относительная ошибка m_d / d будет равной 1:1000.

5.3. Нитяной оптический дальномер

Зрительные трубы многих геодезических приборов снабжены нитяными оптическими дальномерами. На сетке нитей зрительной трубы, кроме основных штрихов (вертикальных и горизонтальных), имеются дальномерные штрихи *a* и *b* (рис. 5.8, *а*).

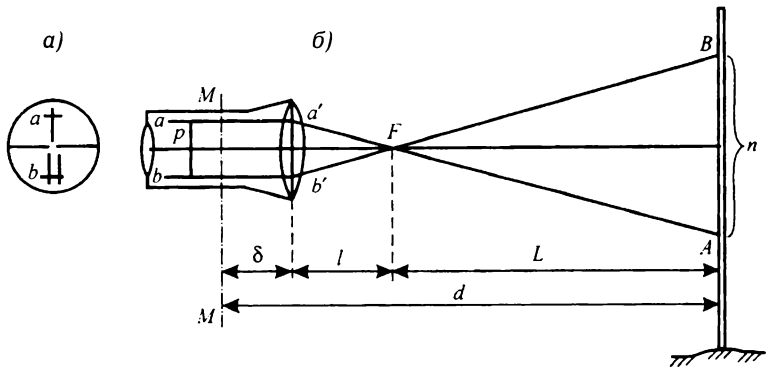


Рис. 5.8. Нитяной дальномер:
а — сетка нитей; б — схема определения расстояния

Наведя трубу на вертикально поставленную рейку, имеющую шкалу с делениями, по числу делений, уместившихся между дальномерными штрихами *a* и *b*, можно определить расстояние до рейки. При горизонтальной визирной оси измеряемое расстояние от оси вращения прибора *MM* (рис. 5.8, *б*) до вертикальной рейки *AB* равно

$$d = L + f + \delta,$$

где L — расстояние от переднего фокуса объектива до рейки; f — фокусное расстояние объектива; δ — расстояние между объективом и осью вращения прибора.

Лучи, идущие от глаза через окуляр, а затем через дальномерные штрихи сетки *a* и *b* параллельно оптической оси, встретив объектив, преломляются, проходят через фокус объектива *F* и проецируют изображения дальномерных штрихов на точки *A* и *B*, так что дальномерный отсчет по рейке будет равен *n*. Обозначив расстояние между дальномерными штрихами сетки нитей через *p*, из подобных треугольников *ABF* и *a' b' F* находим $L = n f / p$. Обозначив $f / p = K$ и $f + \delta = c$, окончательно получаем:

$$d = K n + c, \qquad (5.7)$$

где K — коэффициент дальномера и c — постоянная дальномера.

Для удобства использования значения f и p при изготовлении прибора подбирают такими, чтобы коэффициент дальномера K

был равен 100, а постоянная c была минимальной. У труб с внутренней фокусировкой при фокусировании трубы изменяется фокусное расстояние f, отчего изменяются K и c. Но эти изменения невелики, и практически считают, что коэффициент дальномера $K = 100$, а все изменения относят за счет постоянной c.

Для определения постоянной дальномера c на ровной местности отмеряют лентой расстояния 10, 20, 30 м и т. д. и затем измеряют их нитяным дальномером. Среднее из разностей результатов, полученных лентой и дальномером, принимают за значение c. В современных теодолитах c близко к нулю, поэтому число метров в измеряемом расстоянии равно числу сантиметров в дальномерном отсчете:

$$d = 100\,n.$$

Точность измерений нитяным дальномером характеризуется относительной ошибкой 1/300. Главная причина невысокой точности — это ошибки отсчетов по рейке. Влияют также различия в рефракции лучей FB и FA (рис. 5.8), проходящих через слои воздуха, расположенные на разной высоте и потому имеющие разную плотность.

Определение горизонтальных проложений линий, измеренных нитяным дальномером. Если визирная ось зрительной трубы горизонтальна, то при измерении расстояния нитяным дальномером горизонтальное проложение d определяют по формуле (5.7). Но если визирная ось наклонена, дальномерный отсчет по рейке (рис. 5.9) изобразится отрезком $n = AB$.

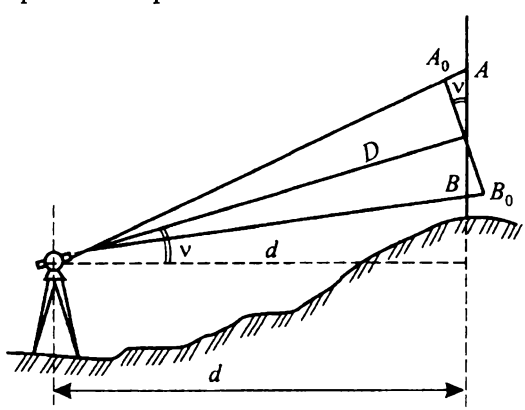


Рис. 5.9. Измерение нитяным дальномером наклонного расстояния

Для измерения наклонного расстояния D рейку следовало бы наклонить на угол ν, установив ее перпендикулярно визирной оси. При этом дальномерный отсчет был бы равен $n_0 = A_0B_0 = n \cos \nu$. Следовательно, наклонное расстояние равно

$D = K n_0 + c = K n \cos\nu + c.$

Для получения горизонтального расстояния d умножим наклонное на cos ν:

$d = K n \cos^2\nu + c \cos\nu.$

Прибавив и отняв в правой части полученного уравнения $c \cos^2\nu$, после преобразований получим:

$d = (Kn + \tilde{n}) \cos^2\nu + 2c \cos\nu \sin^2(\nu/2).$

Второе слагаемое даже при углах наклона 27° составляет всего лишь $0{,}1c$, так что им по малости можно пренебречь. Окончательно

$d = (Kn + c) \cos^2\nu.$

Найти горизонтальное расстояние можно и иначе, — введя в измернное расстояние поправку за наклон

$\Delta\nu = d - (Kn + c) = -(Kn + c) \sin^2\nu,$

которая всегда отрицательна.

5.4. Светодальномеры и электронные тахеометры

Светодальномеры. Светодальномер — прибор для измерения расстояния по времени прохождения его световым сигналом. Первый в мире светодальномер был создан в 1936 г. академиком А.А. Лебедевым (1893 — 1969). В настоящее время светодальномеры получили повсеместное применение в геодезических измерениях.

Согласно ГОСТ 19223-90 отечественные светодальномеры по их назначению делят на три группы: Г — приборы для построения государственных геодезических сетей; П — для прикладной геодезии и маркшейдерии и Т — для топографических съемок. В названиях-шифрах отечественных светодальномеров принято указывать упоминанием соответствующей буквы назначение прибора и предельную дальность измерений. К шифру могут быть добавлены: буква Н указывающая, что это насадка на теодолит; буква Д — что это прибор, использующий диффузное отражение сигнала от предметов и не требующий специального отражателя; буква М означающая маркшейдерское исполнение (для подземных работ); число или дробь, указывающие точность прибора в мм. При этом дробь вида a/b, означает, что средняя квадратическая ошибка, равна $(a + b \cdot D)$ мм, где D — расстояние в км. Например, шифр 2СТ10 5/3 означает светодальномер топографический, измеряющий расстояния до 10 км со средней квадратической ошибкой $(5 + 3 \cdot D)$ мм. Цифра 2 впереди шифра — номер модификации прибора.

В комплект светодальномера входят приемопередатчик (рис. 5.10) и отражатель.

Приемопередатчик устанавливают на штативе на одном конце измеряемой линии, а отражатель на специальной вешке или тоже на штативе — на другом. Приемопередатчик излучает световой сигнал, принимает его после возвращения от отражателя, измеряет время t, прошедшее от излучения до приема, и вычисляет расстояние

$$D = vt / 2.$$

Здесь v — скорость света, которую при средних условиях атмосферы считают равной $v \approx 299710$ км / с.

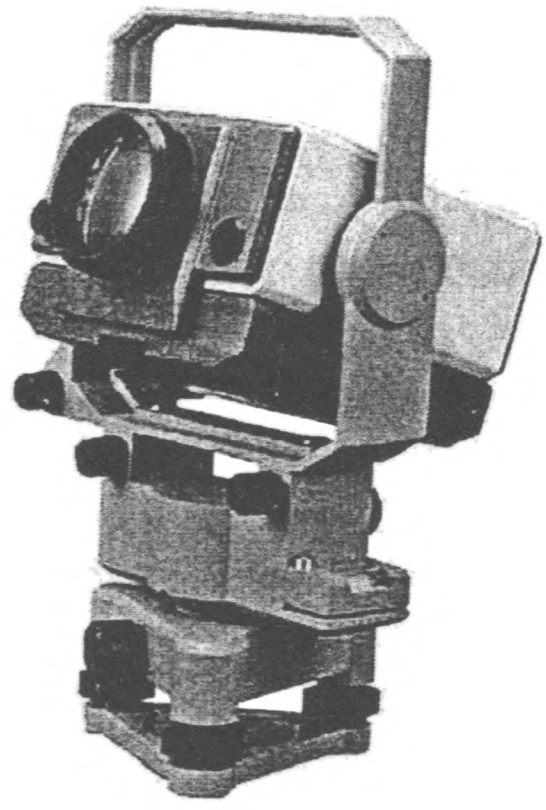


Рис. 5.10. Светодальномер 2СТ10 5 / 3

Из-за большой скорости света измерение времени t необходимо выполнять с очень высокой точностью. Так, для измерения расстояния с точностью 1 см время надо измерить с ошибкой не более 10^{-10} с. Измерение времени выполняется фазовым или импульсным методом. Рассмотрим схему импульсного светодальномера (рис. 5.11).

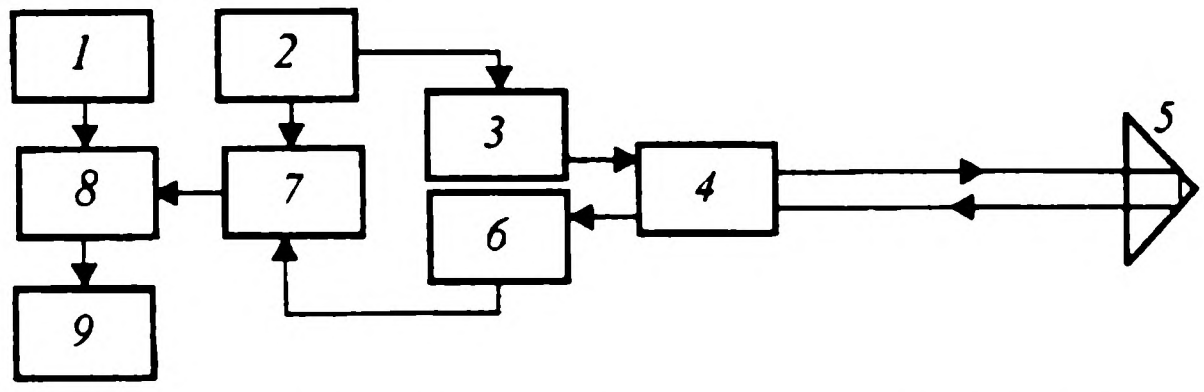


Рис. 5.11. Блок-схема импульсного светодальномера

Лазерный источник излучения *3* под воздействием генератора модулирующих импульсов *2* периодически посылает через оптическую систему (объектив) *4* световой импульс. Одновременно переключатель *7* запускает счетчик *8* временны́х импульсов, поступающих от высокочастотного генератора импульсов *1*. Световой импульс, отразившись от отражателя *5*, поступает на преобразователь *6*, который через переключатель *7* останавливает счетчик *8*. Число временных импульсов, сосчитанное счетчиком *8*, пропорционально прошедшему времени и, следовательно, измеряемому расстоянию. Для повышения точности измерения выполняются многократно и результаты осредняются процессором *9*. Измеренное расстояние высвечивается на цифровом табло. При обработке в измеренное расстояние должны быть введены поправки за наклон

линии, а также за температуру воздуха и атмосферное давление, влияющие на скорость света и частоту генератора временных импульсов. При высокоточных измерениях учитывают еще влажность воздуха. Указания по определению поправок приводятся в паспорте прибора.

Отражатели, используемые при светодальномерных измерениях, обеспечивают отражение светового сигнала в том направлении, откуда он поступил, и бывают призменные и пленочные. Основным элементом призменного отражателя является заключенная в круглый металлический корпус стеклянная трипельпризма. Для усиления отраженного сигнала и увеличения таким образом дальности измерений изготавливают многопризменные отражатели, имеющие на общей плате несколько призм.

Пленочный отражатель представляет собой отражающую свет пластиковую пленку размером 4×4 см и больше, на которую нанесена сетка штрихов (например, крест, образованный вертикальным и горизонтальным штрихами). Дальность имерений с пленочными отражателями меньше, чем с призменными. Но зато пленочные отражатели можно закрепить в таких местах, где установить призменные отражатели невозможно, например — приклеить к тем или иным конструкциям на сооружении. Кроме того, пленочные отражатели гораздо дешевле призменных. Центр нанесенной на пленочный отражатель сетки служит визирной целью при выполнении угловых измерений.

Безотражательные светодальномеры используют диффузное отражение светового сигнала от поверхности объекта, до которого измеряют расстояние. Примером такого дальномера является «лазерная рулетка» *Disto*, выпускаемая фирмой *Leica* (Швейцария). Прибор используют без штатива, с руки. Световой луч оранжевого цвета наводят на нужный предмет и на шкале прибора читают расстояние до него. Прибор предназначен для измерения расстояний до 200 м с точностью 1,5 мм.

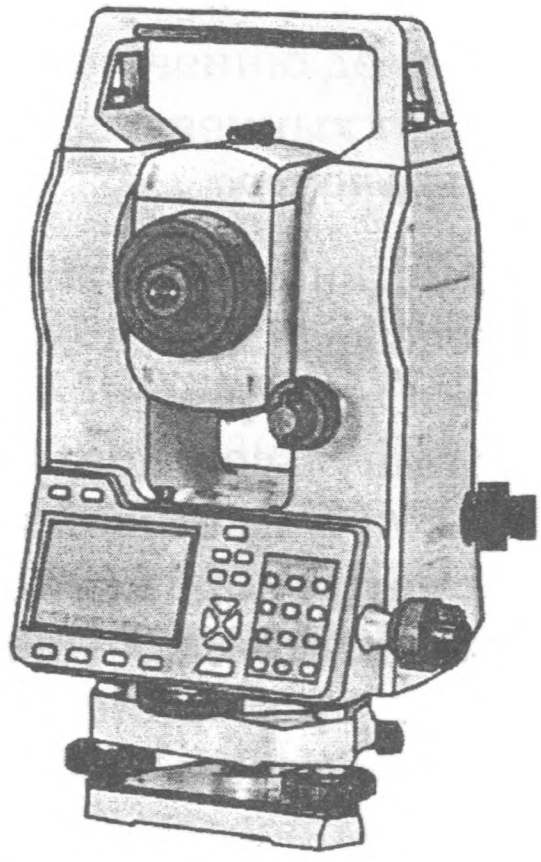


Рис. 5.12. Электронный тахеометр SET 1120 фирмы SOKKIA

Электронные тахеометры. Электронным тахеометром (рис. 5.12) называется прибор, объединяющий в себе светодальномер, электронный теодолит и микро-ЭВМ.

Светодальномер прибора измеряет расстояние до отражателя, устанавливаемого на штативе или укрепленного для оперативности в работе на переносимой с точки на точку вешке (см.

рис. 5.10, *б*). Электронный теодолит, в отличие от обычных оптических теодолитов, имеет на горизонтальном и вертикальном кругах высокоточные датчики углов, от которых отсчеты по кругам передаются на индикацию и регистрацию. Микро-ЭВМ обеспечивает возможность решения целого ряда стандартных геодезических задач, для чего электронный тахеометр снабжен набором необходимых прикладных программ. Полученная в ходе измерений информация высвечивается на цифровом табло, а также регистрируется во внутренней памяти прибора и на флэш-картах для последующего ввода в компьютер с целью дальнейшей обработки.

Электронный тахеометр имеет две панели управления, расположенные с обеих сторон прибора. На панели управления расположены клавиатура, служащая для управления процессом измерений и ввода информации вручную, и дисплей. Ввод информации и управление возможны и с дистанционного пульта управления (контроллера).

Тахеометр может иметь световой указатель створа, облегчающий установку вехи с отражателем на линию, по которой направлена труба прибора. Если отражатель находится справа от визирной оси, то указатель светит красным цветом, если слева — зеленым.

Программное обеспечение электронных тахеометров поддерживает решение достаточно широкого круга задач. Обычно бывает предусмотрен ввод и сохранение данных о станции: ее координат, номера точки, высоты прибора, имени оператора, даты, времени, сведений о погоде (ветре, температуре, давлении). По результатам измерений выполняется вычисление горизонтальных и вертикальных углов, дирекционных углов линий, горизонтальных проложений, превышений, высот точек, где установлен отражатель, приращений координат, плоских и пространственных координат наблюдаемых точек. Предусмотрена возможность вычисления координат по результатам засечек, вычисления расстояния до недоступной для установки отражателя точки и координат недоступной точки, определения высоты недоступного объекта. Для обеспечения разбивочных работ служат программы вычисления угла и расстояния для выноса точки с заданными координатами. При решении задач учитывается рефракция световых лучей в атмосфере.

В настоящее время на рынке имеется широкий выбор электронных тахеометров, выпускаемых разными фирмами, в числе которых Уральский оптико-механический завод (Россия), Sokkia (Япония), Trimble (США), Leica (Швейцария) и др. Характеристики приборов разных марок различаются. Средние квадратические погрешности измерения углов у современных тахеометров находятся в пределах от 1″ до 6″. Максимальные дальности измерения расстояний на однопризменный отражатель различаются от 1600 до 5000 м. При этом, точность измерений в среднем характеризует-

ся ошибкой 2 мм + 2×10^{-6} D, где D — расстояние. Многие из электронных тахеометров позволяют измерять расстояния без отражателя. Дальность таких измерений меняется в разных приборах в пределах 70 — 350 м.

Использование электронных тахеометров значительно повышает производительность труда, упрощает и сокращает время на обработку результатов измерений, исключает такие ошибки исполнителя, которые имеют место при визуальном взятии отсчетов, при записи результатов измерений в журналы, в вычислениях. При работе с электронным тахеометром отпадает необходимость иметь калькулятор для выполнения полевых вычислений. Поэтому электронные тахеометры нашли самое широкое применение при создании геодезических сетей, в инженерных изысканиях, строительстве, наблюдениях за деформациями сооружений, землеустроительных и кадастровых работах.

Глава 6

НИВЕЛИРОВАНИЕ

6.1. Методы и способы нивелирования

Нивелирование — это действия по определению высот точек земной поверхности. На местности специальными геодезическими приборами измеряют превышения h как разности высот ΔH. Измеренные превышения позволяют определять высоты H характерных точек рельефа, урезов воды, возводимых земляных откосов или каменных фундаментов, несущих колонн, балок и ферм, узлов инженерных конструкций. Счет численных высотных отметок ведут от исходного уровня: моря (Балтийского для европейской части России), строительного горизонта, станционных путей.

В зависимости от применяемых приборов и измеряемых для определения превышений величин нивелирование делится на несколько видов. Основными являются геометрическое и тригонометрическое. Кроме того, используются барометрическое, механическое, а также аэронивелирование и стереофотограмметрическое нивелирование.

Геометрическое нивелирование — это нивелирование горизонтальным лучом. Осуществляют его с помощью *нивелира* и реек (рис. 6.1, *а*). Рейка имеет равномерную шкалу длин, и, если ее оцифровка начинается от основания рейки в точке A, отсчет a по рейке в центре сетки показывает высоту визирной оси нивелира над точкой A.

Этот метод наиболее распространен и относительно прост, в сравнении с теодолитом управлять нивелиром легче, а вычисления несложны. Но радиус обзора даже в равнинных условиях не более 100 — 150 м, т. к. на больших расстояниях цифры и деления рейки неразличимы. Используются два возможных положения нивелира относительно определяемых высотных точек: из середины и вперед. В первом способе нивелирование производится из середины некоторого интервала, в концах которого подняты нивелирные рейки (рис. 6.1, *б*). Число таких интервалов при передаче высот определяется предельным удалением реек от нивелира и крутизной рельефа. Вдоль нивелируемой трассы закрепляют точки установки реек, общие для двух соседних стоянок нивелира (эти точки называют связующими). На каждой стоянке нивелира, горизонтируя

визирный луч прибора, фиксируют отсчеты З на заднюю по ходу связующую рейку и П — на переднюю рейку. Разность отсчетов З и П есть разность высот связующих точек. В направлении хода получаемое превышение составит

$$h = З - П. \qquad (6.1)$$

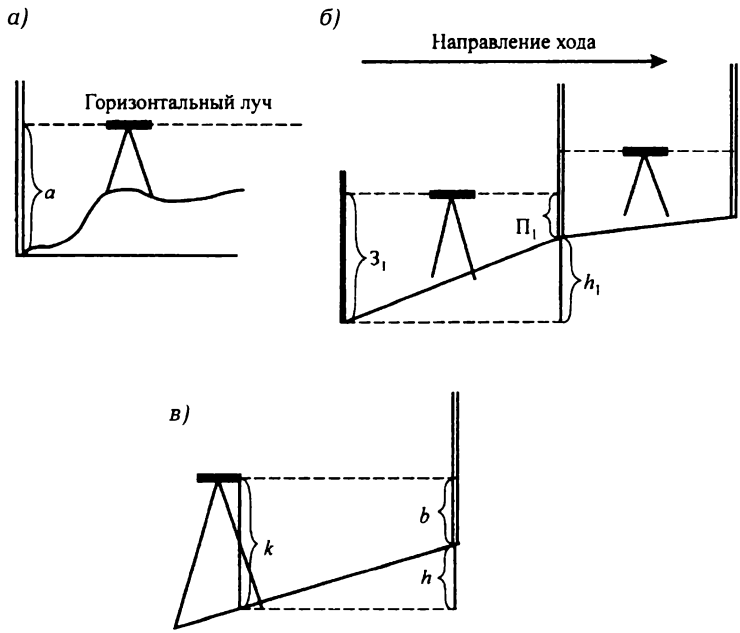


Рис. 6.1. Геометрическое нивелирование (а). Способы измерений из середины (б) и вперед (в)

Его обычно проверяют или повторными отсчетами по контрольной шкале рейки, или сменой высоты нивелира. Способ из середины обеспечивает минимум стоянок и по равнинной трассе, и в горах, где нивелир ставят немного ниже верха нижней рейки и выше основания верхней рейки. Достоинства способа из середины: полная компенсация невыполнения главной поверки нивелира и влияния кривизны уровеннои поверхности, частично — действие рефракции воздушных слоев.

Способ вперед удобен для поиска превышения между точками *A* и *B* при стоянке нивелира над точкой *A* (рис. 6.1, *в*). Измерив в точке *A* высоту *к* до центра объектива и получив по горизонтальному лучу отсчет *b* на рейке в точке *B*, в направлении от начальной точки *A* к определяемой точке *B* ее превышение будет

$$h = k - b. \qquad (6.2)$$

Для последовательной передачи высот в несколько стоянок на неизменном уклоне при высоте штатива 1,5 м и длине рейки 3 м предельное превышение составит не более 1,5 м. Но этот способ крайне удобен на строительной площадке, где нивелир ставят примерно в ее центр (рис. 6.2, *а*). По известной высоте H_A исходной точки *А* и отсчету *а* на рейку в этой точке получают высоту визирной оси над исходной уровеннои поверхностью — *горизонт инструмента:*

$$ГИ = H_A + a. \quad (6.3)$$

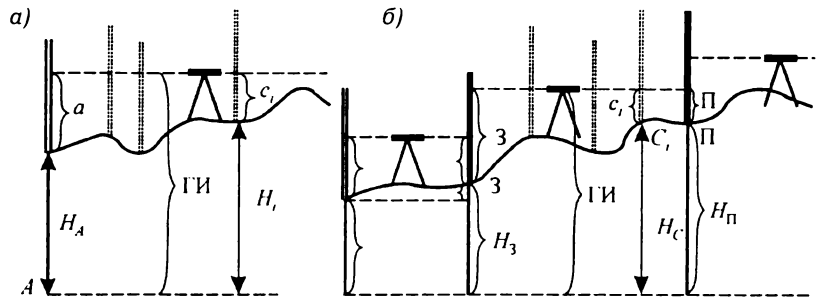


Рис. 6.2. Горизонт инструмента (а). Связующие и промежуточные точки нивелирования (б)

Наводя нивелир на рейку в *i*-х точках площадки, по отсчетам c_i искомые высоты будут равны:

$$H_i = ГИ - c_i. \quad (6.4)$$

Получая ГИ от высот двух точек *А и В*, уточняют среднее значение ГИ и подтверждают исходные высоты H_A и H_B, а если удаления точек *А* и *В* существенно разнятся, контролируют главное условие геометрического метода — горизонтальность визирного луча нивелира.

При так наз. продольном нивелировании пикетов и плюсовых точек трассы, а одновременно и точек поперечников, высоты *Н* связующих точек вычисляют по измеренным превышениям h_i (формула 6.1) от исходных точек с известными высотами $H_{исх}$. Возникшие для некоторой стоянки отметки $H_З$ и $H_П$ ее задней З и передней П связующих реек соответственно с отсчетами З и П по рейкам (рис. 6.2, *б*) позволяют получить для этой стоянки сначала значение горизонта с контролем $ГИ = H_З + З = H_П + П$, а затем и высоты промежуточных точек C_i этого интервала по формуле (6.4).

Тригонометрическое нивелирование — это нивелирование наклонным лучом. Превышения можно вычислять по формулам тригонометрии, устанавливающим связь между длинами сторон и

углами треугольников. С появлением теодолита геодезисты измеряют вертикальные углы, но получение точных расстояний стало возможным лишь с появлением светодальномеров.

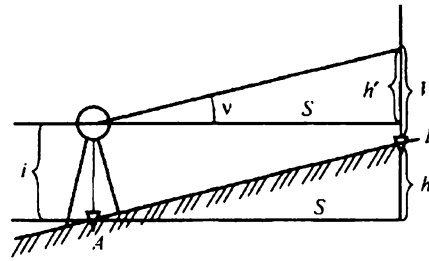


Рис. 6.3. Тригонометрическое нивелирование

Для определения превышения между точками A и B (рис. 6.3) в точке A устанавливают теодолит, а в точке B — рейку. Измерив вертикальный угол v, горизонтальное проложение S и высоту прибора i, получим:

$$h + V = h' + i,$$

где V— высота наведения на рейку. Поскольку

$$h' = S\text{tg v},$$

окончательно имеем:

$$h = S\text{tg } v + i - V. \qquad (6.5)$$

При тригонометрическом нивелировании для сокращения вычислений стремятся сделать высоту наведения на рейку равной высоте прибора. При $V = i$ формула (6.5) принимает вид:

$$h = S\text{tg } v.$$

Гидростатическое нивелирование основано на принципе сообщающихся сосудов. Строители каналов в оросительных системах древнейших цивилизаций пользовались тем, что жидкость в открытых сообщающихся сосудах успокаивается на одном уровне, от которого несложно рассчитать нужный уклон канала или горизонтальность рисового поля. В заполненном жидкостью шланге с открытыми вверх трубками в точках A, 1, 2... мениски жидкости указывают общий уровень (рис. 6.4, *а*). Разности измеренных высот n_t по менискам в i-х точках позволяют вычислить превышения

относительно точки A: $h_f = n_A - n_t$

или взаимные: $h = n_i - n_{i+1}$. (6.6)

Этим до сих пор пользуются при контроле уровня столбиков фундамента (воду в стоящих на них ведрах соединяют шлангом). Такая система в настоящее время обеспечивает высотные измерения на ускорителях, где одновременные показания в любом числе менисков должны быть автоматическими и регистрируемыми дистанционно.

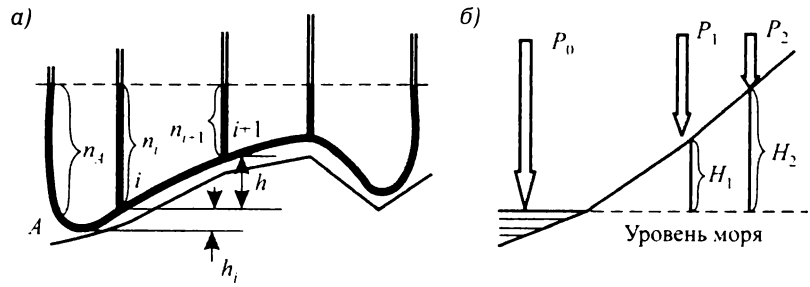


Рис. 6.4. Гидростатический (а) и барометрический (б) методы нивелирования

Барометрическое нивелирование основано на изменении показаний P_1 и P_2 барометра на разных высотах H_1 и H_2 (рис. 6.4, *б*). Барическая ступень высоты — снижение атмосферного давления на 1 мм рт. ст. с подъемом на 11 — 12 м. Поэтому на уровне моря в Петербурге нормальное давление P_o = 760 мм рт. ст., на высотах 200 м в Москве P_o = 742 мм рт. ст. Хотя точность барометрического нивелирования невелика и зависит от изменения метеоусловий, именно благодаря предложенным М.В. Ломоносовым ртутным барометрам к концу XVIII в. удалось изобразить на картах рельеф огромных и малоизученных пространств России.

Механическое нивелирование использует системы движущегося чувствительного элемента в поле силы тяжести, например, для гироскопа или датчиков шарнирно сочлененных стержней. Простейшим механическим нивелиром можно считать путевой шаблон с лимбом для счета разновысокости соседних рельсов вводом пузырька уровня в нуль-пункт. Принципиально таков и микронивелир для определения высот.

Аэронивелирование устанавливает высоту летательного аппарата над местностью по показаниям радиовысотомера, в настоящее время — лазерного дальномера.

Стереофотограмметрический метод использует данные аэрофотосъемки. В камеральных условиях специальные приборы измеряют разности продольных параллаксов парных аэроснимков участка. Для рисовки горизонталей топографических карт используют аэроснимки Земли, полученные с самолетов, мотодельтапланов, из космоса (глава 10).

Работающие в автономном режиме по выбранному маршруту GPS-приемники обеспечивают быстрое и уверенное определение высот искомых точек через геодезические спутники систем ГЛОНАСС и Navstar (глава 7). Совершенствуясь и дешевея, GPS-приемники постепенно вытесняют другие геодезические технологии.

В табл. 6.1 указаны возможности основных методов определения высот.

Таблица 6.1

Метод	Диапазон измерения высот по дальности	Ошибки высот
Геометрический	до 100 м (далее по ходу без ограничений)	1 мм и точнее
Тригонометрический	до 10 км	1 см и более
Гидростатический	длина шлангов	1 мм и точнее
Барометрический	без ограничений	2 – 3 м
Механический	без ограничений	0,5 – 2 м
Стереофотограмметрический	без ограничений	0,5 – 1 м
Спутниковые GPS-измерения	без ограничений	20 – 30 мм
Аэронивелирование	до 10 км	1 – 2 м

6.2. Влияние кривизны Земли и рефракции на результаты нивелирования

Измерения высот точек M и N на сферической поверхности Земли связаны с определением положения уровенных поверхностей этих точек. В геометрическом методе полагают, что визирный луч VV нивелира, идущий от объектива, горизонтален и прямолинеен. Из-за кривизны уровенной поверхности MH касательный к ней луч VV на удалении L отстоит от дуги MN на отрезок $\Delta h_{крив}$ (рис. 6.5, *а*), следовательно, отсчет по нивелирной рейке преувеличен на величину *ошибки кривизны:*

$$\Delta h_{крив} = L^2 / 2R_{Зем}, \qquad (6.7)$$

где $R_{Зем}$ — средний радиус Земли.

Но в нижних слоях атмосферы оптический луч изгибается к поверхности Земли: волновая природа света объясняет данный эффект задержкой нижней части фронта волны в более плотных нижних слоях воздуха (рис. 6.5, *б*).

Искривление светового луча — земная рефракция — приводит к кажущемуся поднятию наблюдаемых целей, поэтому восход Солнца наблюдают до его фактического поднятия над линией горизонта, а отсчет по оцифрованной снизу вверх вертикальной рейке всегда несколько занижен. В тропосфере на высотах до 500 м радиус искривления оптических лучей примерно в 8 раз больше радиуса Земли $R_{Зем}$. Рефракция как изгиб оптического луча вогнутостью к земной поверхности уменьшает отсчет по рейке на величину $\Delta h_{рефр}$. При расстоянии до рейки L и радиусе рефракционной кривой $R_{рефр} \approx 8R_{Зем}$ закономерное сокращение шкального отсчета есть *ошибка рефракции*:

$$\Delta h_{рефр} = L^2 / 2R_{рефр} = L^2 / 16R_{Зем}. \qquad (6.8)$$

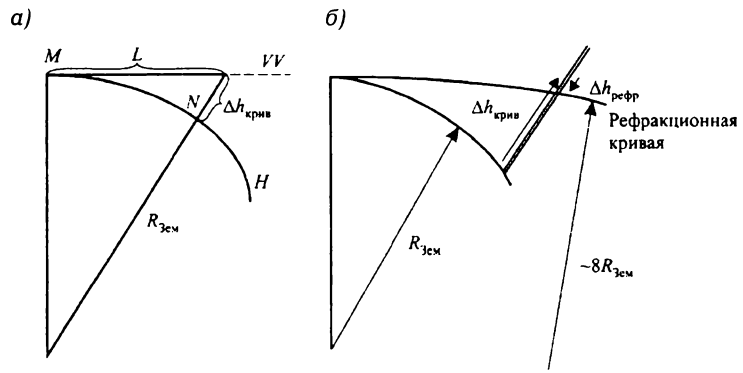


Рис. 6.5. Влияние кривизны уровенной поверхности (а) и рефракции (б)

В геометрическом и тригонометрическом нивелировании (см. рис. 6.5, *б*) знаки ошибок кривизны и рефракции противоположны, поэтому вертикальная рефракция примерно на 12 % сокращает ошибку кривизны. В табл. 6.2 приведено суммарное искажение, которое названо *ошибкой кривизны Земли и рефракции*:

$$f = \Delta h_{крив} - \Delta h_{рефр} = 0{,}42\left(L^2 / R_{Зем}\right). \qquad (6.9)$$

Таблица 6.2

Длина визирного луча L, м	50	100	500	1000
Влияние кривизны Земли и вертикальной рефракции f мм	0,2	0,7	16,5	660

В диапазоне геометрического нивелирования до 150 м искажение отсчетов по рейке составляет не более 1 мм, но в тригонометрическом методе с расстояниями до 5 и даже 10 км эти искажения недопустимо велики. И хотя измерения из середины нивелируемого интервала компенсируют ошибки кривизны и рефракции, для тригонометрического метода с дальностью целей более 2 км рефракционная кривая трудно прогнозируема.

6.3. Нивелиры и нивелирные рейки

Нивелир предназначен для определения превышений с помощью горизонтального визирного луча и вертикально устанавливаемых реек; этим прибором также задают горизонтальные направления. Это необходимо для установки строительных блоков в проектное положение, оценки фактических уклонов путей на перегонах, контроля горизонтальности станционных путей. Строители и путейцы считают нивелир самым распространенным, на-

дежным и относительно несложным в работе геодезическим прибором.

Нивелиры России (табл. 6.3) по точности подразделяют на высокоточные Н-05, точные Н-3 и технические Н-10 (Н — нивелир, цифра — средняя квадратическая ошибка передачи высот на 1 км нивелирного хода). Значит, в общей невязке нивелирного хода длиной 1 км приборная компонента должна быть не более 0,5; 3 и 10 мм соответственно; реальная точность хуже в 3—5 раз из-за неустойчивых оснований, погодных условий, ошибок реек. На отдельной стоянке прибора можно достичь точности определения превышений с ошибкой в пределах 1—2 мм.

Таблица 6.3

Страна-изготовитель	Россия, ГОСТ 10528-90			Россия	Япония	
Характеристики нивелиров	Н-05	Н-3	Н-10	3Н-5Л	с300	HV600
Ошибка на 1 км хода, мм на одной стоянке	0,5 (0,3) * 0,1	3 (2) * 1,0	10 (5) * 3 (2) *	5 2	2 1	5 1,5
Зрительная труба: увеличение, × наименьшее расстояние, м	40 4,0	30 1,5	20 1,0	20 1,2	22—28 0,7	Лазер
Цена деления уровней: круглого, $n'/2$ мм цилиндрического, $''/2$ мм	5 10	10 15	10 45	10 45	8 нет	Электролит Автомат
Компенсатор, ошибка, $''$ диапазон работы, $'$ время затухания, с	0,05 8 2	15 0,3 2	30 0,5 2	—	0,5 20	10 300
Масса прибора, кг	5,0	2,0	1,6	1,4	1,8	3,5
* Нивелиры с компенсатором						

Для приведения визирного луча в горизонтальное положение нивелиры снабжены или точным цилиндрическим уровнем, электронным в новейших моделях, или компенсатором малого наклона подставки (в этом случае шифр отечественного прибора дополнен буквой К. Уровенный нивелир безотказен на неустойчивых основаниях, вблизи движущихся строительных машин и транспорта, работающего компрессора. Нивелир с компенсатором ускоряет отсчитывания, но отказывает даже при слабых внешних вибрациях.

Зрительная труба малогабаритного нивелира 3Н-5Л (рис. 6.6, *а*) имеет подвижные окуляр и фокусирующую линзу, находящуюся между фиксированными в корпусе объективом и сеткой нитей. Прибор крепят к головке штатива становым винтом. Нивелир снабжен лимбом горизонтального круга для разбивочных работ (буква Л в шифре — лимб).

Рабочее положение нивелира: вертикальность оси вращения достигается с помощью установочного круглого уровня *1*. Для это-

го, перемещая опоры штатива и действуя подъемными винтами *2* подставки, пузырек уровня приводят в нуль-пункт. Заранее получают четкое изображение сетки нитей, регулируя по глазу диоптрийное кольцо *3* окуляра.

Фрикцион червячной передачи позволяет свободно повернуть на рейку прорезь *4* визира над трубой. Добившись кремальерой *5* четкого изображения рейки, вертикальную нить сетки совмещают с осью рейки наводящим винтом *6* (впереди под объективом *7* трубы). Перед отсчетом по рейке пузырек цилиндрического уровня *8* наблюдают в зеркало *9* и, вращая внизу справа от окуляра элевационный винт *10*, обязательно приводят пузырек в нуль-пункт уровня; подсветкой уровня сбоку служит белый экран *11*. Внутри прибора имеется металлический лимб, отсчет по которому осуществляется по индексу *12* под окуляром.

Разворот сетки юстируется после снятия гайки за диоптрийным кольцом окуляра. Винты юстировки круглого уровня расположены по его оправе, цилиндрического уровня — на левой плоскости корпуса трубы напротив ближнего конца ампулы этого уровня.

Совершенствованию нивелира способствуют:

- встречные клинья или шаровая пята в нижней части прибора, ускоряющие поиск вертикального положения для его оси вращения;
- передаваемое в окуляр контактное изображение противоположных концов пузырька, регистрирующее момент приведения пузырька цилин дрического уровня в нуль-пункт.

Это облегчает и также ускоряет горизонтирование уровня, а затем и отсчитывание по рейке (на рис. 6.6, *а* показаны отсчеты по нитям сетки: 1951, 2175 и 2063 мм по двум дальномерным и средней нити соответственно). На рис. 6.6, *б* показан нивелир с компенсатором 3Н-3КЛ.

Оптико-механический компенсатор при малом остаточном наклоне нивелира автоматически приводит визирную ось в горизонтальное положение. Свободная подвеска ЧЭ реагирует на направление силы тяжести и возвращает вышедшему из объектива визирному лучу постоянное в пространстве направление — горизонтальное, если оптические компоненты ЧЭ отъюстированы должным образом (рис. 6.7, *а*). ЧЭ нивелира Н-3КЛ подвешен к попарно скрепленным инварным нитям, в приборе Н-10КЛ таким ЧЭ является подшипник в карданном подвесе. Устройство имеет воздушный или иной демпфер для успокоения маятника и быстрого гашения его раскачиваний. В геодезических приборах применяют компенсаторы с диапазоном работы 4 — 15′. Если пузырек круглого уровня нивелира находится в нуль-пункте, то компенсатор — в рабочем положении, и если сетка нитей отъюстирована, то визирный луч автоматически горизонтирован.

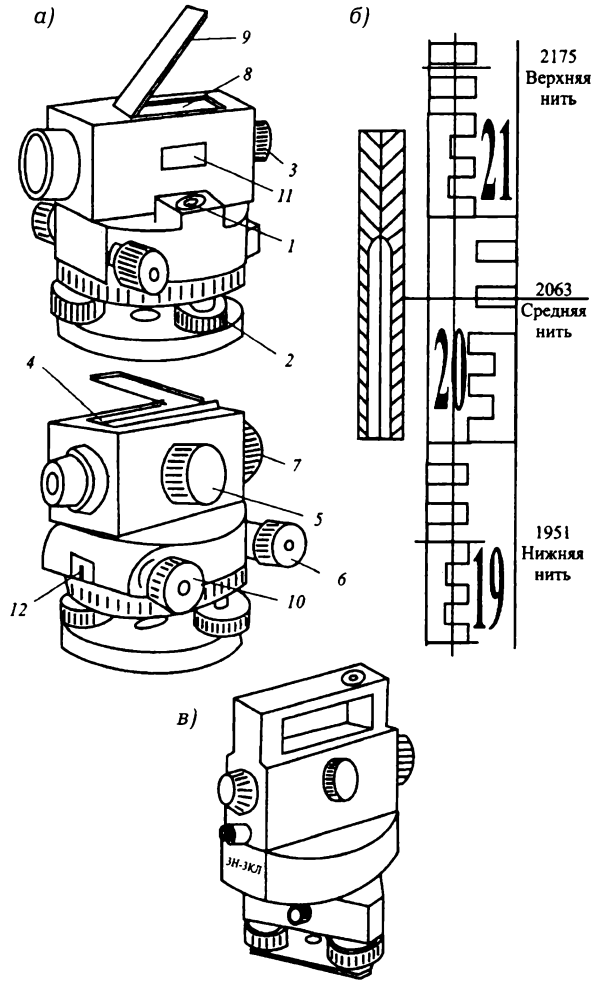


Рис. 6.6. Общий вид нивелира:
а — уровенный 3Н-5Л (справа отсчет по рейке в момент совмещения);
б — с компенсатором 3Н-3КЛ

В нивелире Н-3К компенсатор состоит из двух призм: подвижной *1* на четырех скрещивающихся нитях и неподвижной *2*, закрепленной в корпусе прибора (см. рис. 6.7, *а*). Отражающие грани этих призм в горизонтальном положении зрительной трубы образуют с визирным лучом углы 45°. Малый наклон нивелира смещает призмы *1* и *2* и сетку *3* из нормального положения в новое положение *1′ — 2′ — 3′* (пунктир на рис. 6.7, *б*), однако длина подвески призмы *1* и предварительная юстировка сетки *3* таковы, что визирный луч на нивелирную рейку остается горизонтален.

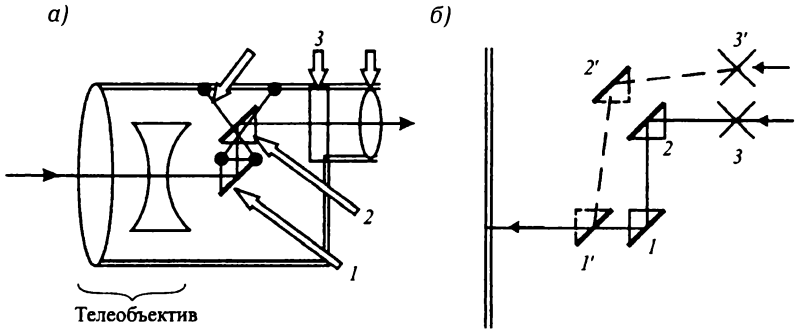


Рис. 6.7. Ход лучей в зрительной трубе нивелира Н-3К (а). Схема работы компенсатора (б)

Нивелир закрепляют становым винтом к головке штатива, прибор должен оказаться на уровне глаз оператора. Опоры штатива устанавливают на прочный грунт и раздвигают с отклонением от вертикали не менее 20—30°. Для введения оси вращения нивелира в вертикальное положение сначала ставят ножки штатива так, чтобы пузырек круглого уровня оказался вблизи нуль-пункта, а затем подъемными винтами окончательно приводят нивелир в рабочее положение. Перед наведениями на рейку оператор вращением окуляра добивается по своему глазу четкого изображения сетки.

Для работающих землеройных машин все большее распространение получают *лазерные нивелиры.* В России выпускается прибор НЛ30 для определения высот, построения горизонтальных и вертикальных плоскостей. Неподвижный или вращаемый ротором со скоростью до 500 об / мин ярко-красный луч лазерного диода 650 нм обеспечивает точность порядка 2 мм на 15 м расстояния и различим на удалении до 30 м; далее до 100 м ему требуется фотометрический приемник.

При геометрическом нивелировании используются цельные, складные и выдвижные *нивелирные рейки* длиной до 3 м и более, изготовленные из выдержанных пород дерева, реже из металла, фибергласа. По одной или обеим сторонам рейки нанесены деления через 10 мм чередующихся шашечных рисунков или штрихов; ошибки метровых интервалов 0,05—0,1 мм (рис. 6.8, *а, б*). Оцифрованные группировки по десять наименьших делений отделены границами или изменением самого рисунка. Метровые интервалы шкал периодически компарируют, используя образцовую линейку 1000 мм («контрольный метр»). Разрыв шкал в стыке выдвижной или складной рейки проверяют измерителем, копируя точно 50 или 100 мм раствором иголок измерителя.

Ось рейки при высыхании или в соединении шкал обычно непрямолинейна, отсчеты в верхней части систематически преувеличены (рис. 6.8, *в*) ошибкой:

$$\Delta = L - \sqrt{(L/2)^2 - a^2} = 4a^2 / L, \qquad (6.10)$$

где a — стрела прогиба, измеряемая от натянутой между торцами рейки пески. Если $a = 0{,}05$ м в середине 3-метровой рейки, то отсчет вверху шкалы искажен на 3,3 мм.

В ответственных работах рейку снабжают установочным круглым уровнем. Для проверки параллельности осей уровня и собственно рейки ее подвешивают отвесно: пузырек уровня должен быть в нульпункте. Визируя рейку со стоянки приведенного в рабочее положение нивелира, вертикальная нить этого прибора обязательно должна совпадать с изображением рейки как в отсчетах по шкале, так и в ее повороте на 90°.

а) *б)*

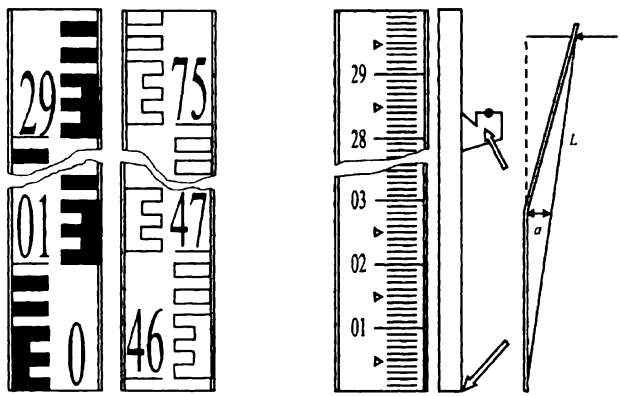


Рис. 6.8. Рейки нивелирные:
штриховые (а), шашечные (б); ошибки прогиба рейки (в)

6.4. Поверки нивелиров

Измерениям предшествуют осмотр и опробование комплекта нивелира с рейками и штативом. По получении комплекта, в случае жесткого транспортирования и значительного перепада температур, следует проверить взаимное положение осей вращения AA_X и визирования SO, осей круглого QQ_X и цилиндрического UU_1 уровней, крепление нитей сетки (рис. 6.9). Рассмотрим поверки нивелира с уровнем.

1. Поверка сетки нитей. Условие: горизонтальная нить сетки должна быть перпендикулярна оси вращения нивелира.

Противоположными краями нити визируют на стоящую на расстоянии 10 — 15 м неподвижную нивелирную рейку: изменение отсчета должно быть не более 1 — 2 мм. Тогда в случае не слишком

точных измерений затраты на неоправданно точное визирование рейки перекрестием сетки не обязательны, отсчет на рейку вблизи центра горизонтальной нити неизменен. Если же разворот сетки недопустим, то открепляют гайку, закрепляющую окуляр, и вращают сетку в оправе до нужного положения (регулировка удобна на нить отвеса).

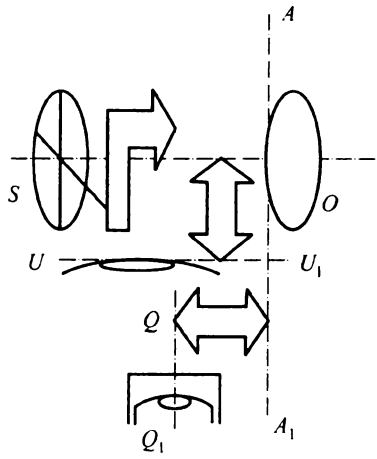


Рис. 6.9. Истинное положение осей нивелира

2. Поверка круглого уровня. Условие: ось круглого уровня должна быть параллельна оси вращения нивелира.

Введя с помощью подъемных винтов пузырек уровня в нуль-пункт, поворачивают нивелир на 180°, при цене кольцевой маркировки 2 мм допустимо смещение пузырька менее 0,5 мм. Недопустимое смещение устраняют, возвращая котировочными винтами пузырек к нуль-пункту на половину дуги отклонения.

3. Поверка главного условия нивелира. Условие: ось цилиндрического уровня должна быть параллельна визирной оси.

Из нескольких методик проверки главного условия выделим три.

Первая методика: измерения способом вперед во встречных направлениях *AB* и *BA* с точным промером высот нивелира k_A и k_B (рис. 6.10, *а*). Превышения $h' = k_A - b$ и $h'' = a - k_B$ в идеальном приборе равны. Если же условие нарушено, то реечные отсчеты *a* и *в* содержат равные искажения $\delta_a = \delta_b$, их выявляет расхождение $h' - h''$ более допустимого (обычно 10 — 20 мм на 50 м расстояния *S* между нивелируемыми точками *A* и *B*), а визирная ось прибора отклонена от горизонта на угол

$$i = (h' - h'') / 2S = \rho\left[(k_A - k_B) + (a - b)\right] / 2S,$$

где $\rho = 206265''$. Допускаются значения $i < 10''$.

Вторая методика: измерения вне базового интервала. Нивелир располагают в створ линии *AB* сначала за рейку в точке *A*, затем то же за точку *B* (рис. 6.10, *б*). Длину базы обследования *AB* выбирают около 40 — 50 м, удаления штатива от ближних реек или равны, или избраны произвольно. По отсчетам a_1 и b_1 первой стоянки, a_2 и b_2 второй стоянки значения превышений $h = a - b$ должны для горизонтальной визирной оси нивелира равняться, а при расхождении более 10 — 20 мм нивелир исправляют. Ошибка визирной оси:

$$i = \rho(h_1 - h_2) / 2S_{AB}.$$

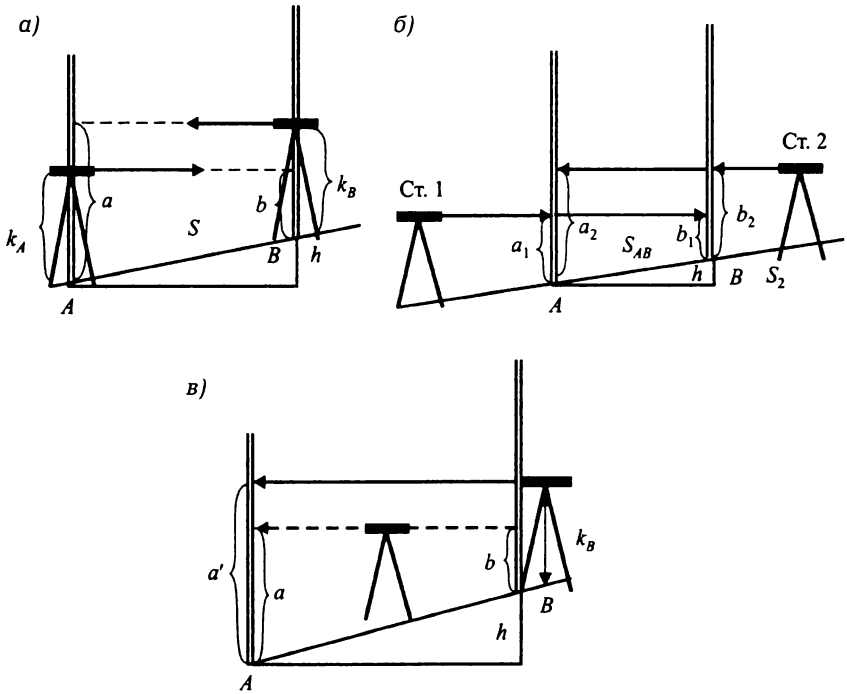


Рис. 6.10. Контроль главного условия двукратным измерением базового превышения:

а — симметрично по способу вперед; б — вне базового интервала; в — из середины и вперед

Третья методика: измерения из середины и вперед. Измерив из середины превышение $h_{AB} = a - b$ между точками A и B, нивелируют между этими точками по способу вперед (рис. 6.10, *в*). В неисправном нивелире разность $(a - b)$ компенсирует ошибки $\delta_a = \delta_b$ в отсчетах a и b, поэтому превышение h_{AB} безошибочно. Сличают результат способа вперед $h' = \kappa_в - a'$ и действительное значение h_{AB}. Техническое нивелирование на базовом отрезке $AB = 100$ м допускает расхождение $h' - h_{AB} < 5 - 10$ мм. Ошибка равна

$$i = \rho(h' - h_{AB}) / S. \qquad (6.11)$$

Для исправления нивелир юстируют на дальнюю рейку по отсчету $a' = \kappa_в - h_{AB}$. В зависимости от конструкции прибора изменяют положение или цилиндрического уровня, или сетки нитей так, чтобы в рабочем положении разность отсчетов для способа вперед оказалась равна истинному превышению точек A и B. В табл. 6.4 для указанных вариантов и контроля главного условия вычислены отсчеты на дальнюю рейку в случае юстировки нивелира.

Таблица 6.4

Методика поверки (стоянки нивелира)	Отсчеты и превышения, мм		
	до исправления	юстировка	после юстировки
Дважды вперед (от точки *A*, затем от точки *B)*	$k_A = 1715\ a = 2037$ $b = 1313\ k_b = 1670$ $h' = +402\ h'' = +367$	$a' = 2054$ для $h_{AB} = \frac{h' + h''}{2} + 384$ (при $k_B = 1670$)	$a = 2058$ $k_B = 1670$ $h = +388$ $\lvert h - h_{AB} \rvert = 4$
По створам (за точкой *A*, затем за точкой *B)*	$a_1 = 1818\ a_2 = 2023$ $b_1 = 1515\ b_2 = 1701$ $h_1 = +303\ h_2 = +322$	$a'_2 = b'_2 + h_{AB} = 2008$ $u\ b'_2 = b_2 - \frac{h_1 - h_2}{4} = 1696$ для $h_{AB} = \frac{h_1 + h_2}{2} + 312$ (при $S_{AB} = 50$ м и $S_2 = 25$ м)	$a_2 = 2010$ $b_2 = 1697$ $h = +313$ $\lvert h - h_{AB} \rvert = 1$
Из середины, затем вперед	$a = 1923\ k_b = 1527$ $b = 1226\ a' = 0894$ $h_{AB} = +697\ h' = +633$	$a'' = 0830$ для $h_{AB} = +697$ (при $k_B = 1527$)	$k_B = 1527$ $a'' = 0831$ $h = +696$ $\lvert h - h_{AB} \rvert = 1$

6.5. Нивелирование III и IV классов

Высотным обоснованием крупномасштабных топографических съемок, инженерных изысканий и строительства являются нивелирные сети III и IV классов с исходными реперами высшего класса: внутри полигона II класса развивают линии III класса по трассам с незначительным уклоном и прочным грунтом, от этих трасс прокладывают линии IV класса. Нормируются как общие длины ходов и точность измерений (см. главу 8), так и методика измерений.

Нивелирование III класса выполняют по ходу в прямом и обратном направлениях способом из середины по заранее закрепленным кольями или башмаками отрезкам длиной 150 — 200 м с разностью высот не более 2,5 м. На концах отрезка устанавливают две рейки, нивелир приводят в рабочее положение точно посередине; неравенство плеч допускают не более 2 м, его накопление по секции между реперами — 5 м. В работе используются точные нивелиры с увеличением оптики не менее $30^{\times}$ с контактным уровнем и ценой деления $\leq 30''/2$ мм или с компенсатором, при котором ошибка самоустановки визирной оси не более 0,5″. Поверку главного условия периодически повторяют. При нивелировании используют комплект нивелирных реек длиной 3 м: двусторонние с шашечным рисунком через 1 см (нуль шкалы черной оцифровки совпадает с торцем реек, красные стороны начинаются от «неудобных» и разнящихся чисел, например, 4687 и 4786 мм) или штриховые инварные с ценой делений 5 мм. Шкалы реек компарируют, ошибки интервалов не более 0,5 мм. Каждая рейка должна иметь круглый уровень, его контроль обязателен после небрежного обращения (для свободно подвешенной рейки пузырек уровня должен быть в нуль-пункте).

Рейки устанавливают на верхнюю поверхность предварительно вбитых в грунт костылей или трехлапых металлических башмаков. Нормальная длина визирного луча 75 м (100 м, если увеличение трубы нивелира не менее $35^{\times}$ и отсутствуют колебания изображений рейки), высота визирного луча над подстилающей поверхностью должна быть более 0,5 м.

На каждой стоянке регистрируют отсчеты по рейкам (задним З и передним П в направлении движения по нивелирному ходу, табл. 6.5).

Для контроля искомого превышения, длины плеч и высотной неизменности оснований нивелира и задней рейки соблюдают такой порядок шкальных отсчетов:

- задняя рейка, черная сторона Ч (средняя ЗЧ и обе дальномерные нити ЗВ и ЗН);
- передняя рейка, черная сторона Ч (обе дальномерные ПВ и ПН и средняя ПЧ нити);
- передняя рейка, красная сторона ПК (средняя нить);
- задняя рейка, красная сторона ЗК (средняя нить).

Таблица 6.5

№ стоянок и реек, ΣД/ΣΔД	Отсчеты и разности по нитям, мм							Абрис привязок
	дальномерным		ЗВ − ПВ ЗН − ПН	средней		превышения		
	ЗВ ЗН	ПВ ПН		ЗЧ ЗК	ПЧ ПК	черн. $h_ч$ красн. $h_к$	средн. $h_{ср}$	
1 1 − 2 +20/+20	2063 (2) 1318(3) 745	0921 (4) 0196 (5) 725	+1142 +1122	1690(1) 6375(8) 4685	0558(6) 5344 (7) 4786	+1132 +1031 +101	+1131,5	
2 2 − 1 +14/+34	1904 1572 332	2130 1812 318	−226 −240	1739 6528 4789	1971 6657 4686	−232 −129 −103	−230,5	
3 1 − 2 +6/+40	1786 1170 616	1241 0631 610	+545 +539	1478 6163 4685	0937 5724 4787	+541 +439 +102	+540,0	
4 2 − 1 −1/+39	1360 0601 759	2470 1710 760	−1110 −1109	0981 5770 4789	2090 6777 4687	−1109 −1007 −102	−1108,0	
Суммы L = 0,5 км	11774 − 11111 = +663 2452 + 2413 = 4865		+663	30724 +668	30058	+666	+333,0	

При вычислении превышения З – П такая очередность наведений, где отсчеты по средней нити фиксируют сначала $З_ч$ и $П_ч$, затем наоборот $П_к$ и $З_к$, при возможном оседании штатива должна приводить к среднему моменту времени. Несколько удлинив время между отсчетами $З_ч$ и $П_ч$ (для четырех отсчетов по дальномерным нитям) по сравнению со временем для отсчетов $П_к$ и $З_к$, обнаруживают оседание передней рейки.

По отсчетам вычисляют расстояния до рейки задней ДЗ = ЗВ – ЗН и передней ДП = ПВ – ПН, их разность ΔД = ДЗ – ДП и накопление $\sum$ΔД по ходу (столбцы 1 – 4 табл. 6.5). Превышения по средней нити для черной и красной сторон:

$$h_ч = З_ч - П_ч \text{ и } h_к = З_к - П_к.$$

Контроль: разность между $h_ч$ и $h_к$ должен быть не более 3 мм.

Среднее превышение:

$$h = (h_ч + h_к) / 2, \qquad (6.12)$$

(см. столбцы 5 – 8 в табл. 6.5).

При соблюдении допусков АД ≤ 5 м и $\Delta h \le 3$ мм уже ненужная задняя рейка перейдет в начало следующего нивелируемого отрезка, в его середину перенесут нивелир (бывшая передняя рейка остается на своем месте и для новой стоянки становится задней). Листы полевого журнала содержат «постраничный контроль»: суммирование отсчетов по столбцам 2 – 8, где очевидны равенства

$$\sum(2) - \sum(3) = \sum(4), \sum(5) - \sum(6) = \sum(7), \sum(7) = 2\sum(8).$$

В табл. 6.5 в паре реек оцифровка делений красной стороны разнится на 100 мм, поэтому вычисляемые превышения $h_ч$ и $h_к$ различаются на столько же, а необходимое чередование реек на соседних стоянках контролирует обязательная смена знака в разности $h_ч - h_к$ (см. расчеты в столбце 7 табл. 6.5).

В прямом и обратном ходах нивелирования III класса рейки следует поменять местами. Суммы измеренных превышений $\sum h_{ср}$ во встречных ходах могут разниться в пределах допустимой невязки:

$$f_h = 10\text{мм}\sqrt{L}, \qquad (6.13)$$

где длина хода L выражена в километрах. То же значение лимитирует $\sum h_{ср}$ в сравнении с теоретической суммой $\sum h_{теор} = H_{кон} - H_{нач}$ по разности высот $H_{нач}$ и $H_{кон}$ начального и конечного исходных реперов нивелирного хода. Расчет превышений по дальномерным нитям $h_в$ = ЗВ – ПВ и $h_Н$ = ЗН – ПН (столбец 4 в табл. 6.5) может быть полезен при анализе недопустимых невязок.

Нивелирование IV класса является основным методом сгущения государственной нивелирной сети для производства крупномасштабных топографических съемок и геодезических разбивок.

Измерения в ходах нивелирования IV класса выполняют в одном направлении, используя нивелиры с увеличением зрительной трубы не менее 25^{x} (типа Н-3 с ценой деления уровня не более 25″ / 2 мм или типа Н-3К с компенсатором, имеющим ошибку менее 0,5″) и комплект пары трехметровых реек с уровнями. Случайные ошибки дециметровых и метровых интервалов не должны превышать 1 мм, среднюю длину метра в комплекте складных реек поверяют не только перед началом, но и в середине и в конце полевого сезона. Для работ в горах обязательно ежемесячное компарирование реек.

Нормальная длина луча визирования 100 м (150 м, если увеличение оптики не менее 30^{x} и отсутствуют колебания изображений). Рейки устанавливают на костыли, башмаки, в заболоченной местности — на колья. Измеряемые нитяным дальномером расстояния до задней и передней реек должны быть равными в пределах 5 м, накопление разности плеч по секции допустимо не более 10 м. Высота визирного луча над поверхностью — не менее 0,2 м. По нивелиру в полевой журнал (табл. 6.6) последовательно записывают отсчеты:

- $З_д$ и $З_ч$ по черной стороне задней рейки (дальномерная и средняя нити);
- $П_д$ и $П_ч$ по черной стороне передней рейки (то же);
- $П_к$ по красной стороне передней рейки (средняя нить);
- $З_к$ по красной стороне задней рейки (то же).

Дальномерные отсчеты $З_д$ и $П_д$ берут, как правило, по нижней нити.

Наблюдения рейки повторно и симметрично сокращают ошибку возможной осадки нивелирного штатива. Разности отсчетов по дальномерной и средней нитям $ДЗ = З_д - З_ч$ и $ДП = П_д - П_ч$ должны равняться в пределах 25 мм (при вычислении расстояния до задней и передней реек в метрах эти разности умножаются на 0,2). Превышения $h_ч = З_ч - П_ч$ по черной стороне и $h_К = З_к - П_к$ по красной стороне могут расходиться до 5 мм; при большем расхождении измерения повторяют, сдвинув штатив или изменив его высоту не менее, чем на 3 см. По столбцам полевого журнала возможен «постраничный контроль», он основан на том, что сумма всех задних отсчетов по средней нити минус сумма таких же передних должна равняться сумме вычисленных превышений для четного их числа (для нечетного — отличие на 100 мм ввиду разности пяток красной стороны комплекта реек).

Сумму средних превышений $\sum h_{ср}$ сравнивают с теоретической суммой $\sum h_{теор} = H_{кон} - H_{нач}$ по высотам $H_{нач}$ и $H_{кон}$ начальной и конечной точек хода (исходных реперов высшего класса или предварительно полученных точек пересечения системы ходов). В нивелирных ходах IV класса допустима высотная невязка:

$$f_h = \sum h_{ср} - \sum h_{теор} \le 20мм\sqrt{L}, \qquad (6.14)$$

где длина хода L выражена в километрах.

Таблица 6.6

№ стоянок и реек	Дальномер ДЗ ДП ΔД/ΣΔД	Отсчеты по рейке, мм		Превышения, мм		
		задние: $З_А$ $З_ч$ $З_к$ $З_к - З_ч$	передние: $П_А$ $П_ч$ $П_к$ $П_к - П_ч$	$h_ч = З_ч - П_ч$, $h_к = З_к - П_к$ $h_ч - h_к$	$h_{ср}$	Абрисы, примечания
1 1 / СтРп13 2	375 372 +3 / +3	2185 (1) 2560 (2) 7247 (6) 4687	1058 (3) 1430 (4) 6217(5) 4787	 +1130 +1030 +100	+1130	
2 2 1	460 464 −4 / −1	0805 1265 6052 4787	1008 1472 6158 4686	 −207 −106 −101	−206,5	
3 1 2 / ГрРпб	402 399 +3 / +2	1860 2262 6949 4687	0729 1127 5913 4786	 +1135 +1036 + 99	+1135,5	
L = 0,49 км N = 3	ΣД = 2472	$\Sigma(З_ч + З_к)$ = = 26335	$\Sigma(П_ч + П_к)$ = = 22 317(+100)	$\Sigma h_{вычисл}$ = = +4118	$\Sigma h_{ср}$ = +2059	

Так как в измерениях различной точности лимитированы предельные длины ходов от исходных реперов, то между ними приходится проектировать сложные системы с одной и более узловыми точками, где сходятся нивелирные ходы допустимой длины. Здесь возникают дополнительные уравнительные вычисления.

6.6. Техническое нивелирование

Порядок работы на станции при техническом нивелировании

Для топографических съемок масштаба 1:2000 и крупнее необходимы один репер на 5 — 7 км^2 и дальнейшее сгущение до 1 пункта на 2 км^2, а для инженерных изысканий и строительства в городах и на промышленных площадках — 8 пунктов на 1 км^2. Именно такую плотность обеспечивают ходы *технического нивелирования*, длина которых зависит от высоты сечения рельефа горизонталями будущего плана или ЦММ.

Таблица 6.7

Характеристика нивелирного хода	Высота сечения рельефа, м		
	0,25	0,5	1,2 и 5
	Допустимая длина ходов L, км		
Между двумя исходными пунктами (реперами)	2,0	8	16
От исходного пункта (репера) до узловой точки	1,5	6	12
Между двумя узловыми точками	1,0	4	8

Если удаление исходных реперов от района работ более предельной длины хода, то проектируют несколько ходов с пересечениями в узловых точках сети так, чтобы длины L отдельных ходов остались допустимыми. Для передачи высоты по ходам последовательно измеряют превышения между заранее вбитыми кольями, обозначающими *связующие точки* A_i расположенные не реже, чем через 200 — 300 м и с разностью высот не более длины рейки. На трассе или площади вблизи нивелира могут находиться и *промежуточные точки* C_i, высоты H_i которых также определяют на станции (рис. 6.11, *а*).

Измерения производят нивелиром с увеличением зрительной трубы не менее 20^x и ценой деления уровня не более 45″ / 2 мм; удобны две нивелирные рейки, обычно складные трехметровые с шашечным рисунком черного и красного цветов.

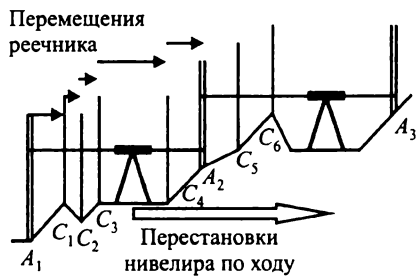
Техническое нивелирование выполняют в такой последовательности.

1. Устанавливают нивелир в рабочее положение по круглому уровню.

2. Визируют на черную сторону задней рейки, приводят элевационным винтом пузырек цилиндрического уровня в нуль-пункт и записывают отсчет по средней нити $З_ч$ = 0205 в полевой журнал (табл. 6.8). При работе нивелиром с компенсатором отсчет делают сразу после наведения зрительной трубы на рейку.

3. Визируют на черную сторону передней рейки, снова приводят элевационным винтом пузырек цилиндрического уровня в нуль-пункт и записывают отсчет по средней нити $П_ч$ = 1923 в полевой журнал.

а)



б)

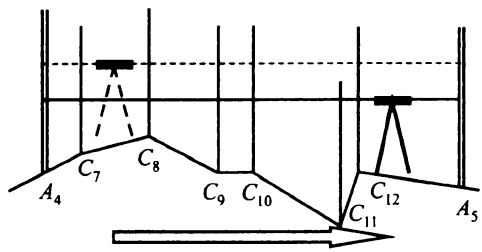


Рис. 6.11. Нивелирование технической точности:
а — с одной стоянки; б — с двух стоянок

4. Переднюю рейку поворачивают красной стороной и по средней нити берут отсчет $П_к$ = 6608.

5. Визируют на красную сторону задней рейки, устанавливают элевационным винтом пузырек цилиндрического уровня в нуль-пункт и записывают отсчет по средней нити $З_к$ = 4892 (см. табл. 6.8).

На станции производят вычисления:

$h_ч = З_ч - П_ч$, $h_к = З_к - П_к$.

Контроль:

$|h_ч - h_к| \le 5$ мм;

$З_к - З_ч = П_к - П_ч$ в пределах 5 мм.

Вычисляют среднее превышение с точностью до целых миллиметров:

$$h_{ср} = (h_x + h_к) / 2 .$$

Таблица 6.8

№ стоянок и точек	Отсчеты по рейке, мм			Превышения, мм		Горизонт инструмента ГИ, мм	Высоты точек H, м	Абрисы, примечания
	задние З	передние П	промежуточные С	$З_ч - П_ч$ $З_к - П_к$	$h_{ср}$			
1	0205	1923		−1718	−1717		127,133	
СтРпб	4892	6608		−1716			125,416	
пк0	(4687)	(4685)						
2	2145	1515		+630	+632	127 561	125,416	
пк0	6835	6200		+635		127 562	126,048	
пк1	(4690)	(4685)				ср. 127 562		
пк0 + 15			1435				126,127	
+ 21			1650				125,912	
+ 50			2038				125,474	
3	1917	1485		+432	+434		126,048	
пк1	6605	6170		+435			126,482	
пк2	(4688)	(4685)						
Суммы	22 799	23 901			−651			

После этого задний реечник последовательно встает на все промежуточные точки. Визирование производят только на черную сторону, и каждый раз берут отсчеты по средней нити C_i после приведения пузырька цилиндрического уровня в нуль-пункт элевационным винтом.

В производственных условиях часто используют одну рейку, иногда даже с одной стороной. Предпринимаются меры контрольного характера: измерения выполняют с двух независимых стоянок нивелира, меняя его высоту или переставляя штатив в новое место; для объективной проверки нивелир между связующими точками ставят дважды (первый раз, пройдя от задней точки на 1/4 или 1/3 расстояния до передней точки, второй раз — не доходя до нее на столько же, рис. 6.11, *б*). В среднем значении превышения компенсируют ошибки кривизны Земли и частично рефракции, полностью — невыполнение главного условия нивелира. Вторичным проходом промежуточных точек C_i достигается полный контроль их высот.

Привязка нивелирных ходов. Для контроля точности нивелирования и вычисления отметок точек съемочной сети в государственной системе высот нивелирные ходы прокладывают между реперами (марками) нивелирных сетей с известными отметками, т. е. выполняют привязку.

При *привязке хода* нивелирную рейку устанавливают на центр сферической головки грунтового репера (рис. 6.12, *а*) или на верхний выступ стенного репера (рис. 6.12, б), а при привязке к марке (рис. 6.12, в), находящейся обычно выше горизонта прибора, используют специальную подвесную двухстороннюю короткую рейку, отсчетам по которой приписывают знак «минус» (отсчеты возрастают от нуля книзу). Если подвесной рейки нет, то проецируют на стену три нити сетки зрительной трубы нивелира, а затем измеряют от них расстояния до центра отверстия (диаметр 4 мм) марки с помощью металлической рулетки. Из трех отсчетов берут среднее.

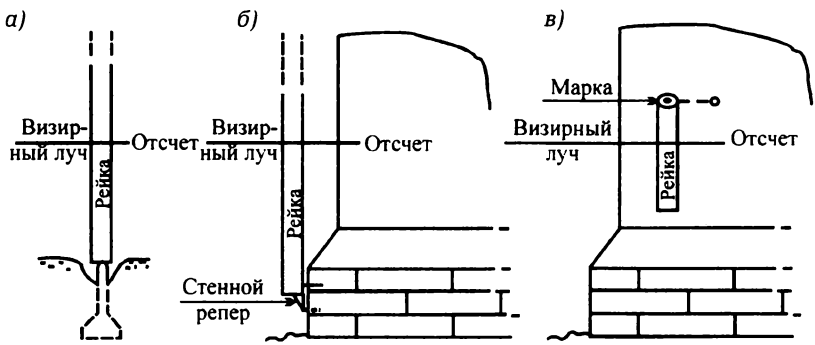


Рис. 6.12. Установка нивелирной рейки при привязке к грунтовому реперу (а), стенному реперу (б) и марке (в)

Уравнивание хода технического нивелирования. Обработка результатов технического нивелирования включает проверку полевых вычислений, составление ведомости превышений, уравнивание и вычисление отметок точек хода.

В разомкнутом нивелирном ходе вычисляют практическую сумму превышений:

$$\sum h_{\text{пр}} = \sum h_{\text{ср}},$$

где $\sum h_{\text{ср}}$ — сумма средних превышений, а теоретическую сумму превышений вычисляют по формуле

$$\sum h_{\text{Т}} = H_{\text{к}} - H_{\text{н}},$$

где $H_{\text{к}}$ и $H_{\text{н}}$ — отметки конечной и начальной исходных точек (реперов и марок) соответственно. Тогда высотная невязка

$$f_h = \sum h_{\text{пр}} - \sum h_{\text{Т}}.$$

Если ход замкнутый, то теоретическая сумма превышений равна нулю, следовательно $f_h = \sum h_{\text{пр}}$.

Допустимую невязку хода определяют по формуле:

$$f_{h\,\text{доп}} = 50\text{мм}\sqrt{\text{L}},$$

где L — длина хода, км.

Если невязка допустима, то в каждое среднее превышение вводится поправка

$$V_h = f_h / n,$$

где n — число превышений в ходе.

При этом сумма поправок должна быть равна невязке с обратным знаком.

Вычисляют исправленные превышения:

$$h_{\text{испр}} = h_{\text{ср}} + V_h.$$

Контроль:

$$\sum h_{\text{испр}} = \sum h_{\text{Т}}.$$

По уравненным превышениям вычисляют отметки связующих точек:

$$H_{i+1} = H_i + h_{\text{испр}\,i}.$$

Контролем вычисления отметок точек хода служит получение отметки конечного репера (для замкнутого хода конечный и начальный реперы совпадают).

После этого на тех станциях, на которых имеются отсчеты на промежуточные точки вычисляют горизонты инструмента:

$$\text{ГИ} = H_{\text{св}} + З_{\text{ч}}.$$

По ним находят отметки промежуточных точек:

$H_{\text{промі}} = \text{ГИ} - C_i$.

6.7. Понятие о высокоточном нивелировании

Высокоточное нивелирование. Для обеспечения высоких скоростей движения железнодорожных составов необходимо соблюдение проектных отметок и уклонов рельсов на станциях и перегонах, стрелочных переводах и мостах, в тоннелях, на пересечениях с автомобильными дорогами. Требуется точность измерения превышений порядка 1 — 2 мм. Здесь обязателен нивелир типа Н-05 и рейки с инварной шкалой и уровнями.

Нивелир Н-05 имеет увеличение трубы не менее 40$^{\times}$ и контактный уровень с ценой деления не более 12″ / 2 мм или компенсатор с ошибкой самоустановки линии визирования не более 0,2″. Штрихи нивелирной рейки нанесены через 5 мм, ошибки метровых интервалов не более 0,10 мм. Плоскопараллельная пластина и микрометр нивелира позволяют делать отсчеты по рейке с точностью 0,01 мм.

Установив штатив на прочный грунт, ось вращения закрепленного нивелира приводят в вертикальное положение подъемными винтами *1* по установочному круглому уровню *2* (рис. 6.13, *а*). Диоптрийным кольцом окуляра *3* оператор по глазу добивается чёткого изображения сетки. Направляя трубу объективом *4* к рейке и закрепляя винтом *5* зрительную трубу (рис. 6.13, *б*), кремальерой *6* регулируют чёткое изображение рейки, после чего вертикальную нить сетки наводящим винтом *7* подводят к оси рейки. Нивелир с точным цилиндрическим уровнем *8* снабжен элевационным винтом *9* для точного горизонтирования этого уровня в момент совмещения оператором изображения противоположных концов пузырька уровня (такое оптическое устройство называют контактным уровнем). Вращая барабан *10*, уголковый биссектор сетки наводят на ближний штрих делений рейки.

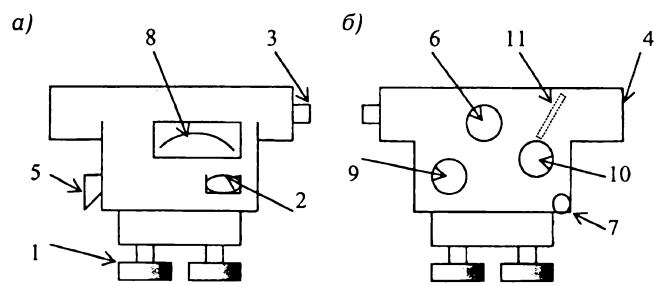


Рис. 6.13. Высокоточный нивелир типа Н-05

Наклоняемая барабаном *10* плоскопараллельная пластина *11* смещает визирный луч по вертикали в диапазоне 5 мм (рис. 6.14), степень смещения регистрирует индекс микрометра. После совмещения в контактном уровне изображения противоположных концов пузырька к номеру симметрируемого в уголковый биссектор добавляется отсчет по индексу шкалы микрометра (см. рис. 6.14). Так как интервал нанесения штрихов рейки равен 5 мм, то для перевода результата в миллиметры значение отсчета в полусантиметрах надо умножить на коэффициент 5, чтобы перевести результат в миллиметры.

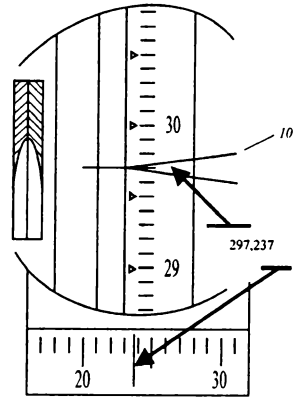


Рис. 6.14. Наведение биссектира на реечный штрих

При высокоточных работах по программе I класса обычное удаление реек от нивелира составляет не более 50 м, неравенство плеч на стоянке — не более 0,5 м, накопление по секции — до 1 м (те же ограничения в нивелировании II класса — соответственно 65 м, 1 и 2 м). Высота луча визирования над подстилающей поверхностью — не менее 0,8 м (0,5 м для II класса). Нивелир на штативе укрывают от солнечных лучей зонтом с белой подкладкой, при переносе на другую стоянку — просторным чехлом из белой материи; колебание температур в работе более 5° С недопустимо.

Измерения выполняют в двух направлениях, используя четыре-пять парных костылей.

Порядок наблюдения шкал нивелирных реек в прямом ходе:

Нечетная станция	*Четная станция*
1 — основная шкала задней рейки;	1 — основная шкала передней рейки;
2 — та же шкала передней рейки;	2 — та же шкала задней рейки;
3 — дополнительная шкала той же рейки;	3 — дополнительная шкала той же рейки;
4 — та же шкала задней рейки.	4 — та же шкала передней рейки.

В обратном ходе наблюдения на нечетных станциях начинают с передней рейки, на четных — с задней рейки. Начиная обратный ход, рейки меняют местами. Высокоточное нивелирование лимитируют жесткие допуски. Так, расхождение вычисленных превышений на стоянке не более 0,5 мм, а суммы превышений в прямом и обратных ходах могут разниться в пределах $5мм\sqrt{L}$.

Отсчеты и вычисления заносят в полевой журнал стандартной формы (табл. 6.9), где цифры в скобках означают последовательность отсчетов на реечные шкалы.

Таблица 6.9

№	$h = 3Н - ПН$ $h = 3В - ПВ$ $\Delta Д/\Sigma\Delta Д$	Отсчеты и разности						Контроль
		дальномерные нити		средняя нить, шкала		превышения		
		задние ЗН/ЗВ ЗВ − ЗН	передн. ПН/ПВ ПВ − ПН	основная Зо По	дополнит. $З_Д$ $П_Д$	$h = З - П$ см/2	$h_{ср}$ см/2 мм	Зо − $З_Д$ По − $П_Д$
1 1/2	−930 −931 −1/−1	1910 (1) 2050 (2) 140	2840 (4) 2981 (5) 141	198,58 (3) 291,59 (6)	791,02 (8) 884,08 (7)	−93,01 −93,06 +5	−93,035 −465,18	−592,44 −592,49 +5/+5
2 2/1	+55 +45 −10/−11	2435 (4) 3260 (5) 825	2380(1) 3215(2) 835	285,40 (6) 280,95 (3)	877,88 (7) 873,47 (8)	+4,45 +4,41 +4	+4,43 +22,15	−592,48 −592,52 +4/+9
3 1/2	+55 +50 −5/−16	2560 3380 820	2505 3330 825	297,24 292,40	889,75 884,93	+4,84 +4,82 +2	+4,83 +24,15	−592,51 −592,53 +2/+11
4 2/1	−3875 −3865 +10/45	1580 1720 140	5455 5585 130	165,57 551,85	758,08 1144,39	−386,28 −386,31 +3	−386,295 −1931,48	−592,51 −592,54 +3/+14
$n = 4$ $L = 0{,}19$ км $\Sigma h = -2{,}350$ м		$\Sigma ЗН + ЗВ =$ $= 18895$ $\Sigma Д_З =$ $= 1925$	$\Sigma ПН + ПВ =$ $= 28291$ $\Sigma Д_П =$ $= 1931$	$\Sigma З = 4263{,}52$ $\Sigma П = 5203{,}66$		−940,14	−470,07 −2350,36	

Столбец 1 содержит номера стоянок нивелира и наблюдаемых реек, внизу — число стоянок, длина хода и сумма измеренных превышений в метрах. Запись отсчетов по дальномерным нитям задней и передней реек производят в столбцах 3 и 4, вычисляя дальномерные расстояния к задней и передней рейкам как разность отсчетов верхней и нижней нитей ($Д_З$ = ЗВ − ЗН и $Д_П$ = ПВ − ПН); дальномерным отсчетам предшествует установка барабана плоскопараллельной пластины на уточняемый отсчет. В столбец 2 заносят контрольные превышения (разность отсчетов по верхней или нижней нитям задней и передней реек) и неравенство плеч на стоянке $ДД = Д_З - Д_П$, а также накопление неравноплечий $\sum ДД$ по секции. Столбцы 5 и 6 предназначены для отсчетов средней нити на основную и дополнительную шкалы задней и передней реек; эти точные отсчеты складываются из номера введенного в биссектор шкального штриха и после запятой — показания микрометра. В столбце 7 вычисляют превышения h = З − П основной и дополнительной шкал отдельно в полусантиметрах, в столбец 8 помещают их среднее значение сначала в полусантиметрах, затем в миллиметрах.

В столбце 9 выполняют контрольные расчеты. Внизу столбцов 3—8 производят постраничный контроль по суммам: вспомогательным $\sum(ЗН + ЗВ) - \sum(ПН + ПВ) \approx \sum h, \sum Д_З, \sum Д_П, \sum ДД$ и главным $\sum(З_О + З_Д) - \sum(П_О + П_Д) = \sum h$ и $\sum h = 2\sum h_{ср}$.

Цифровое нивелирование. Появление рейки со шкалой штрихкодо-вого рисунка в комплекте с цифровым нивелиром типа DiNi (табл. 6.10) не только предельно ускорило отсчитывания при высокоточном геометрическом нивелировании, но и изменило методику измерений. Используются штриховые рейки: деревянные и пластиковые, составные и цельные, — в том числе с инварной полосой. На лицевой стороне рейки нанесена растровая шкала чередуемых черных полос и белых промежутков, их ширина по высоте кодирована.

Световые волны от штрихкодового рисунка в узком пучке воздействуют на декодирующие датчики нивелира, ось пучка компенсатором прибора уже введена в плоскость горизонта. Декодирующее устройство расшифровывает высотность нивелира относительно рейки по соотношению поступивших в объектив световых воздействий от темных и светлых реечных полос. Процессор нивелира осуществляет счет измеренных превышений и их сумм с точностью порядка 0,01 мм, а также расстояний до реек и их неравенств на станции и по всему ходу. Автоматическая фокусировка зрительной трубы (автофокус в модели SDL30AF) исключает рутинный поиск нужной резкости изображения. Фактически длительность измерений по ходу складывается из времени перемещения нивелира на следующую стоянку, плюс еще 10—15 с для приведения круглого уровня в нуль-пункт и 2—3 с необходимы для наведе-

ний нивелира на каждую рейку. В скоростном режиме измерений автоматика прибора регистрирует показания на заднюю и переднюю рейки (на следующей стоянке — наоборот).

В режиме точных измерений и на мягких грунтах после взглядов на заднюю и переднюю рейки следует изменить высоту прибора на 3—5 см, а лучше сменить место стоянки и выполнить наблюдения сначала передней, затем задней рейки.

Таблица 6.10

Технические характеристики	DiNi 21	Na2002	SDL30AF (автофокус)
Средняя квадратическая ошибка нивелирования на 1 км двойного хода, мм То же для одной станции, мм	0,3 0,1	0,9 0,3	1,8 0,5
Зрительная труба: увеличение,× наименьшее расстояние до рейки, м	32 1,5	24 1,8	26 2,0
Компенсатор: диапазон,′ / ошибка,″	15/0,2	10/0,8	15/0,3
Время снятия отсчетов по рейке, с	2	4	4

Электроникой прибора фиксируются с точностью порядка 10^{-3} расстояния до реек, процессор программно вводит поправки в высотные показания, устраняя кривизны уровенной поверхности, рефракции, а главное — ошибки отклонения визирного луча от горизонта. При этом не нужен поиск равных плеч до реек. Результаты измерений с уже введенными поправками отслеживаются на дисплее и по воле оператора направляются в память (рис. 6.15). Программа реализует последовательное вычисление и вывод на дисплей получающихся высот точек установки рейки.

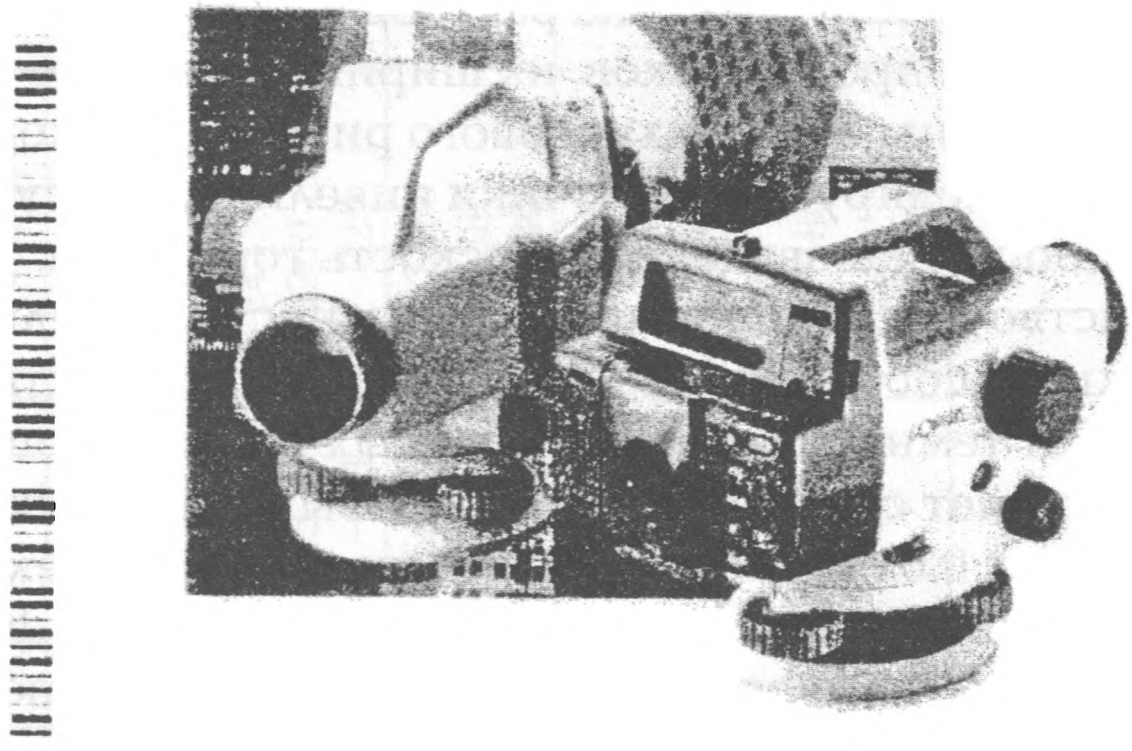


Рис. 6.15. Штрихкодовая рейка и цифровой нивелир SDL 20

Глава 7

ОПРЕДЕЛЕНИЕ КООРДИНАТ С ПОМОЩЬЮ СПУТНИКОВЫХ РАДИОНАВИГАЦИОННЫХ СИСТЕМ

7.1. Спутниковые радионавигационные системы

В настоящее время в геодезии, морской, воздушной и наземной навигации и других областях деятельности, где требуется знание положения объектов в пространстве, широко применяются глобальные радионавигационные спутниковые системы. К ним относятся система NAVSTAR GPS (Navigation Satellite Timing and Ranging Global Positioning System — США) и ГЛОНАСС (Глобальная Навигационная Спутниковая Система — Россия). Странами Европы ведутся разработки по созданию еще одной подобной системы *Galileo*.

Наиболее распространенной и широко используемой сейчас является спутниковая система NAVSTAR GPS (или кратко — GPS). Система состоит из трех секторов. Это космический сектор, наземный сектор управления и сектор пользователей.

Космический сектор включает 24 искусственных спутника Земли (ИСЗ), обращающихся вокруг Земли по шести орбитам, близким к круговым, на высоте около 20 183 км, чему соответствует период обращения, равный половине звездных суток (11 ч 57 м 58,3 с). Наклонение орбит 55°. При этом в любом месте Земли, если нет заслоняющих препятствий, обеспечена одновременная видимость на высоте более 15° от 4 до 11 спутников.

На каждом спутнике установлены: водородный стандарт частоты и времени, генерирующий опорную частоту $f_0 = 10,23$ МГц с суточной нестабильностью 10^{-14}–10^{-15} и формирующий несущие частоты радиоизлучения L_1 и L_2; радиопередатчик — для посылки сигналов потребителям и приемник — для приема информации от наземного сектора управления. Кроме того, имеются бортовой вычислительный процессор, солнечные батареи, аккумуляторы, система ориентации и коррекции орбиты.

Спутники системы GPS ведут непрерывное радиоизлучение на двух когерентных частотах: $L1 = 154\, f_0 = 1575,42$ МГц и $L2 = 120\, f_0 = 1227,60$ МГц, где f_0 — опорная частота.

Несущая частота $L1$ модулирована дальномерным кодом свободного доступа C/A (C/A — clear acquisition), точным кодом P

(*P* — protected, precise) и навигационным сообщением. Частота *L*2 модулирована только кодом *P*. Отметим, что код *C / A* всегда доступен для всех потребителей, а доступ к использованию кода *P* может быть ограничен военным ведомством США. Коды *C / A* и *P* представляют собой непрерывные псевдослучайные ритмически изменяющиеся последовательности состояний +1 и –1.

Код *C / A* уникален для каждого спутника системы. На рис. 7.1, где вместо состояний –1 записаны нули, показана упрощенная схема ритмического изменения кода. На каждом шаге ритма первая цифра кода переносится в его конец. Через число шагов, равное длине кода, его вид повторяется.

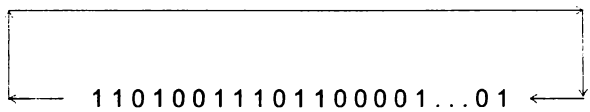


Рис. 7.1. Схема дальномерного кода

Длина кода *C / A* 1023 бита. Частота изменения кода равна f_0:10 ≈ 1 МГц = 10^6 Гц. Полный цикл изменений занимает 1023: 10^6 Гц ≈ 10^{-3} с. Следовательно, прежнее состояние кода повторяется каждую миллисекунду.

Благодаря уникальности код *C / A* позволяет при приеме сигналов идентифицировать, с каким конкретно спутником установлен радиоконтакт. Для надежности идентификации коды разных спутников составлены так, что между собой они не коррелированы. А высокая частота повторений (1000 раз в секунду) позволяет установить контакт очень быстро. Частота изменения кода ≈10^6 Гц означает, что один «чип» кода — т. е. временной интервал между его изменениями — равен 1 микросекунде, чему при скорости распространения радиоволн около 300000 км/с соответствует отрезок расстояния ≈300 м.

Код *P* формируется как комбинация двух кодов *X*1 и *X*2 разной длины. Частота изменения кода *P* равна f_0 = 10,23 МГц, а полный цикл его изменения занимает 266,4 суток. Код *P* — один для всех спутников, но каждый спутник использует из него свой «недельный фрагмент». Частота изменения кода *P*≈10^7 Гц означает, что временной интервал между изменениями равен 0,1 микросекунды, чему соответствует отрезок расстояния ≈30 м. Поэтому измерения с помощью кодов *P* точнее, чем с помощью кодов *C / A*.

Коды C / A и P стартуют одновременно в момент начала недели в полночь с субботы на воскресенье. При этом специальный счетчик считает число 1,5 секундных циклов *X*1. Результат используется в формировании отсчета часов спутника, который складывается из номера недели, числа циклов *X*1 от начала недели и числа изменений кода *P* в пределах одного цикла.

Навигационное сообщение представляет собой файл данных, представленных в двоичном коде. Навигационное сообщение транслируется в виде непрерывной последовательности кадров емкостью по 1500 бит. Кадр передается за 30 с и состоит из пяти строк по 10 слов.

Строки 1, 2, 3 содержат следующую оперативную информацию о передающем сообщение спутнике: коэффициенты a_0, a_1, a_2 полинома для вычисления ошибки часов спутника; элементы орбиты спутника, позволяющие вычислить его пространственные прямоугольные координаты X^s, Y^s, Z^s; информацию о техническом состоянии спутника.

Строки 4, 5 содержат неоперативную информацию — параметры для вычисления ионосферной поправки, данные о техническом состоянии всех спутников системы и альманах (приближенные параметры орбит всех спутников системы). Вся неоперативная информации в строки 4 и 5 одного кадра навигационного сообщения не умещается. Для ее передачи требуется 25 кадров, т. е. 12,5 минут времени.

Кадры навигационного сообщения стартуют одновременно с кодами и повторяются непрерывно. Каждая строка навигационного сообщения начинается диагностическими данными и информацией, необходимой для вычисления структуры кода P, благодаря чему становится возможным его использование.

Наземный сектор управления выполняет определение параметров орбит и ошибок часов спутников, закладку навигационной информации на спутники и контроль функционирования технических средств системы. В состав сектора входят главная контрольная станция, станции слежения, управляющие станции.

Станции слежения служат для сбора информации о движении спутников. На этих станциях каждые 1,5 с измеряют псевдорасстояния до всех видимых спутников. Результаты измерений за 15 мин осредняют. Учитывают ионосферные и метеорологические поправки. Собранные данные по наземным каналам связи передают на главную контрольную станцию. Оперативную работу системы обеспечивают 5 станций слежения, расположенные в следующих пунктах: Колорадо Спрингс (штат Калифорния, США), о. Диего Гарсиа (Индийский океан), атолл Кваджалейн (Сев. Тихий океан), о. Вознесения (Юж. Атлантика), Гавайские о-ва. Кроме названных пяти станций слежения существуют и другие сети станций слежения, не участвующие в управлении системой. Их данные используют для более точного определения орбит при постобработке.

Главная контрольная станция (Колорадо Спрингс), по данным о движении спутников за трое суток вычисляет параметры их орбит и ошибки часов спутников относительно системного времени GPS.

Управляющие станции (о. Диего Гарсиа, атолл Кваджалейн, о. Вознесения) — пункты, выполняющие один раз в сутки загрузку информации и служебных команд на спутники.

Сектор пользователей представляет собой множество технических средств, находящихся на поверхности Земли, в воздухе или околоземном космическом пространстве, и выполняющих прием информации со спутников, измерение параметров, связывающих положение аппаратуры пользователя с расположением спутников. В результате обработки измеренных параметров определяют координаты приемника пользователя, а при необходимости и скорость его движения.

Приемниками спутниковых сигналов выполняются два вида измерений — кодовые и фазовые. В первом случае измеряется интервал времени между излучением дальномерного кода *C / A* или *P* спутником и его поступлением на приемник. Время излучения определяется часами спутника, а время приема — часами приемника. По интервалу времени вычисляется расстояние. Вычисленные по интервалам времени расстояния до разных спутников содержат значительную общую погрешность, вызванную неточностью часов приемника, и называются псевдорасстояниями. Одновременно измерив псевдорасстояния до нескольких спутников с известными координатами, можно вычислить координаты определяемого пункта и погрешности часов приемника на момент измерений. В настоящее время, когда доступ к использованию точного кода P не ограничен, определение координат по результатам кодовых измерений выполняется с точностью нескольких метров.

При фазовых измерениях определяют сдвиг по фазе между принятыми от спутника колебаниями на частоте *L*1 (или *L*2) и аналогичными собственными колебаниями приемника. Измеренные одновременно в двух пунктах разности фаз позволяют с высокой точностью вычислить разности координат двух пунктов или иначе — координаты одного пункта относительно другого. Точность таких измерений составляет в лучших приемниках 5 мм + $10^{-6}D$, где D — расстояние между пунктами.

Приемники с кодовыми измерениями применяются для решения задач навигации, а приемники, способные кроме кодовых выполнять и фазовые измерения, применяются при решении задач геодезии.

Спутниковая радионавигационная система ГЛОНАСС разработана в 70-е гг. на основе опыта эксплуатации предшествующей отечественной доплеровской радионавигационной спутниковой системы «Цикада». Первые спутники системы ГЛОНАСС («Космос-1413», «Космос-1414» и «Космос-1415») были запущены в 1982 г. Далее сеть спутников наращивалась с темпом 1 — 2 запуска в год. В 1988 — 91 гг. началась эксплуатация системы. С 1995 г. она ис-

пользуется для гражданского применения. Некоторые параметры системы ГЛОНАСС приведены в таблице 7.1.

Таблица 7.1

Тип системы	ГЛОНАСС	GPS
Число ИСЗ в системе	24	24
Число орбит	3 (через 120°)	6 (через 60°)
Число ИСЗ на орбите	8 (через 45°)	4 (через 90°)
Тип орбиты	Круговая	Круговая
Высота орбиты	19100 км	20145 км
Наклонение орбиты	64,8°	55°
Период обращения	11 ч 15 м 44 с	11 ч 57 м 58,3 с
Система координат	ПЗ-90	WGS-84

В системе ГЛОНАСС излучаемые спутниками частоты также модулированы дальномерными кодами и навигационным сообщением. Но в отличие от GPS коды всех спутников одинаковы, а разделение сигналов различных спутников — частотное. Каждому спутнику присваивается своя литера k ($k = 0, 1, ..., 24$), которою определяются несущие частоты его излучения:

в диапазоне $L1$ — частота $f_{k1} = f_{01} + k\Delta f_1$;

в диапазоне $L2$ — частота $f_{k2} = f_{02} + k\Delta f_2$,

где $f_{01} = 1602$ МГц; $f_{02} = 1246$ МГц; $\Delta f_1 = 562{,}5$ кГц; $\Delta f_2 = 437{,}5$ кГц.

Обе излучаемые спутником частоты для когерентности сигналов формируются от общего эталонного генератора. Распределение литерных частот среди спутников доводится до потребителей альманахом, передаваемым в составе навигационного сообщения.

Частота $L1$ модулирована дальномерными кодами стандартной и высокой точности, а также навигационным сообщением. Частота $L2$ модулирована одним кодом высокой точности. Использование сигнала высокой точности возможно только с санкции военных органов.

Навигационное сообщение состоит из оперативной и неоперативной информации.

Оперативная информация обновляется через каждые 15 минут и включает оцифровку меток времени спутника, сдвиг времени спутника относительно времени системы, отличие фазы и частоты излучения от опорной частоты эталона времени, эфемеридную информацию (три координаты спутника, три составляющих скорости и три составляющих ускорения);

Неоперативная информация включает альманах системы, содержащий параметры орбит всех спутников системы, информацию о сдвигах времени каждого спутника относительно времени системы, поправке времени системы относительно всемирного ко-

ординированного времени, сведения о техническом состоянии всех спутников.

Основными частями наземного сектора системы ГЛОНАСС являются центр управления системой (ЦУС) и контрольные станции (КС), выполняющие те же основные функции, что и главная контрольная станция, станции слежения и управляющие станции системы GPS. Вся сеть контрольных станций располагается на территории России и обеспечивает высокое качество управления космическим сектором. Точность системы обеспечивается входящими в ее состав элементами. Кванто-оптические станции обеспечивают периодическую юстировку радиотехнических каналов с помощью лазерных дальномеров, для чего на каждом спутнике установлены специальные отражатели. Система контроля фаз измеряет фазовый и частотный сдвиг бортовых генераторов частоты спутников относительно эталона центрального синхронизатора системы. Результаты автоматически передаются в ЦУС для расчета поправок к фазе и частоте бортового эталона, включаемых в текст навигационного сообщения спутника.

7.2. Спутниковые приемники

В настоящее время существует много типов приемников спутниковых сигналов, применяемых в различных областях (геодезия, морская, воздушная, космическая навигация, наземный транспорт). Широкое распространение получили геодезические приемники сигналов GPS, изготавливаемые фирмами Trimble и Ashtech (США), Leica (Швейцария), Geotronics (Швеция), Sercel (Франция) и др. Приемники для работы с системой ГЛОНАСС выпускают отечественные фирмы. Существуют приемники, принимающие сигналы обеих спутниковых систем — GPS и ГЛОНАСС. Такими приемниками являются, например, приемники фирм Magellan, TOPCON и некоторые другие.

В зависимости от их назначения приемники имеют различную конструкцию. Но во всех приемниках реализованы общие принципы.

Приемники спутниковых сигналов бывают двухчастотные и одночастотные. Двухчастотные принимают сигналы одновременно на частотах $L1$ и $L2$ и более точны, т. к. результаты измерений на двух частотах позволяют точнее определить и ослабить влияние ионосферы. Одночастотные принимают сигналы только на частоте $L1$.

Основными частями приемника GPS являются (рис. 7.2): антенна *1*, высокочастотный блок *2*, микропроцессор *3*, управляющее устройство *4*, память *5*, блок питания *6*.

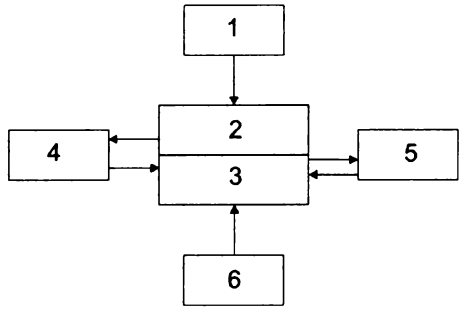


Рис. 7.2. Схема спутникового приемника

Всенаправленная антенна приемника принимает сигналы всех находящихся над горизонтом спутников.

Высокочастотный блок имеет несколько (до 24) каналов, каждый из которых удерживает контакт с одним спутником. В состав высокочастотного блока входит кварцевый генератор с суточной нестабильностью 10^{-9}, вырабатывающий опорную частоту, на основе которой, как и на спутниках, формируются частоты $L1$ и $L2$ (в одночастотном приемнике — только $L1$) и копии кодовых последовательностей C/A и P.

Для выполнения кодовых измерений частота $L1$ модулируется копией кода C/A. Полученный эталон сравнивается с принимаемым на частоте $L1$ сигналом спутника, искаженным сигналами других спутников и шумами. Эталон и сигнал смещают относительно друг друга, добиваясь их максимального совпадения, что оценивается с помощью математической корреляции. Большой коэффициент корреляции указывает на правильность опознания спутника и верность установленного смещения Δt, которое соответствует времени движения сигнала от антенны спутника до фазового центра антенны приемника.

Для выполнения фазовых измерений сигнал спутника очищается от кода и навигационного сообщения, после чего остается несущая частота $L1$. На этой частоте измеряется сдвиг по фазе Φ между колебаниями принятого сигнала и собственными колебаниями частоты $L1$.

Таким образом, результатом кодовых измерений является смещение Δt между принятым и эталонным кодами C/A, а результатом фазовых измерений — сдвиг по фазе Φ на частоте $L1$.

Установленный между приемником и спутником контакт поддерживается на протяжении всего сеанса измерений, а измерения многократно повторяются.

При обработке результатов измерений полученные по сигналам разных спутников значения Δt умножают на скорость распространения радиоволн и получают расстояния до спутников. Эти

расстояния содержат общую погрешность из-за несинхронности часов спутников и приемника и называются псевдорасстояниями. Измеренные фазовые сдвиги Ф, будучи умножены на длину волны, представляют собой фрагменты тех же псевдорасстояний.

Если доступен код *P*, то с ним выполняют такие же действия, как с кодом *C/A*. Указание на то, в каком месте длинного кода *P* искать контакт с сигналом спутника, содержится в навигационном сообщении (в начале каждой его строки).

В двухчастотном приемнике кодовые и фазовые измерения выполняют еще и на частоте *L2*.

Источниками погрешностей, возникающих в приемнике спутниковых сигналов, являются несовершенство схем измерения смещений между сигналом спутника и собственным эталоном приемника, шумы приемника и внешние помехи. Эти погрешности не превышают 1 м для кодовых и 1 — 2 мм для фазовых измерений.

В навигационных приемниках предусмотрены только кодовые измерения, по результатам которых автоматически определяются координаты. В зависимости от назначения навигационные приемники имеют различную конструкцию. Существуют, в частности, компактные, простые в обращении карманные приемники (рис. 7.3).

Обычно такой приемник имеет память, хранящую базу данных карты мира, фрагмент которой с указанием местоположения пользователя высвечивается на экране дисплея. Существует возможность ввода с компакт-диска и более подробной картографической информации.



Рис. 7.3. Спутниковый навигационный приемник Garmin

Геодезические приемники выполняют как кодовые, так и фазовые измерения. При этом кодовые измерения служат для инициализации процесса измерений — определения приближенных координат приемников, а фазовые — для точного определения положения одного приемника относительно другого.

В геодезических приемниках обычно антенна и высокочастотный блок объединены в один прибор — датчик (рис 7.4, *а*). Микропроцессор, управляющее устройство и устройства памяти, в свою очередь, объединены в другой прибор — контроллер (рис 7.4, *б*).

Приборы соединяют между собой и с блоком питания кабелями. Для производства измерений сенсор устанавливают на штативе (рис. 7.5) или на полуторараметровой штанге (рис. 7.6), применяемой для выполнения кратковременных измерений, например при съемке местности.

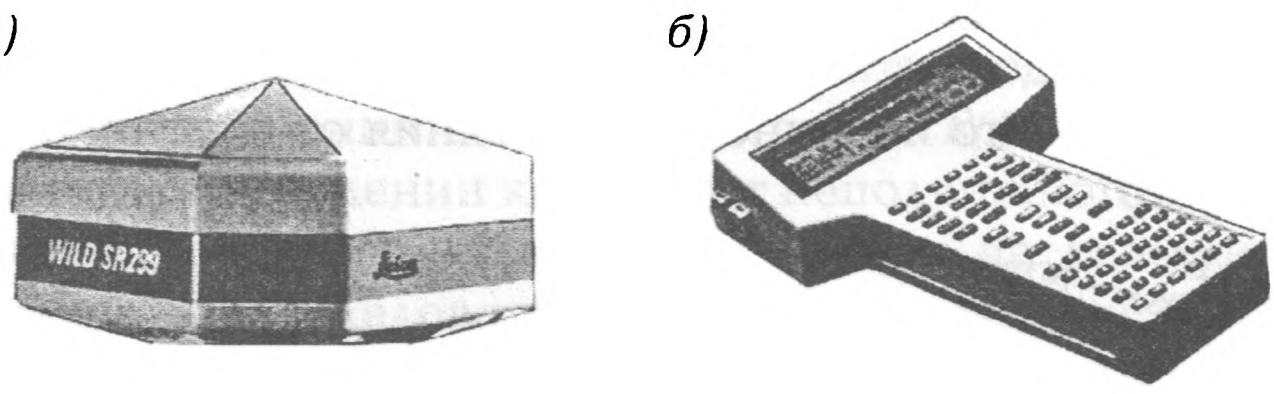


Рис. 7.4. Датчик (а) и контроллер (б) спутникового приемника фирмы Leica

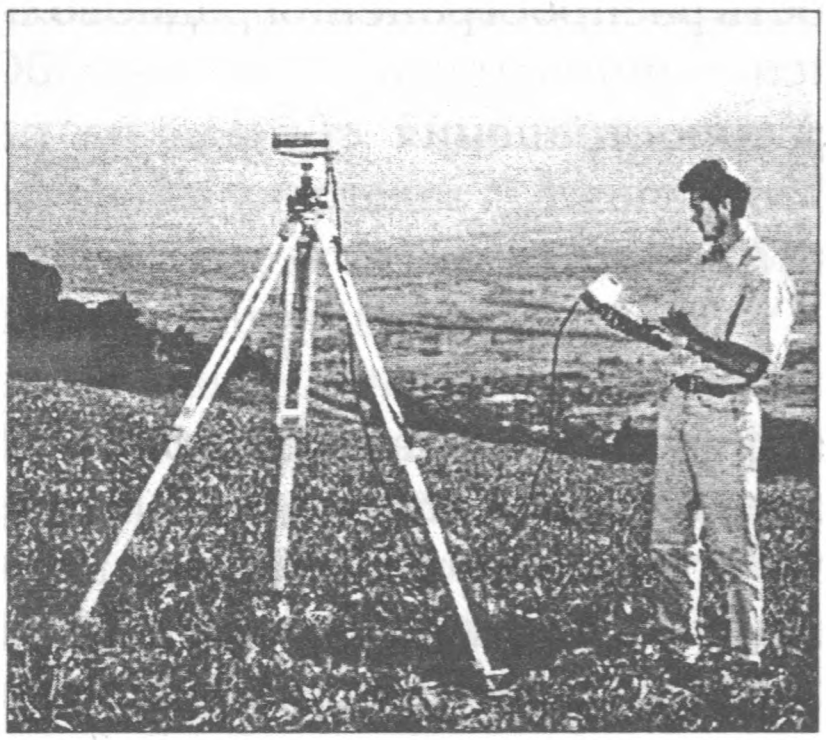


Рис. 7.5. Спутниковый приемник на штативе

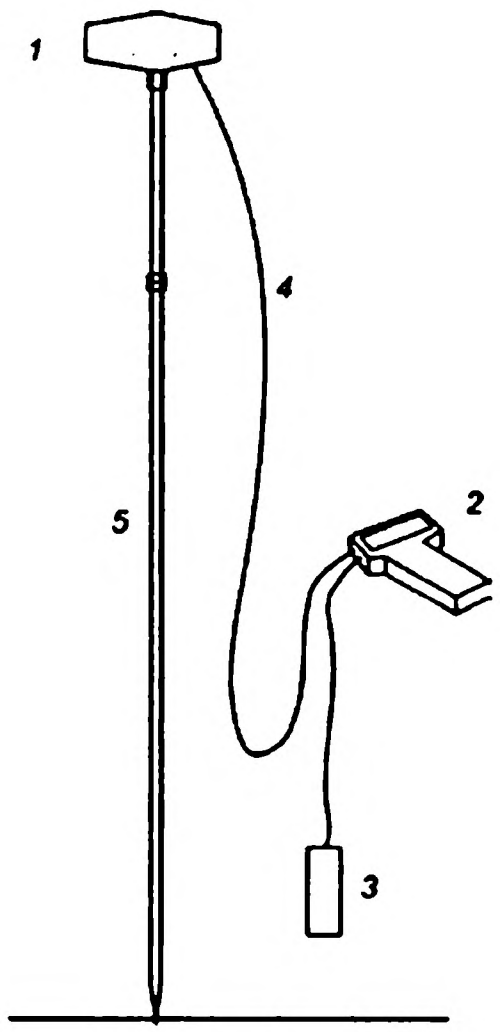


Рис. 7.6. Спутниковый приемник на штанге: 1 — датчик; 2 — контроллер; 3 — аккумулятор; 4 — кабель; 5 — штанга

Управление приемником выполняется с помощью клавиатуры и дисплея контроллера. Результаты измерений регистрируются на жестких картах памяти и обрабатываются на персональных компьютерах — стационарных или ноутбуках.

7.3. Определение координат по результатам кодовых измерений

Кодовыми измерениями получают интервал времени Δt от момента поступления в измерительный тракт созданной в приемнике копии кода до момента поступления такого же кода от спутника.

Обозначим t_{SYST} момент посылки сигнала спутником, выраженный в системном времени, т. е. во времени по часам главной контрольной станции системы GPS. На часах спутника в этот момент будет отсчет $t^{SYST} + \delta^s$, где δ^s — ошибка часов спутника. Сигнал поступит на приемник в момент системного времени t_{SYST}. На часах при-

емника в этот момент будет отсчет $t_{SYST} + \delta_i$, где δ_i — ошибка часов приемника.

Поэтому вместо истинного расстояния от спутника до приемника, равного

$$D = c\,(t_{SYST} - t^{SYST}), \tag{7.1}$$

используя измеренное $\Delta t = (t_{SYST} + \delta_i) - (t^{SYST} + \delta^s)$, получают псевдорасстояние, равное

$$R = c\,(t_{SYST} - t^{SYST}) - c\,(\delta^s - \delta_i) = D - c\,(\delta^s - \delta_i),$$

где $c = 299792458$ м / с — скорость распространения радиоволн в вакууме.

Фактическая скорость распространения сигнала на разных участках трассы различна. Обозначая δ_{ion} задержку сигнала в ионосфере и тропосфере и учтя (7.1), запишем:

$$D = R + c\,(\delta^s - \delta_i) - \delta_{ion}.$$

Задержка сигнала в ионосфере учитывается комбинированием измерений, выполненных на двух частотах $L1$ и $L2$ (что делает двухчастотные приемники более точными), или введением поправки, вычисляемой с использованием параметров, содержащихся в навигационном сообщении. Меньшая по величине тропосферная задержка исключается введением поправки, вычисляемой по метеорологическим данным. Ошибку часов спутника вычисляют по данным, содержащимся в навигационном сообщении.

После введения поправок получим уравнение:

$$D = R - c\delta_i.$$

Для определения координат пункта i измеряют несколько псевдорасстояний R до разных спутников s и в разные моменты времени t, называемые в астрономии эпохами. Обозначая верхним индексом имя спутника, нижним индексом — имя приемника, а в скобках — время, напишем уравнение:

$$D_i^s(t) = R_i^s(t) - c\delta_i(t). \tag{7.2}$$

В этом уравнении расстояние $D_i^s(t)$ между спутником s и пунктом i в эпоху t с их пространственными прямоугольными координатами связано формулой

$$D_i^s(t) = \sqrt{(X^s(t) - X_i)^2 + (Y^s(t) - Y_i)^2 + (Z^s(t) - Z_i)^2}, \tag{7.3}$$

где $X^s(t)$, $Y^s(t)$, $Z^s(t)$ — координаты спутника s в эпоху t; X_i, Y_i, Z_i — координаты определяемого пункта i.

Подставив выражение (7.3) в (7.2), получим уравнение:

$$\sqrt{(X^s(t) - X_i)^2 + (Y^s(t) - Y_i)^2 + (Z^s(t) - Z_i)^2} = R_i^s(t) - c\delta_i(t). \tag{7.4}$$

В уравнении (7.4) координаты спутника $X^s(t)$, $Y^s(t)$, $Z^s(t)$ известны — они вычисляются по элементам орбиты, содержащимся в навигационном сообщении. Псевдорасстояние $R_i^s(t)$ измерено. Неизвестными при определении координат неподвижного пункта являются его координаты X_i, Y_i, Z_i, и различная на каждую эпоху t ошибка часов $\delta_i(t)$. Следовательно, при выполнении измерений в одну эпоху число неизвестных равно 4 и для их определения необходимо иметь не менее четырех подобных уравнений, т. е. измерить псевдорасстояния не менее, чем до четырех спутников. При выполнении измерений в несколько эпох число измеренных псевдорасстояний должно быть не менее, чем $3 + n_t$, где n_t — число эпох.

Обычно число выполненных измерений значительно превышает необходимое. При этом, система уравнений (7.4) из-за погрешностей измерений становится несовместной и не имеет точного решения. Поэтому применяют метод наименьших квадратов и определяют такие координаты X_i, Y_i, Z_i, и ошибки часов $\delta_i(t)$, которые наилучшим образом удовлетворяют все уравнения.

В настоящее время доступ к использованию точного кода P не ограничен и определение координат по результатам кодовых измерений выполняется с точностью нескольких метров. При наблюдении 8 — 10 спутников средние квадратические погрешности плановых координат определяемых пунктов, как правило, около 3 м, а их высот — в 2 — 3 раза больше.

В аэропортах, морских портах, больших городах для повышения точности и надежности навигации пользуются *дифференциальным методом*. На неподвижном контрольном пункте с известными координатами установлен приемник спутниковых сигналов (базовая станция), которым определяют координаты станции по спутникам. Сравнивая расстояния до спутников, вычисленные по известным и полученным из измерений координатам, определяют поправки, которые по радиоканалу автоматически вводят в аппаратуру потребителей как поправки к измеряемым ими псевдорасстояниям. Этим ослабляется влияние систематических погрешностей измерений в прилежащем к контрольному пункту регионе. При этом погрешности определения места относительно контрольного пункта не превышают 1 м.

7.4. Определение координат по результатам фазовых измерений

Наиболее высокую точность получают с помощью фазовых измерений. Очистив в приемнике сигнал спутника от кодов и навигационного сообщения, получают немодулированную несущую частоту $L1$ (в двухчастотных приемниках — еще и $L2$). Приемником вырабатывается своя такая же частота. Как показано в предыду-

щем параграфе, смещение во времени одного сигнала относительно другого равно:

$$\Delta t = (t_{SYST} + \delta_i) - (t^{SYST} + \delta^s). \quad (7.5)$$

Выразим интервал времени Δt через число периодов T несущей частоты $L1$:

$$\Delta t = (N + \Phi) \cdot T, \quad (7.6)$$

где N — целое, Φ — дробь.

Приравняв правые части (7.5) и (7.6), умножим их на скорость распространения сигнала c и учтем, что длина волны $\lambda = cT$. Получим:

$$c \cdot (t_{SYST} - t^{SYST}) - c \cdot (\delta^s - \delta_i) = (N + \Phi) \cdot \lambda,$$

откуда с учетом (7.1) найдем

$$D = (N + \Phi) \cdot \lambda + c \cdot (\delta^s - \delta_i) - \delta_{ion}, \quad (7.7)$$

где δ_{ion} — суммарная задержка сигнала в ионосфере и тропосфере.

Дробную часть Φ суммы $(N + \Phi)$ измеряют как сдвиг по фазе между собственными колебаниями и колебаниями принятого сигнала. Целое число N, представляющее собой число длин волн в расстоянии приемник — спутник (рис. 7.7), не может быть измерено, отчего результат фазовых измерений оказывается неоднозначным. Неизвестное целое N называют *числом неоднозначности*.

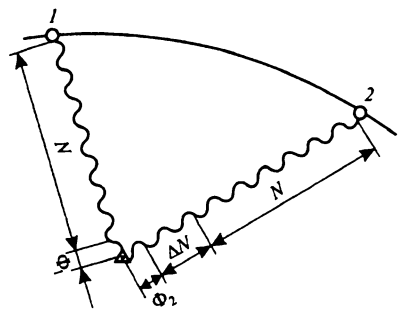


Рис. 7.7. Схема фазовых измерений

Вследствие движения спутника сдвиг по фазе Φ непрерывно изменяется. Выполняя многократные его измерения, число N считают неизменным, и измеряя дробную часть Φ, подсчитывают число ее переходов через ноль. Число переходов добавляют к дробной части Φ, отчего Φ становится неправильной дробью, положительной или отрицательной — в зависимости от направления переходов.

Разделим (7.7) на λ и примем во внимание, что $c / \lambda = 1 / T = f$. Исключим ошибку часов спутника δ^s и задержку сигнала в ионосфере и тропосфере δ_{ion}, учтя соответствующие поправки. Учтя, что

наблюдают несколько спутников и в несколько эпох, напишем уравнение измеренной фазы, связывающее положения спутника s и пункта i в эпоху t:

$$\frac{1}{\lambda}D_i^s(t) - N_i^s + f \cdot \delta_i(t) = \Phi_i^s(t) \qquad (7.8)$$

Число таких уравнений равно числу измерений, т. е. равно $n^s \cdot n_t$, где n^s — число наблюдаемых спутников, а n_t — число эпох с измерениями. При достаточном числе уравнений их совместное решение позволяет вычислить координаты приемника X_i, Y_i, Z_i, входящие в $D_i^s(t)$ по формуле (7.3), n_t смещений часов приемника и n^s чисел неоднозначности.

Длины волн несущих частот $L1$ и $L2$ равны соответственно 19 и 24 см, поэтому точность отсчетов фаз, составляющая сотые доли длины волны, очень высока — доли мм, а с учетом шумов приемника и внешних помех — 1 — 2 мм.

Но погрешности орбиты, неполный учет влияния ионосферы и др. не позволяют решением системы уравнений (7.8) реализовать высокую точность измерений.

7.5. Метод относительных фазовых измерений

Если измерения выполнены одновременно в двух пунктах, то они содержат очень близкие по величине погрешности. Разности результатов таких измерений от указанных погрешностей в большой степени свободны. Это позволяет использовать спутниковую систему для высокоточного определения положения одного пункта отосительно другого. Рассмотрим возникающие при таком подходе фазовые уравнения.

Предположим, что в пунктах A и B в один и тот же момент t выполнены наблюдения спутника s и измерены фазовые сдвиги $\Phi_A^s(t)$ и $\Phi_B^s(t)$. Составим для обоих измерений уравнения (7.8) и образуем их разность. Получим уравнение разности фаз:

$$\frac{1}{\lambda}\left[D_B^s(t) - D_A^s(t)\right] - \left(N_B^s - N_A^s\right) + f\left[\delta_B(t) - \delta_A(t)\right] = \Phi_B^s(t) - \Phi_A^s(t). \qquad (7.9)$$

Для сокращения и упрощения дальнейших записей обозначим каждую разность одним символом с двумя нижними индексами и перепишем (7.9) так:

$$\frac{1}{\lambda}D_{AB}^s(t) - N_{AB}^s + f_{AB}(t) = \Phi_{AB}^s(t). \qquad (7.10)$$

Будем считать известными координаты пункта A. Тогда неизвестными в уравнении (7.10) являются входящие в разность расстo-

яний $D^s_{AB}(t)$ три координаты X_B, Y_B, Z_B пункта B, постоянное для спутника s и пунктов A и B целое число N^s_{AB} и новая для каждой эпохи измерений разность смещений часов $\delta_{AB}(t) = \delta_B(t) - \delta_A(t)$.

Число таких уравнений равно числу измерений, т. е. равно $n^s \cdot n_t$, где n^s — число спутников, а n_t — число эпох с измерениями. Отметим, однако, что система уравнений разностей фаз оказывается неудобной для решения — ее определитель равен нулю. Поэтому от первых разностей фаз переходят ко вторым.

Если в пунктах A и B выполнены измерения на два спутника (s и k), то получим два уравнения первых разностей фаз:

$$\frac{1}{\lambda} \cdot D^s_{AB}(t) - N^s_{AB} + f_{AB}(t) = \Phi^s_{AB}(t);$$

$$\frac{1}{\lambda} D^k_{AB}(t) - N^k_{AB} + f_{AB}(t) = \Phi^k_{AB}(t).$$

Вычитая из второго уравнения первое и вновь обозначая разности одним символом, но с двумя верхними индексами, получим уравнение вторых разностей фаз:

$$\frac{1}{\lambda} D^{sk}_{AB}(t) - N^{sk}_{AB} = \Phi^{sk}_{AB}(t). \qquad (7.11)$$

В этом уравнении отсутствуют ошибки смещений часов приемников A и B. Неизвестными в нем являются три координаты X_B, Y_B, Z_B пункта B и число неопределенности N^{sk}_{AB}.

При числе наблюдаемых спутников n_s и числе эпох n_t можно составить $(n_s-1)\cdot n_t$ независимых вторых разностей фаз. Значит, число таких уравнений будет равно $(n_s-1)\cdot n_t$ при числе неизвестных $3 + (n_s-1)$. Чтобы число уравнений оказалось не меньше числа определяемых неизвестных, при наблюдении четырех и более спутников число эпох измерений должно быть не меньше двух. Решая систему уравнений вторых разностей фаз, вычисляют координаты X_B, Y_B, Z_B пункта B и n_s-1 чисел неоднозначности. В реальных условиях число измерений всегда избыточное, и их уравнивают методом наименьших квадратов, определяя наилучшие оценки координат под условием, чтобы все числа неопределенности оказались целыми.

Для контроля обычно составляют и решают еще и уравнения третьих разностей фаз.

7.6. Сочетание кодовых измерений с фазовыми

В приемниках GPS, предназначенных для геодезического использования, измерения выполняются одновременно двумя методами — кодовым и фазовым.

Используя кодовые измерения, получают координаты приемника с точностью около 3 м, а разности координат между двумя приемниками — с субметровой точностью.

Если нужно с более высокой точностью определить положение одного пункта относительно другого, то используя найденные с помощью кодовых измерений координаты, определяют из уравнения (7.2) смещения часов приемников $\delta_i(t)$, что позволяет синхронизировать выполненные разными приемниками измерения. По синхронизированным фазовым измерениям вновь находят координаты, и используя их и координаты спутников, вычисляют приближенные (не целые) оценки неоднозначностей N_A^s, N_B^s, N_A^k, N_B^k для обеих частот, $L1$ и $L2$. Затем, перебирая близкие к приближенным, но целые значения, выбирают такую комбинацию неоднозначностей, которая, не выводя из доверительной окрестности вычисленных координат, наименьшим образом искажает измеренные фазы. Теперь для всех линий спутник—приемник выполнено разрешение неоднозначностей, т. е. становятся известны целые числа N, что позволяет с высокой точностью вычислить расстояния, а затем и координаты определяемого пункта B.

7.7. Методы решения геодезических и навигационных задач с помощью спутниковых измерений

В зависимости от решаемой задачи применяют разные методы спутниковых измерений. Рассмотрим основные методы.

Статика. Метод обеспечивает наивысшую точность, которая у двухчастотных приемников составляет 5 мм + $10^{-6}D$ и выше, где D — расстояние между пунктами. Состоит в выполнении длительных синхронных измерений и записи результатов в накопители приемников, установленных на двух или более пунктах. Длительность измерений нужна для изменения конфигурации созвездия наблюдаемых спутников, что служит повышению точности и созданию благоприятных условий для разрешения неоднозначностей. Необходимое время измерений зависит от расстояний между приемниками, условий измерений (геометрия созвездия спутников, качество радиовидимости), типа приемников. Так, на линиях до 15 км измерения двухчастотными приемниками занимают 40—60 мин, а на линиях более 50 км — 2 часа и более.

Метод применяют при создании геодезических сетей, а также при наблюдениях за деформациями сооружений и тектоническими движениями земной коры.

Быстрая статика. Представляет собой разновидность метода «Статика» и применяется на коротких расстояниях между приемниками, когда при благоприятной конфигурации созвездия спут-

ников для разрешения неоднозначностей достаточно около 25 эпох, или 6 мин измерений. Обычно измерения длятся 10 — 15 мин.

Координаты определяемых пунктов относительно исходных получают с точностью 5 — 10 мм + $10^{-6}D$, где D — расстояние между пунктами. Метод удобен для создания инженерно-геодезических сетей.

Реоккупация. Является другой разновидностью метода «Статика» и состоит в том, что вместо ожидания, когда изменится геометрия созвездия спутников, измерения прерывают, а затем продолжают их через некоторое время, при ином расположении спутников.

Стой-иди. В измерениях участвуют два приемника — неподвижный базовый, установленный на опорном пункте, и подвижный. Начальная привязка подвижного приемника к базовому выполняется в режиме «Быстрая статика». Затем подвижный приемник, не выключая, перемещают с одной определяемой точки на другую, останавливаясь на каждой на 15 — 20 с. Во время перемещения сохраняется радиоконтакт со спутниками и подсчет числа переходов фазы через ноль. Благодаря этому на очередном пункте не требуется вновь разрешать неоднозначности. При потере контакта со спутниками привязка к базовому приемнику восстанавливается на очередной точке применением режима «Быстрая статика». Обеспечиваемая точность — 5 — 10 мм + $10^{-6}D$, где D — расстояние между опорным и определяемым пунктами. Метод удобен для создания на открытой местности сети с малыми сторонами и производства в таких условиях (например, на железнодорожной станции) крупномасштабной съемки.

Кинематика. Подвижная станция располагается на движущейся платформе (рис. 7.8).

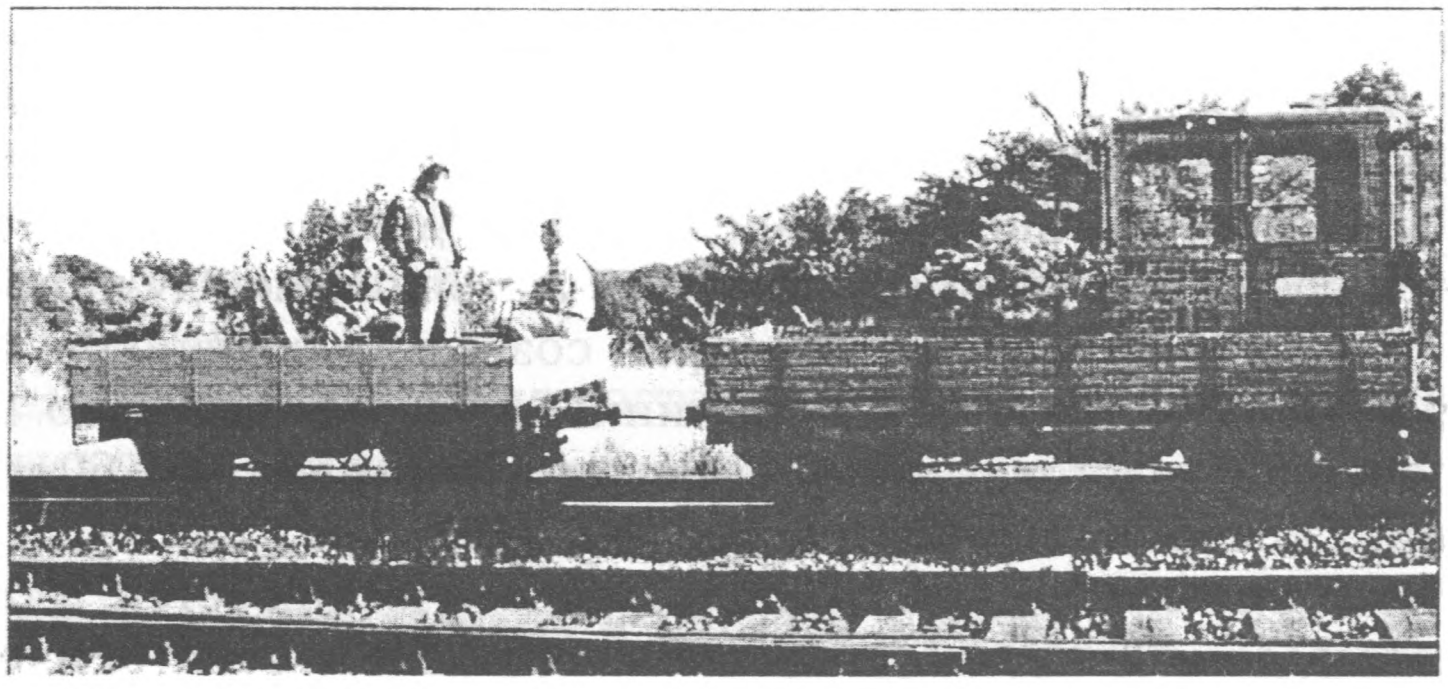


Рис. 7.8.

До начала движения методом быстрой статики выполняются измерения, необходимые для привязки к неподвижному базовому

приемнику и разрешения неоднозначностей. Во время движения измерения продолжаются, выполняя практически непрерывные определения координат подвижного приемника. При потере контакта со спутниками движение приостанавливается для повторной привязки к базовому приемнику. Точность метода — $10-20$ мм $+ 10^{-6}D$. Способ находит применение при автоматизации съемки плана и профиля дорог, а также при гидрографических съемках.

Точность определения высот во всех методах в $2-3$ раза ниже точности определения плановых координат.

Навигация. Обрабатываются только кодовые измерения с выдачей координат в темпе реального времени. В геодезии метод играет вспомогательную роль — первичное определение приближенных координат пунктов. Точность определения координат — несколько метров.

Создание спутниковых методов внесло радикальные изменения в технологию многих видов геодезических работ. Спутниковые технологии выгодно отличаются от традиционных высокой точностью, значительным повышением производительности труда, независимостью от времени суток и погоды. Достоинством их является возможность определения положения новых пунктов привязкой к пунктам, отделенным препятствиями и удаленным на значительные расстояния. Кроме того, при определении положения пункта спутниковыми методами получают сразу три его координаты, т. е. не только плановое его положение, но и высоту, тогда как прежде для определения высот приходилось применять специальный вид измерений — нивелирование. Благодаря достоинствам спутниковых технологий развитие государственной геодезической сети выполняется теперь исключительно спутниковыми методами. Спутниковые методы применяются и в прикладной геодезии при изысканиях, обеспечении строительства сложных сооружений, наблюдении за деформациями, съемке дорожных профилей, гидрографическом промере.

Однако выполнение спутниковых измерений возможно не везде. Необходимым условием является незаслоненный небосвод, открытая видимость на спутники. Нельзя выполнить измерения, установив спутниковый приемник под кроной дерева или в окружении высоких зданий.

Глава 8

ОПОРНЫЕ ГЕОДЕЗИЧЕСКИЕ СЕТИ

8.1. Методы построения плановых опорных геодезических сетей

Одним из основных понятий в геодезии является понятие геодезической сети. *Геодезическая сеть* — это совокупность прочно закрепленных на поверхности земли точек, называемых пунктами, положение которых определено как в плане, так и по высоте.

Геодезические сети делятся на плановые, высотные и планово-высотные.

В плановых геодезических сетях определяют координаты (прямоугольные и географические) пунктов на поверхности земли. Для этого на местности или в пространстве строят связанные между собой геометрические фигуры. Некоторые элементы этих фигур известны (исходные пункты и стороны), другие элементы подлежат непосредственному измерению. По ним вычисляют координаты определяемых пунктов сети. В зависимости от формы фигур, образуемых на местности или в пространстве, и непосредственно измеряемых их элементов различают следующие основные методы построения геодезических сетей:

— *триангуляция.* Это построение на местности примыкающих друг к другу треугольников, в которых измеряют все горизонтальные углы. Схемы триангуляции разнообразны. На рис. 8.1 представлен ряд треугольников.

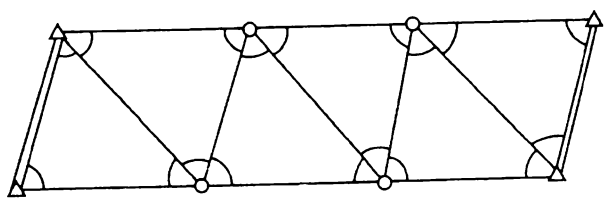


Рис. 8.1. Ряд треугольников:
Δ — исходный пункт; о — определяемый пункт;// — исходная сторона

Принцип вычисления координат пунктов в триангуляции состоит в том, что сначала по теореме синусов решают треугольники и вычисляют стороны, затем по горизонтальным углам рассчитывают дирекционные углы этих сторон, и, наконец, из решения пря-

мых геодезических задач находят координаты определяемых пунктов. Но в действительности все гораздо сложнее. Избыточные измерения в геодезии приводят к уравнительным вычислениям по методу наименьших квадратов (см. п. 3.11). Уравнивание сопровождается очень большим объемом вычислений;

— *трилатерация.* Это построение на местности примыкающих друг к другу треугольников, в которых измеряют все стороны (рис. 8.2). Принцип вычисления координат пунктов в трилатерации состоит в том, что сначала решают треугольники и находят горизонтальные углы, затем по ним определяют дирекционные углы сторон, и, наконец, из решения прямых геодезических задач находят координаты определяемых пунктов. Уравнительных вычислений здесь еще больше, чем в триангуляции;

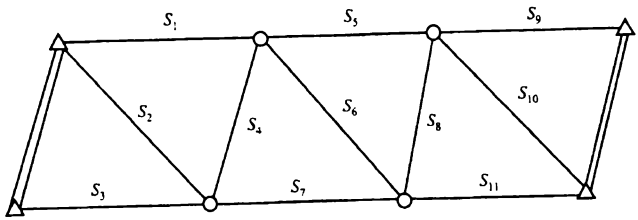


Рис. 8.2. Трилатерация

— *линейно-угловая сеть.* Это построение, состоящее, как правило, из треугольников, в которых измерены горизонтальные углы и стороны. Такая сеть выступает как комбинация триангуляции и трилатерации. Большое число избыточных измерений способствует высокой надежности сети;

— *полигонометрия.* Это построение не местности системы ломаных линий, которые образуют замкнутые или разомкнутые фигуры (рис. 8.3). В полигонометрии измеряют линии S_1, S_2, ... с высокой точностью светодальномером и горизонтальные углы β_1, β_2, ... точным теодолитом типа Т2 или Т5. Полигонометрию уравнивают либо строго по методу наименьших квадратов, либо приближенными способами, обычно применяют раздельное уравнивание углов и приращений координат;

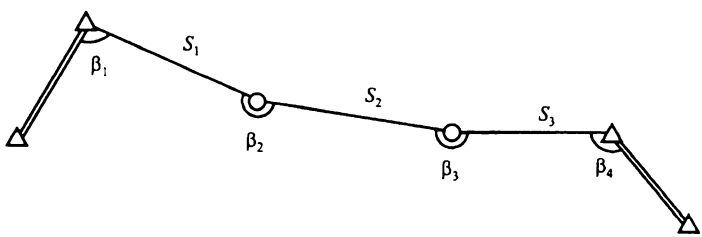


Рис. 8.3. Полигонометрия

— *космическая сеть.* В настоящее время находят применение спутниковые методы определения координат на базе глобальных навигационных спутниковых систем ГЛОНАСС (Россия) и GPS (США). GPS-приемники дают возможность определять координаты автономными методами. Спутниковые методы по сравнению с традиционными по точности определения пространственных координат удовлетворяют всем видам топографо-геодезических работ. Основные преимущества спутниковой технологии координатных определений перед традиционными: независимость от взаимной видимости между пунктами, от времени суток и года, всепогодность и высокоточность измерений, возможность одновременного определения плановых координат и высот, достижимость полной автоматизации полевых и камеральных работ. Космические сети предназначены для построения и поддержания на современном уровне геоцентрической и геодезической систем координат.

8.2. Государственные геодезические сети

Геодезические сети строятся по принципу от общего к частному. Это означает, что сначала развивается редкая, но очень точная сеть, которая затем сгущается бóльшим количеством пунктов, но полученных с меньшей точностью, и этот процесс сгущения повторяется многократно.

Геодезические сети предназначены для установления единой системы координат на территории всей страны.

Плановые геодезические сети делятся на государственные геодезические сети, местные сети сгущения и съемочные сети. Все вместе они составляют опорные геодезические сети. Кроме опорных сетей есть специальные сети, которые встречаются в инженерной геодезии. Государственная геодезическая сеть называется основной опорной сетью. К ней относятся также космические сети. Схема этих сетей приведена на рис. 8.4.

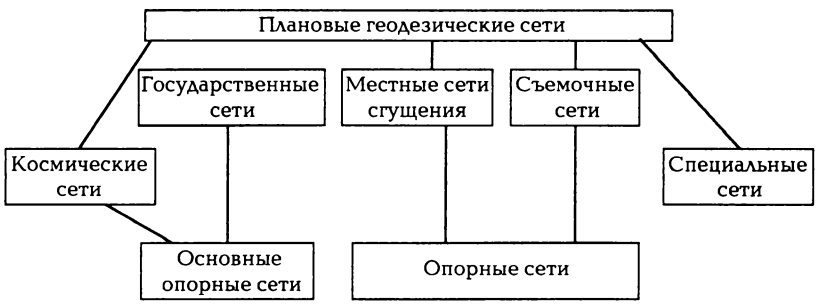


Рис. 8.4. Государственные геодезические сети

Государственная геодезическая сеть создавалась методами триангуляции, трилатерации, полигонометрии и их сочетаниями. По точности она делится на 1, 2, 3 и 4-й классы (для сравнения: в Румынии 5 классов триангуляции, в Польше — 3 класса). Государственная геодезическая сеть предназначена для установления единой системы координат и системы координат на всей территории страны.

Согласно принципу от общего к частному сначала на земной поверхности вдоль меридианов и параллелей строились ряды триангуляции 1-го класса. Стороны треугольников составляли порядка 20 км, а т. к. ряд содержал порядка 10 треугольников, то звено по протяженности составляло порядка 200 км, а по периметру — 800 км (рис. 8.5).

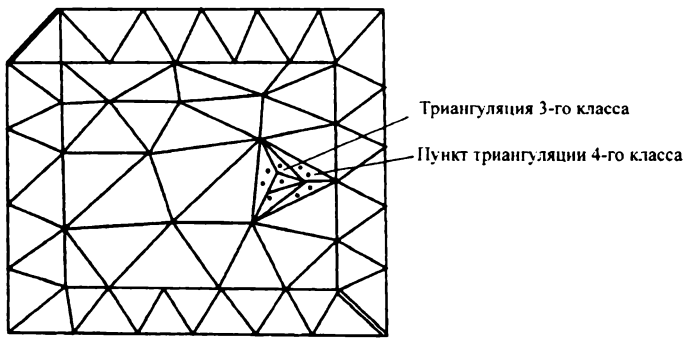


Рис. 8.5. Государственная геодезическая сеть

Внутри таких фигур образовывались огромные незанятые пространства. Их заполняли сплошной сетью треугольников. Это так называемая заполняющая сеть 2-го класса со сторонами треугольников 7 — 20 км. Триангуляции 1-го и 2-го классов сгущались триангуляцией 3-го класса со сторонами треугольников 5 — 8 км, и далее создавалась триангуляция 4-го класса со сторонами треугольников 2 — 5 км.

В 1976 г. были завершены измерения в триангуляциях 1-го и 2-го классов. Созданная сеть, включающая около 164 000 пунктов, получила название астрономо-геодезической сети. Она создавалась на протяжении более 50 лет. Еще в 1946 г. после уравнивания 87 ее полигонов была введена единая система геодезических координат с началом в Пулково, получившая в последствии название Система координат 1942 года «СК-42». В 1991 г. было проведено общее уравнивание астрономо-геодезической сети как свободной сети. Средние квадратические ошибки передачи координат на удаленные пункты от исходного пункта сети составляли 1 м по абсцис-

сам и ординатам, а средняя квадратическая ошибка взаимного положения смежных пунктов — 2 — 4 см.

К этому времени дополнительно были созданы независимые геодезические сети: космическая и доплеровская. Космическая геодезическая сеть построена по результатам наблюдений специально созданного ГЕОдезического Измерительного Комплекса — ГЕОИК (Россия). Эта космическая сеть содержит 26 постоянно действующих на территории страны пунктов. Доплеровская геодезическая сеть включает 131 пункт, координаты которых определены из доплеровских наблюдений спутниковой навигационной системы ТРАНЗИТ (США).

Совместное уравнивание астрономо-геодезической сети, космической и доплеровской сетей и последующее заключительное уравнивание астрономо-геодезической сети привело к новой высокоточной системе координат СК-95. Эта система координат имеет на порядок большую точность, чем СК-42, и в настоящее время повсеместно вытесняет ранее широко применявшуюся в практике геодезических работ систему координат СК-42.

Пункты триангуляции и полигонометрии 3 — 4-го классов (170 тысяч пунктов на территории России) является пунктами сгущения для съемочного обоснования, а также плановой основной при обновлении и составлении топографических карт. В настоящее время стоит задача перевода этих пунктов в систему координат СК-95.

Заключительное уравнивание астрономо-геодезической сети в 1996 г. завершило историю геодезических сетей, основанных на традиционных методах измерений.

Начинается новый этап развития геодезических сетей, базирующихся на спутниковых методах. В геодезической отрасли разработана Концепция перехода топографо-геодезического производства на автономные методы спутниковых координатных определений. Спутниковые технологии обеспечивают точность определения взаимного положения пунктов в 5 — 10 мм, а передача координат на большие расстояния осуществляется с относительной ошибкой 1:10 000 000 и выше.

С 2003 г. действуют «Основные положения о государственной геодезической сети Российской Федерации». Такая сеть уже создается и включает в себя геодезические построения различных классов точности:

- фундаментальную астрономо-геодезическую сеть (ФАГС);
- высокоточную геодезическую сеть (ВГС);
- спутниковую геодезическую сеть 1-го класса (СГС-1).

ФАГС состоит из постоянно действующих и периодически определяемых пунктов. Расстояния между смежными пунктами составляют 650 — 1000 км. Пространственное положение пунктов ФАГС определяется методами космической геодезии в геоцент-

рической системе координат со средней квадратической ошибкой 10 — 15 см; средняя квадратичная ошибка взаимного положения пунктов ФАГС должна быть не более 2 см в плане и 3 см по высоте.

ВГС, наряду с ФАГС, служит основой для развития геодезических построений последующих классов. ВГС представляет собой опирающееся на пункты ФАГС однородное по точности пространственное геодезическое построение, состоящее из системы пунктов, удаленных один от другого на 150 — 300 км. Пункты ВГС определяются относительными методами космической геодезии со средними квадратическими ошибками взаимного положения 3 мм + 5×10^{-8} D (где D — расстояние между пунктами) в плане и 5 мм + 7×10^{-8} D по высоте.

СГС-1 обеспечивает оптимальные условия для использования спутниковой аппаратуры в практике геодезических работ. СГС-1 представляет собой пространственное геодезическое построение, создаваемое по мере необходимости и состоящее их системы легко доступных пунктов с расстояниями между смежными пунктами около 25 — 35 км. Средние квадратические ошибки взаимного положения смежных пунктов составляют 3 мм + 1×10^{-7} D в плане и 5 мм + 2×10^{-7} D по высоте.

В эту систему построений вписываются также существующие сети триангуляции и полигонометрии 1, 2, 3 и 4-го классов.

8.3. Геодезические местные сети сгущения. Сети специального назначения

Геодезические местные сети сгущения. Такие сети являются дальнейшим развитием государственной геодезической сети. Они создаются в городах, на территории населенных пунктов, крупных промышленных предприятий. Традиционно сети сгущения делятся на аналитические и полигонометрические сети. Аналитические сети строятся в виде сплошной сети триангуляции (рис. 8.6) или ряда треугольников (см. рис. 8.1), а также в виде отдельных пунктов, полученных засечками (рис. 8.7 — прямая угловая засечка, рис. 8.8 — обратная угловая засечка).

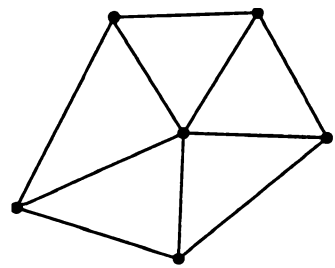


Рис. 8.6. Центральная система

Аналитические и полигонометрические сети подразделяются на два разряда. Точностные характеристики сетей сгущения представлены в табл. 8.1.

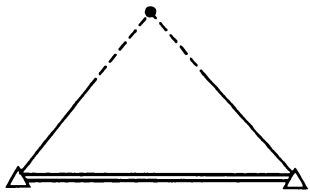


Рис. 8.7. Прямая угловая засечка

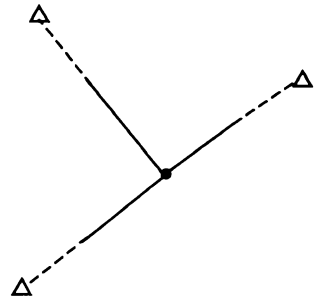


Рис. 8.8. Обратная угловая засечка

Таблица 8.1

Сети сгущения	Разряды	Точность измерения углов, "	Точность измерения сторон
Аналитические	1 2	5 10	1:20 000 1:10 000
Полигонометрические	1 2	5 10	1:10 000 1:5 000

Сеть 1-го разряда должна опираться на пункты государственной геодезической сети, сеть 2-го разряда может опираться еще и на пункты 1-го разряда.

В настоящее время при создании и реконструкции городских сетей применяют спутниковые технологии. В 2003 г. издано Руководство по созданию и реконструкции городских геодезических сетей с использованием спутниковых систем ГЛОНАСС и GPS. В нем дана классификация спутниковых городских геодезических сетей, освещены принципы построения городской геодезической сети с использованием спутниковых технологий, этапы создания и реконструкции городских геодезических сетей. Структурная схема спутниковых измерений включает следующие этапы:

- создание одного или нескольких исходных пунктов;
- спутниковые измерения на пунктах каркасной сети;
- спутниковые измерения на пунктах спутниковой городской геодезической сети 1-го класса, в том числе на существующих пунктах ранее созданной городской геодезической сети для связи с традиционной сетью;
- обработка результатов измерений совместно с ранее выполненными плановыми и высотными сетями.

В ближайшие годы в интересах проведения земельной реформы в России предстоит развить опорную межевую сеть.

Сети специального назначения. Геодезические сети специального назначения создаются в тех случаях, когда дальнейшее сгущение пунктов государственной сети не целесообразно или когда требуется особо высокая точность геодезической сети.

Сети специального назначения создаются в единых государственных системах координат или в установленном порядке в местных системах координат.

Сети специального назначения разнообразны. При изысканиях линейных сооружений прокладывают магистральные ходы (см. п. 12.1), при строительстве промышленных и гражданских сооружений разбивают строительную сетку (см. п. 11.2), при строительстве мостов используют мостовую триангуляцию (см. п. 14.2), при строительстве тоннелей создают тоннельную полигонометрию (см. п. 14.6), на железнодорожных станциях и перегонах строят реперные сети (см. п. 13.6).

Точность геодезических построений для строительства уникальных и сложных объектов и монтажа технологического оборудования определяют расчетами на основании СП и других нормативно-технических документов.

Закрепление пунктов плановых геодезических сетей. Каждый пункт триангуляции, трилатерации и полигонометрии закрепляется центром, закладываемым в землю. Для разных физико-географических условий рекомендуются разные конструкции центров.

Центр пункта государственной геодезической сети 1—4-го классов для районов сезонного промерзания грунта состоит из железобетонного пилона (рис. 8.9, *а*) сечением 16×16 см (или заполненной бетоном трубы диаметром 14—16 см) и скрепленного с ним цементным раствором якоря диаметром 50 см и высотой 20 см. Центр закладывают методом бурения. Основание центра должно находится на 50 см ниже границы наибольшего промерзания грунта. Наверху пилона крепится чугунная марка, на верхней круглой поверхности которой отмечен точечный выступ — к нему относят координаты пункта. Над маркой слоем 10—15 см насыпают грунт, чтобы предохранить центр от посторонних лиц.

Для отыскания центра пункта в 1,5 м от него устанавливают опознавательный знак — железобетонный столб с укрепленной на нем металлической охранной плитой (рис. 8.9, *б*), обращенной в сторону центра.

Для других географических условий центры имеют иную конфигурацию. С ними можно ознакомиться в Инструкции о построении государственных геодезических сетей.

Для измерения углов над каждым центром триангуляции строят деревянные или металлические наружные знаки — пирамиды и сигналы. Пирамиды — сравнительно простое сооружение высотою от 5 до 10 м, ставятся в открытой местности (рис. 8.10, *а*). При измерении горизонтальных углов теодолит устанавливают на земле и центрируют над маркой центра пункта, а наблюдение производят на визирный цилиндр, которым заканчивается пирамида, установленная на смежном пункте.

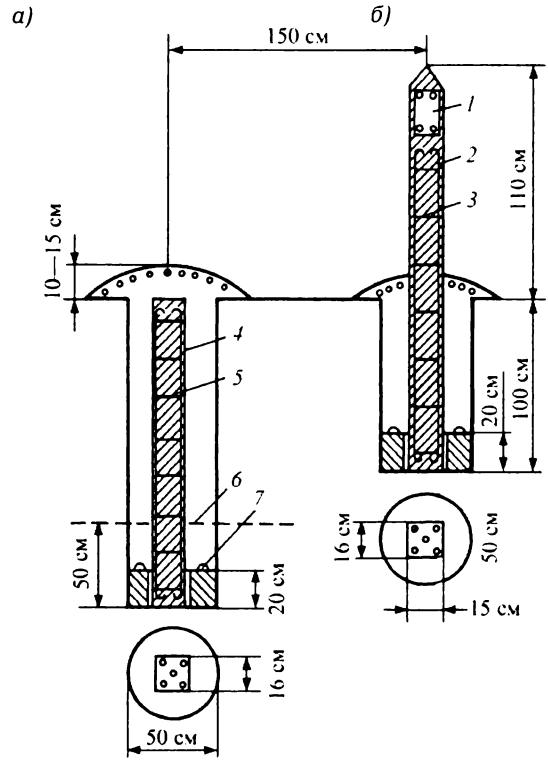


Рис. 8.9. Центр геодезического пункта (а) и опознавательный знак (б): 1 — охранная плита; 2, 3, 4,5 — арматура; 6 — граница промерзания грунта; 7 — стальные скобы

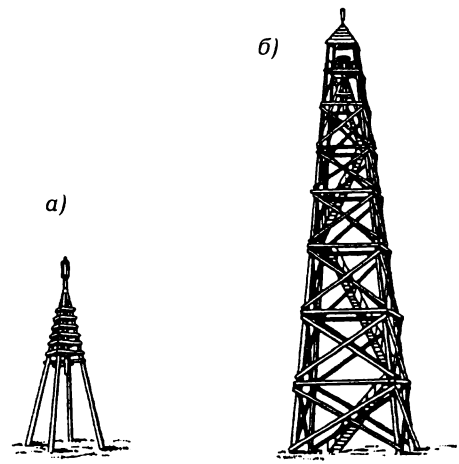


Рис. 8.10. Геодезические знаки: а — пирамида; б — сигнал

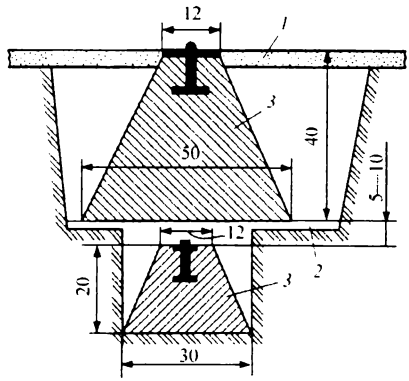


Рис. 8.11. Центр пункта сетей сгущения первого и второго разрядов: 1 — асфальт или очищенная от дерна поверхность земли; 2 — слой цементного раствора 3 см; 3 — бетонные монолиты (четырехгранные усеченные призмы)

Сигналы имеют сложное строение и устанавливаются в закрытой местности (рис. 8.10, *б*). Наблюдение сигналов ведут со специальной площадки, расположенной высоко над землей.

Центр пункта сетей сгущения 1-го и 2-го разрядов показан на рис. 8.11. Он представляет собой два бетонных монолита, устанавливаемых один над другим и имеющих в верхних плоскостях марки, фиксирующие положения центра.

8.4. Нивелирные сети. Марки и реперы

Нивелирные сети. Высотные геодезические сети подразделяются на государственные, местные сети сгущения и съемочные. Государственная геодезическая высотная сеть создается методом геометрического нивелирования и по точности делится на I, II, III и IV классы. При этом она разделяется на главную высотную основу (нивелирование I и II классов) и заполняющие сети III и IV классов.

Нивелирная сеть I класса образует полигоны периметром в обжитых районах 1200 км, в малообжитых районах 2000 км. Нивелирные сети II класса создают в виде полигонов с периметром в обжитых районах 400 км, в малообжитых районах 1000 км. Нивелирная сеть II класса опирается на реперы I класса. Линии нивелирования I и II классов прокладывают преимущественно вдоль шоссейных и железных дорог.

Нивелирные сети III и IV классов прокладывают внутри полигонов высших классов как отдельными линиями, так и в виде системы линий.

В табл. 8.2 приведены точностные характеристики государственной нивелирной сети.

Таблица 8.2

Класс нивелирования	Предельная средняя квадратическая ошибка, мм / км		Допустимые невязки в полигонах и ходах, мм
	случайная	систематическая	
I	0,8	0,8	$3\sqrt{L}$
II	2,0	0,20	$5\sqrt{L}$
III	5,0		$10\sqrt{L}$
IV	10,0		$20\sqrt{L}$

(*L — длина хода или периметр полигона в километрах*)

Первые работы по геометрическому нивелированию в России были начаты в 1873 г. В настоящее время густая сеть нивелирных ходов покрывает всю территорию России. В 1977 г. вся нивелирная сеть уравнена, и введена Балтийская система высот.

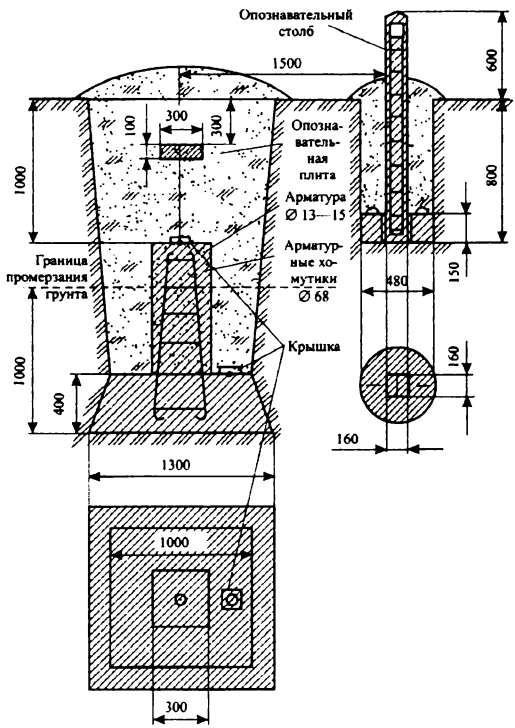


Рис. 8.12. Фундаментальный репер для районов с сезонным промерзанием грунтов

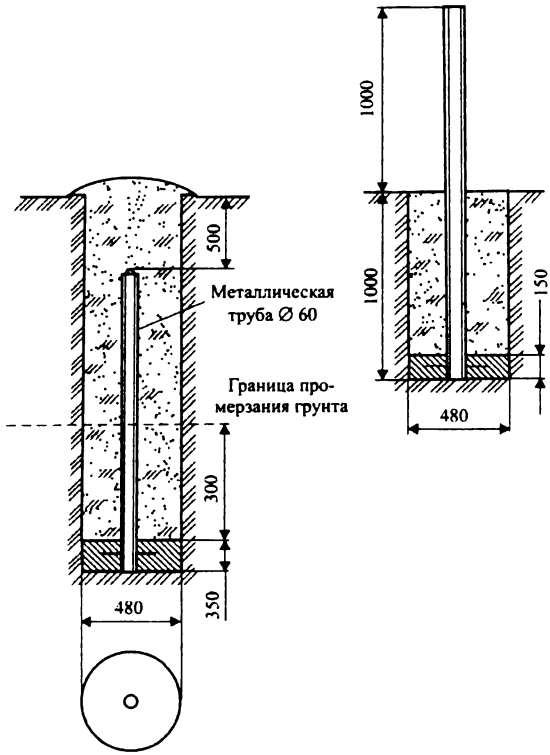


Рис. 8.13. Грунтовый репер

В рамках Концепции перехода топографо-геодезического производства на автономные методы спутниковых определений разрабатывается метод спутникого нивелирования, как альтернативного методу геометрического нивелирования определения нормальных высот, а также совместного использования ГЛОНАСС / GPS — измерений и нивелирных измерений I и II классов для более точного определения единой системы высот на всю территорию России.

Высотные местные сети сгущения создаются в виде отдельных ходов или систем ходов для целей топографической съемки и решения инженерно-геодезических задач при выполнении высотных геодезических разбивочных работ и при определении осадок и деформаций инженерных сооружений.

Реперы и марки. Пункты высотных сетей закрепляются на местности реперами и марками. Конструкции этих знаков зависят от условий местности и регламентируются инструкциями по нивелированию.

Реперы государственной нивелирной сети подразделяются на вековые, фундаментальные, грунтовые, скальные, стенные и вре-

менные. Вековые реперы отличаются повышенной устойчивостью и сохранностью. Они позволяют изучать современные вертикальные движения земной коры и колебания уровней морей и океанов. Вековыми реперами закрепляют места пересечений линий нивелирования I класса.

Фундаментальные реперы (рис. 8.12) тоже закладывают в скальные породы или в грунт. Они обеспечивают сохранность высотной основы на длительное время. Их закладывают на линиях нивелирования I и II классов не реже, чем через 60 км.

Грунтовые (рис. 8.13), скальные и стенные (рис. 8.14) реперы используются для закрепления нивелирный сетей I, II, III и IV классов. Стенные реперы отливаются из чугуна и закладываются на цементном растворе в фундаменты каменных зданий, а также в отвесные стенки выходов скальных пород.

Временные реперы служат высотной основой при топографических съемках. Временные реперы включают в линии нивелирования II, III и IV классов.

Для закрепления высотных пунктов еще используют стенные марки (рис. 8.15). Они, как и стенные реперы, закладываются в стены зданий. Основное их различие состоит в том, что стенной репер имеет выступ, на который устанавливают рейку, а стенная марка содержит в диске отверстие, в которое вставляют иглу для того, чтобы на нее подвесить специальную рейку.

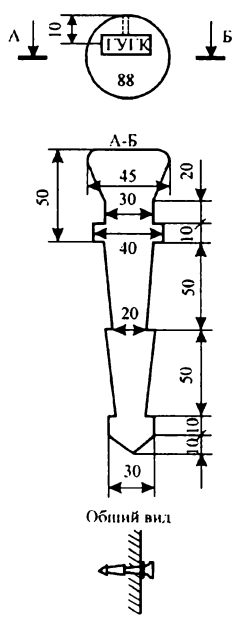


Рис. 8.14. Стенной репер

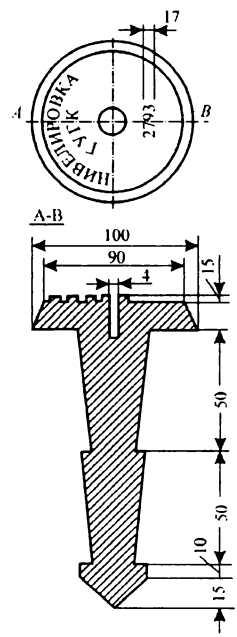


Рис. 8.15. Стенная марка

8.5. Съемочные геодезические сети

8.5.1. Виды съемочного геодезического обоснования

Съемочное обоснование развивается для сгущения геодезической сети до густоты, необходимой для производства топографической съемки в заданном масштабе и для создания геодезической основы при решении инженерно-геодезических задач.

Съемочное геодезическое обоснование подразделяется на плановое и высотное и развивается раздельно или совместно.

Плановое съемочное обоснование развивается на основе пунктов государственной геодезической сети и местных сетей сгущения. При съемке незначительных участков допускается развитие съемочного обоснования в местной системе координат.

Плановое съемочное обоснование развивают методами полигонометрии и триангуляции. К ходам, развиваемым методом полигонометрии, относятся *теодолитные ходы*. Если при этом еще определяют высоты пунктов тригонометрическим методом, то такие ходы называют *тахеометрическими*. Съемочное обоснование, развиваемое методом триангуляции, называют аналитическими сетями.

Пункты планового съемочного обоснования закрепляют на местности временными знаками — деревянными кольями, столбами, металлическими трубами. Временный характер закрепления пунктов связан с тем, что эти пункты нужны только на момент съемки.

Выбор метода создания съемочного обоснования определяется характером местности. В открытых всхолмленных малозастроенных районах обычно развивают аналитические сети; в равнинных заселенных, застроенных районах — теодолитные ходы.

Съемочные высотные сети создаются в виде отдельных ходов или системы ходов между пунктами государственной нивелирной сети. Высотная съемочная сеть создается методом технического нивелирования, реже методом тригонометрического нивелирования. Ходы технического нивелирования привязывают к маркам и реперам.

8.5.2. Теодолитные ходы

Теодолитный ход является основным видом съемочного обоснования. Обычно прокладывают разомкнутый (рис. 8.16, *а*) или замкнутый (рис. 8.16,б) теодолитный ход. Несколько пересекающихся ходов образуют систему теодолитных ходов (рис. 8.16, *в*).

В теодолитном ходе измеряют линии S_1, S_2, ... мерной лентой или светодальномером и горизонтальные углы β_1, β_2, ... теодолитом

технической точности (см. рис. 8.16, *а*). В теодолитном ходе можно определять еще высоты пунктов методом геометрического нивелирования.

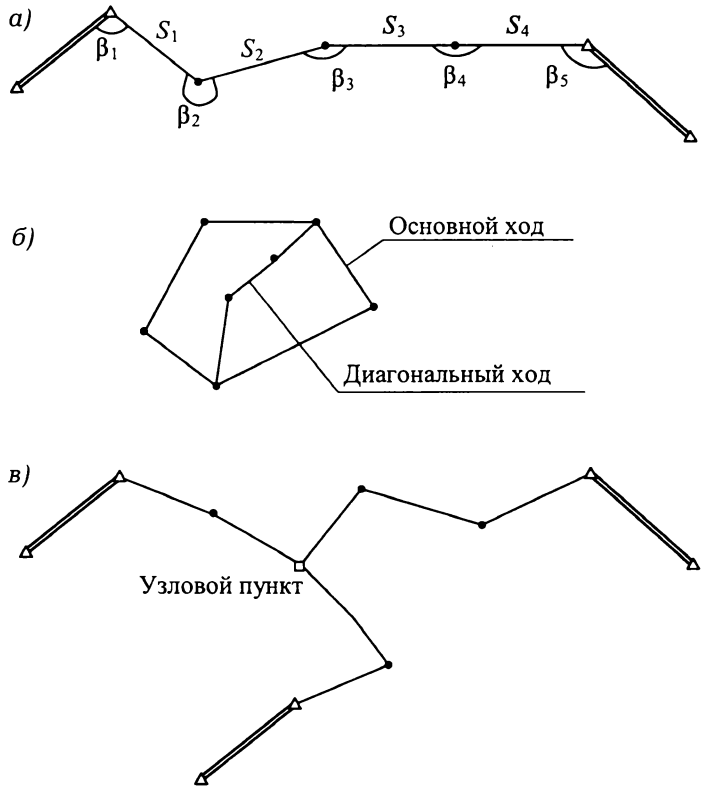


Рис. 8.16. Формы теодолитных ходов
а — разомкнутый теодолитный ход; б — замкнутый теодолитный ход; в — система теодолитных ходов с одним узловым пунктом

В зависимости от точности теодолитные ходы делятся на два разряда: 1-й разряд с точностью измерения линий 1:2000; 2-й разряд с точностью измерения линий 1:1000. В обычных условиях прокладывают теодолитные ходы 1-го разряда, в лесу по просекам и в поле по высокой траве удается проложить теодолитные ходы только 2-го разряда. В некоторых случаях (на асфальте) прокладывают теодолитные ходы повышенной точности, линии в которых измеряют с относительной ошибкой 1:3000.

Теодолитные ходы создают как свободные сети (см. рис. 8.16, б) или их привязывают к исходным пунктам (см. рис. 8.16, *а* и *в*). Привязка может быть осуществлена различными способами. Почти всегда это можно сделать непосредственно путем измерения при-

мычного угла. На рис. 8.16, *а* горизонтальные углы β_1 и β_2 — примычные.

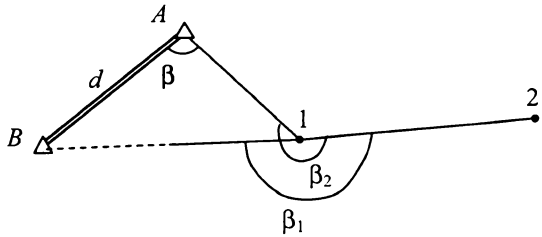


Рис. 8.17. Косвенная привязка теодолитного хода

Когда постановка теодолита в районе примычного угла по каким-либо причинам невозможна, привязка осуществляется косвенно. Один из способов представлен на рис. 8.17. Пусть имеется возможность измерить линию *А — 1* и горизонтальные углы β_1 и β_2 на пункте *1*. Из решения треугольника по теореме синусов находим вспомогательный угол γ по формуле

$$\sin\gamma = \frac{S}{d}\sin(\beta_2 - \beta_1);$$

тогда примычный угол β находим по формуле

$$\beta = 180° - [(\beta_2 - \beta_1) + \gamma].$$

8.5.3. Полевые и камеральные работы при проложении теодолитного хода

Проложение теодолитного хода на местности. Процесс теодолитного хода включает полевые и камеральные работы. Полевые работы состоят из рекогносцировки местности и измерения горизонтальных углов и линий.

Рекогносцировка местности. Это ознакомление с местностью в целях правильного проложения теодолитного хода. При рекогносцировке закрепляют на местности пункты теодолитного хода. Положение пунктов выбирают так, чтобы они наилучшим образом могли быть использованы при съемке местности. Пункты удобно выбирать на возвышенных открытых местах.

Стороны теодолитного хода должны быть удобны для измерения, пролегать по дороге, меже, просеке. Они должны иметь небольшие углы наклона. Длины сторон теодолитного хода должны быть в пределах 100 — 200 м. Максимальная длина всего теодолитного хода не должна превышать 2,5 км при съемке в масштабах 1:1000 и 1:2000. Длины сторон следует выбирать по возможности одинаковыми.

Выбранные пункты теодолитного хода на местности закрепляют колышками длиной 20 см, шириной 3 см, которые забивают по

возможности вровень с землей. Чтобы пункты теодолитного хода легче было отыскать во время работы, их следует окопать. Окопка оформляется в виде некоторой геометрической фигуры: треугольника, квадрата, окружности.

Измерение горизонтальных углов. В теодолитном ходе измеряют справа по ходу лежащие горизонтальные углы теодолитом технической точности типа Т30 одним полным приемом с перестановкой лимба между полуприемами на $2-3^{\circ}$. Расхождение в углах между полуприемами должно быть не более 1′. При измерении горизонтального угла теодолит центрируют над вершиной угла с помощью нитяного или оптического отвеса с точностью 2 — 3 мм. С такой же точностью на заднем и переднем пунктах в створе линии устанавливают вехи. При измерении горизонтального угла центр сетки нитей следует наводить на низ вехи.

Измерение длин линий. В теодолитном ходе линии измеряют мерной лентой дважды в прямом и обратном направлениях с точностью 1:2000, т. е. с ошибкой не более 5 см на каждые 100 м длины линии. Для линий короче 50 м абсолютное расхождение двойных измерений не должно превышать 0,03 м. Перед измерением линии на ее концах устанавливают вехи. При больших длинах линий вехи еще устанавливают в створе линии внутри нее через каждые 100 — 150 м. Вешение линий производят на глаз на себя. Для того чтобы в измеренное значение линии ввести поправки, во время измерения необходимо определять температуру воздуха термометром с точностью 1 °С. Если измерения производят на наклонном участке, то следует теодолитом измерить угол наклона местности.

Допускается измерение линий 20- и 50-метровыми металлическими рулетками с точностью 1:2000.

Длины линий в теодолитных ходах измеряют также светодальномерами типа СТ-5 или СП-2. Измерения производят в одном направлении на однопризменный отражатель. Светодальномер и отражатель центрируют над пунктами, образующими сторону теодолитного хода. Длину линии измеряют одним приемом, который включает одно наведение на отражатель. Линия измеряется в двух режимах: «грубо» и «точно». Результат выдается на цифровое табло. В режиме «грубо» на табло высвечивается длина в сантиметрах, в режиме «точно» регистрируется измерение в пределах 10 м с точностью до 1 мм. Один прием включает 2 отсчета в режиме «грубо» и 3 отсчета в режиме «точно». С учетом данных от двух режимов получают измеренное наклонное расстояние $S_{изм}$. Окончательное значение наклонного расстояния вычисляют по формуле:

$$S_{нак} = S_{изм} + S_{изм} \times 10^{-5}(K_{П} + K_{f}),$$

где $K_{П}$ — поправочный коэффициент, учитывающий изменение показателя преломления атмосферы при изменении температуры

и давления окружающей среды, K_f — поправочный коэффициент, учитывающий температурные изменения частоты излучения.

Для измерения линий в теодолитном ходе можно также использовать электронные тахеометры как отечественные, так и зарубежные.

Математическая обработка результатов измерений в теодолитном ходе между исходными пунктами и сторонами. Уравнивание теодолитных ходов обычно выполняют нестрогим, раздельным способом: отдельно выполняют уравнивание горизонтальных углов и приращений координат.

Уравнивание горизонтальных углов. Сначала вычерчивают схему теодолитного хода (рис. 8.18), на которой показывают исходные и определяемые пункты, измеренные горизонтальные углы и линии.

Задача уравнивания теодолитного хода состоит в вычислении координат определяемых пунктов *1*, *2*,..., (n — 2) по известным координатам исходных пунктов *A*, *B*, *C*, *D* и измеренным горизонтальным углам β_i и горизонтальным проложениям S_i.

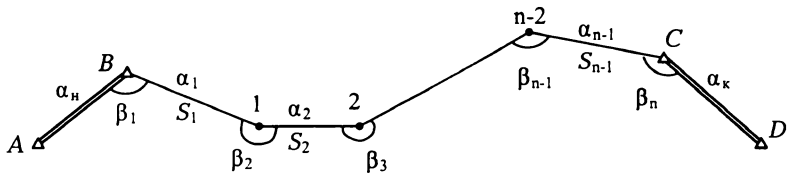


Рис. 8.18. Схема теодолитного хода

Из решения обратной геодезической задачи получают дирекционные углы исходных направлений: $\alpha_н$ и $\alpha_к$. Затем вычисляют дирекционные углы сторон хода: α_1, α_2, ..., α_{n-1}. Формулу вычисления дирекционных углов находим из рис. 8.19. Из него следует, что дирекционный угол последующего направления α_{i+1} равен известному дирекционному углу α_i предыдущего направления плюс вспомогательный угол ε, т. е. $\alpha_{i+1} = \alpha_i + \varepsilon$.

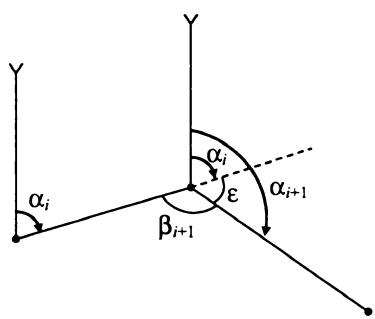


Рис. 8.19. Вычисление дирекционных углов сторон теодолитного хода

Если измерены правые по ходу лежащие углы, то

$$\varepsilon = 180° - \beta_{i+1},$$

тогда

$$\alpha_{i+1} = \alpha_i + 180° - \beta_{i+1}.$$

Эта формула позволяет рассчитать теоретическую сумму углов $(\Sigma_\beta)_T$ в разомкнутом теодолитном ходе. Будем считать, что нам известны точные значения правых по ходу углов. В этом предположении рассчитаем дирекционные углы сторон разомкнутого теодолитного хода (см. рис. 8.18):

$$\alpha_1 = \alpha_н + 180° - \beta_1;$$

$$\alpha_2 = \alpha_1 + 180° - \beta_2;$$

.....

$$\alpha_{n-1} = \alpha_{n-2} + 180° - \beta_{n-1};$$

$$\alpha_k = \alpha_{n-1} + 180° - \beta_n.$$

Суммируем левые и правые части этих равенств и после сокращения получим:

$$\alpha_k = \alpha_н + 180° \times n - (\Sigma_\beta)_T.$$

На практике теоретические значения углов не известны, но заданы начальный $\alpha_н$ и конечный $\alpha_к$ дирекционные углы, поэтому

$$(\Sigma_\beta)_T = \alpha_н - \alpha_к + 180° \times n,$$

где n — число углов, считая примычные.

Замкнутый теодолитный ход — это многоугольник. Для этого случая

$$(\Sigma_\beta)_T = 180°(n - 2).$$

Так как каждый горизонтальный угол измерен с некоторой ошибкой, то сумма измеренных углов, называемая практической суммой и обозначаемая как $(\Sigma_\beta)_{пр}$, содержит также некоторую ошибку и не совпадает с теоретической суммой углов.

Возникает угловая невязка:

$$f_\beta = (\Sigma_\beta)_{пр} - (\Sigma_\beta)_T.$$

Допустимая невязка:

$$f_{\beta_{доп}} = 1\sqrt{n}.$$

Если $f_\beta \le f_{\beta_{доп}}$, то невязку распределяют на все углы поровну с обратным знаком, т. е. вычисляют поправки по формуле

$$V_\beta = -\frac{f_\beta}{n}$$

с контролем $\Sigma V = -f_\beta$.

Исправляют каждый угол поправкой по формуле

$$\beta_{испр} = \beta_{изм} + V_\beta$$

с контролем $(\Sigma_\beta)_{испр} = (\Sigma_\beta)_T$.

По исправленным углам вычисляют дирекционные углы сторон теодолитного хода с контролем: вычисленное значение дирекционного угла конечной исходной стороны α_{C-D} должно быть равно заданному значению $\alpha_к$. Для замкнутого теодолитного хода конечный дирекционный угол должен совпадать с начальным.

Уравнивание приращений координат и вычисление координат пунктов теодолитного хода. По полученным значениям дирекционных углов α и горизонтальным проложениям S сторон теодолитного хода вычисляют приращения координат:

$$\Delta x = S \times \cos\alpha;$$

$$\Delta y = S \times \sin\alpha$$

с точностью до 0,01 м.

Теоретические суммы приращений координат вычисляют как разности координат конечного и начального пунктов хода (рис. 8.20):

$$(\Sigma\Delta x)_T = x_к - x_н;$$

$$(\Sigma\Delta y)_T = y_к - y_н.$$

Для замкнутого теодолитного хода конечный пункт совпадает с начальным, тогда $(\Sigma\Delta x)_T = 0$ и $(\Sigma\Delta y)_T = 0$.

Так как вычисленные горизонтальные проложения, как и функции измеренных длин линий, имеют ошибки, то и суммы вычисленных приращений координат $(\Sigma\Delta x)_{пр}$ и $(\Sigma\Delta y)_{пр}$ отличаются от теоретических значений (см. рис. 8.20). Возникают невязки по осям координат:

$$f_x = (\Sigma\Delta x)_{пр} - (\Sigma\Delta x)_T;$$

$$f_x = (\Sigma\Delta y)_{пр} - (\Sigma\Delta y)_T.$$

Для замкнутого теодолитного хода невязки по осям координат численно равны соответствующим практическим суммам приращений координат.

Геометрическая интерпретация линейных невязок f_x и f_y представлена на рис. 8.20, где пунктиром показан теодолитный ход с ошибочным положением пунктов, координаты которых вычислены по неуравненным приращениям координат. Линия $K–K'$ представляет собой абсолютную линейную невязку хода $f_{абс}$. Она показывает

отклонение положения конечного пункта хода относительно того, какое он должен занимать в соответствии с исходными координатами. Абсолютную линейную невязку вычисляют по формуле:

$$f_{абс} = \sqrt{f_x^2 + f_y^2}\ .$$

Так как величина $f_{абс}$ зависит от длины хода, то по ней нельзя судить о точности выполненых измерений. Поэтому вычисляют относительную невязку хода

$$f_{отн} = \frac{1}{\Sigma S : f_{абс}} = \frac{1}{N},$$

то есть $f_{отн}$ представляют дробью с единицей в числителе. Здесь ΣS — длина теодолитного хода.

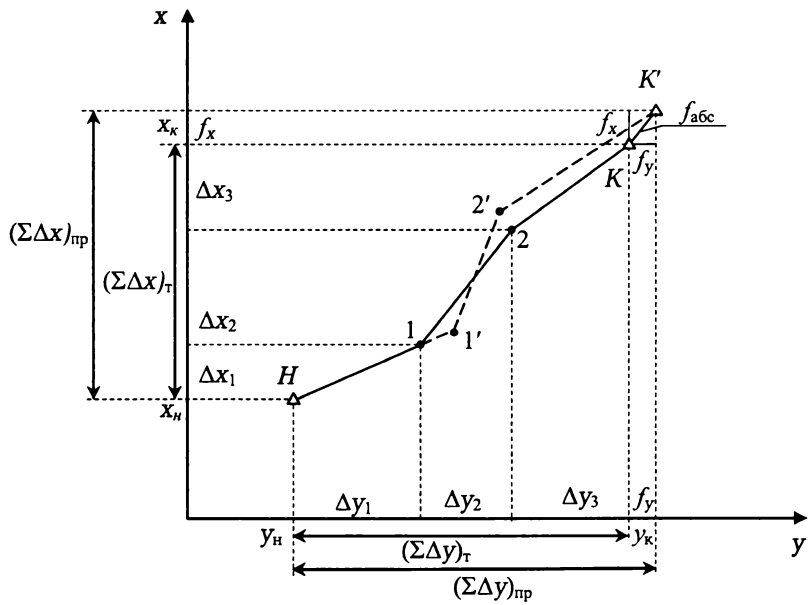


Рис. 8.20. Геометрическая интерпретация линейных невязок теодолитного хода

Поскольку теодолитные ходы прокладывают с точностью не более $\frac{1}{2000}$, вычисленная относительная невязка должна быть в пределах этого требования, т. е.

$$f_{отн} = \frac{1}{N} \le \frac{1}{2000}\ .$$

В противном случае нужно проверить вычисления и искать ошибки в полевых измерениях.

При коротких длинах теодолитных ходов оценка точности ведется по абсолютным линейным невязкам. Допускаются следующие значения абсолютных невязок: при съемке в масштабах 1:5000 и 1:2000 (в ходах до 250 м)

$f_{абс} \le 0{,}25$м;

1:1000 (в ходах до 150 м)

$f_{абс} \le 0{,}15$ м;

1:500 (в ходах до 150 м)

$f_{абс} \le 0{,}10$ м.

Если абсолютная линейная невязка меньше допустимого значения, то приступают к уравниванию приращений координат упрощенным способом: раздельно по оси x и оси y. При этом исходят из того, что линейная ошибка приращений координат в общем случае тем больше, чем больше длина линии хода, по которой это приращение получено. Поэтому линейные невязки f_x и f_y распределяют с обратным знаком на вычисленные приращения координат пропорционально длинам линий теодолитного хода, т. е. вычисляют поправки по формулам:

$$V_{\Delta x} = -\frac{f_x}{\Sigma S} S;$$

$$V_{\Delta y} = -\frac{f_y}{\Sigma S} S$$

с контролем: $\Sigma V_{\Delta x} = -f_x$, $\Sigma V_{\Delta y} = -f_y$.

Уравненные значения приращений координат получают как алгебраическую сумму вычисленных приращений координат и поправок:

$$\Delta x_{испр} = \Delta x + V_{\Delta x};$$

$$\Delta y_{испр} = \Delta y + V_{\Delta y}$$

с контролем: $(\Sigma \Delta x)_{испр} = (\Sigma \Delta x)_T$, $(\Sigma \Delta y)_{испр} = (\Sigma \Delta y)_T$.

Для замкнутого полигона: $(\Sigma \Delta x)_{испр} = 0$, $(\Sigma \Delta y)_{испр} = 0$.

По уравненным приращениям координат и формулам прямой геодезической задачи последовательно вычисляют координаты пунктов теодолитного хода с точностью до 0,01 м:

$$x_{i+1} = x_i + \Delta x_{испр\, i,i+1};$$

$$y_{i+1} = y_i + \Delta y_{испр\, i,i+1};$$

где i — номер пункта теодолитного хода. Контроль: вычисленные координаты конечного пункта должны быть равны заданным значениям. В замкнутом ходе: вычисленные координаты конечного пункта должны быть равны координатам начального пункта.

8.5.4. Обработка материалов теодолитного хода в программном комплексе CREDO

Компьютеры широко применяются при обработке геодезических измерений. При этом используют различные системы математического обеспечения, в том числе программный комплекс CREDO (более подробно о нем см. п. 9.5).

Геодезические модули CREDO позволяют решать основные задачи геодезии, связанные с созданием, уравниванием и реконструкцией геодезических сетей, а также с возможностью полноценного сбора топографо-геодезической информации. В системе CREDO_DAT выполняется, в частности, обработка материалов теодолитного хода. При этом сбор топографо-геодезической информации допускается осуществлять как традиционными приборами (теодолитами, нивелирами, рулетками) с записью в журнал, так и электронными тахеометрами и спутниковыми системами.

Компания CREDO_DIALOGUE предоставила новую систему CREDO_DAT v. 3,1, предназначенную для автоматизации камеральной обработки данных.

Камеральная обработка теодолитного хода в системе CREDO_DAT включает следующие основные этапы:

1) импорт файла измерений;
2) уравнивание теодолитного хода;
3) экспорт результатов обработки в другие системы CREDO.

Но сначала надо создать директорию для хранения всех данных и произвести настройку рабочей среды с указанием меры углов, линий и другой информации.

Обработка измерений по теодолитному ходу начинается с введения исходных данных: координат пунктов и дирекционных углов. Затем вводятся измеренные велечины: данные журнала измерения горизонтальных углов и длин сторон. Далее выполняется предобработка. В итоге на мониторе появится изображение контура введенного теодолитного хода, которое следует сравнить с исходной схемой (автоматизацию этих действий см. в п. 9.5).

Система CREDO_DAT имеет возможность обрабатывать различные варианты теодолитных ходов, в частности ходы с координатной привязкой, т. е. ходы без азимутальной привязки на исходных пунктах.

Затем система приступает к процессу уравнивания теодолитного хода. В CREDO_DAT v. 3.1 введена возможность отклонения

режима строгого уравнивания — для теодолитного хода вполне приемлем приближенный способ уравнивания. При этом имитируется обычный, «ручной» расчет дирекционных углов, раздельное уравнивание углов и приращений координат.

Уравнивание заканчивается просмотром сформированных в процессе уравнивания ведомостей с целью контроля всех вычислительных действий по угловым и линейным невязкам.

В CREDO_DAT предусмотрен экспорт результатов обработки в другие системы CREDO.

Глава 9

СЪЕМОЧНЫЕ ГЕОДЕЗИЧЕСКИЕ РАБОТЫ

9.1. Виды съемок

Съемкой называют совокупность действий, выполняемых на местности и в помещении (камерально) для получения на плоскости (на листе бумаги) изображения точек местности. В результате съемки местности получают контурный или топографический план.

Съемка выполняется в крупных масштабах: 1:5000, 1:2000, 1:1000 и 1:500 — с пунктов съемочного обоснования. Площадь съемок не должна превышать: для масштаба 1:5000 — 20 км^2, для масштаба 1: 2000 и крупнее — 10 км^2.

Топографический план может быть представлен в графическом виде или в виде цифровой модели местности. Построение цифровых моделей осуществляют с использованием компьютера. На топографических планах изображаются все объекты и контуры местности, а также элементы рельефа.

Для решения инженерно-геодезических задач создаются специализированные топографические планы. На них особенно подробно показываются специальные элементы, например, путь и путевое хозяйство при съемке железнодорожных станций.

Выбор высоты сечения рельефа на топографических планах осуществляется в соответствии с данными табл. 9.1.

Ошибки съемки рельефа не должны превышать 1/4 — 1/3 высоты сечения рельефа. При съемке рельефа на лесных участка местности допуски увеличиваются в 1,5 раза.

Таблица 9.1

Рельеф	Высота сечения рельефа, м, для масштаба съемки			
	1:5000	1:2000	1:1000	1:500
Равнинный с углами наклона до 2°	0.5; 1,0	0,5; 1,0	0,25; 0,5	0,25; 0,5
Всхолмленный с угламп наклона до 4°	1,0; 2,0	0,5; 1,0	0,5	0,5
Пересеченный с углами наклона до 6°	2,0; 5,0	1,0; 2,0	0,5; 1,0	0,5
Горный и предгорный	2,0; 5,0	2,0	1,0	1,0

Ошибки в положении на плане объектов и контуров местности с четкими очертаниями не должны превышать 0,5 мм. Ошибки во взаимном положении на плане капитальных сооружений не должны превышать 0,4 мм.

В настоящее время на практике используются следующие виды съемок:

- теодолитная;
- тахеометрическая;
- фотограмметрическая;
- космическая;
- рельефа местности.

9.2. Теодолитная съемка

Сущность теодолитной съемки. Теодолитная съемка применяется для создания контурного или ситуационного плана небольших участков местности в крупных масштабах от 1:500 до 1:5 000. Теодолитную съемку производят с помощью теодолита и мерной ленты, а также используют рулетку, оптические и светодальномеры, экер.

Съемка местности выполняется с пунктов съемочного обоснования, в основном с пунктов теодолитного хода.

Теодолитная съемка используется при съемке железнодорожных станций, застроенных территорий, подземных коммуникаций.

Полевые работы. Теодолитная съемка включает два вида работ: полевые и камеральные. Полевые работы — это проложение теодолитных ходов и съемка ситуации. При проложении теодолитных ходов производят рекогносцировку, т. е. ознакомление с местностью для правильного закрепления пунктов ходов, а также измерения горизонтальных углов теодолитом типа Т30 и длин линий мерной лентой.

При теодолитной съемке применяют следующие способы съемки ситуации: прямоугольных координат, полярных координат, угловых засечек, линейных засечек, створов, обхода. Выбор способа съемки зависит от вида снимаемого объекта, от условий местности. Результаты съемки заносят в абрис.

Абрис — это схематический чертеж, на котором показаны снимаемые контуры и местные предметы, проставлены все выполненные промеры и подписаны угодья.

Способ прямоугольных координат. Используется при съемке контуров, расположенных вблизи линии теодолитного хода. Абрис съемки забора дачного участка способом прямоугольных координат показан на рис. 9.1. От пункта *1* теодолитного хода откладывают последовательно по линии *1—2* ленту и доходят до основания пер-

пендикуляра к углу здания. Перпендикуляр восстанавливают с помощью эккера или на глаз. Производят отсчет по ленте у основания перпендикуляра.

Расстояние по перпендикуляру от его основания до угла забора дачного участка измеряют рулеткой один раз с точностью до 1 см. Далее процесс съемки продолжают в той же последовательности.

С увеличением длины перпендикуляра возрастает ошибка определения снимаемой контурной точки. Поэтому перпендикуляров не должно быть больше, приведенной в табл. 9.2. Для контроля производят обмер периметра забора дачного участка рулеткой.

Таблица 9.2

Масштаб съемки	Длина перпендикуляра, м	
	глазомерная установка	установка эккером
1:2000	8	60
1:1000	6	40
1:500	4	20

Способ полярных координат. Применяется при съемке открытых контуров и характерных предметов местности. Теодолит устанавливают в пункте *2*, который принимают за полюс (см. рис. 9.1).

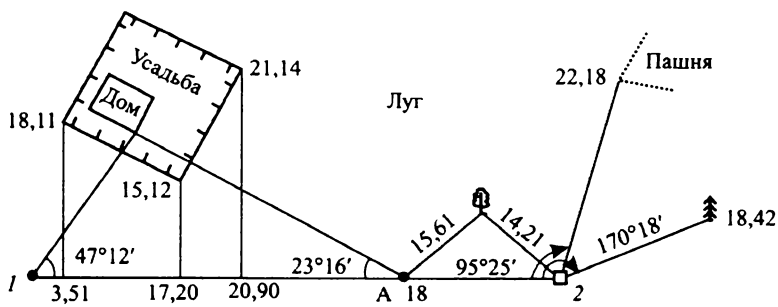


Рис. 9.1. Способы прямоугольных координат, полярных координат, линейных засечек

Линию *1—2* теодолитного хода принимают за полярную ось, теодолит наводят на местный предмет. Отсчет по горизонтальному кругу равен полярному углу. Полярные углы теодолитом типа Т30 измеряют с точностью 1′ при одном положении круга. Расстояние от полюса до местного предмета измеряют мерной лентой, рулеткой или оптическим дальномером.

При съемке полярным способом максимальные расстояния от прибора (полюса) до контуров не должны превышать значений, приведенных в табл. 9.3. Четкие контуры имеют резкие границы (дорога, пашня), к нечетким контурам относят контуры с нерезкими границами (лес, болото).

Таблица 9.3

Метод определения расстояния и масштабы съемки	Расстояния до контуров, м	
	четких	нечетких
При измерении нитяным дальномером		
1:2000	100	150
1:1000	60	100
1:500	40	80
При измерении лентой или оптическим дальномером		
1:2000	250	300
1:1000	180	200
1:500	120	150

Способ угловых засечек. Применяют для съемки труднодоступных объектов местности. Расстояние между любыми двумя пунктами теодолитного хода или часть этого расстояния принимается за базис. На рис. 9.1 за базис принят отрезок между точкой *А*, удаленной от пункта *2* теодолитного хода на расстояние 18 м, и пунктом *1* теодолитного хода. С концов базиса теодолитом измеряют последовательно углы между направлениями базиса и направлениями на снимаемый предмет. Углы измеряют одним полуприемом с точностью 1′.

Угол при определяемом контуре должен быть в пределах 30—150°. Допустимые расстояния до определяемых контуров при способе угловых засечек представлены в табл. 9.4.

Таблица 9.4

Масштаб съемки	Расстояние до контуров, м	
	четких	нечетких
1:2000	400	1200
1:1000	200	600
1:500	100	300

Способ линейных засечек. Применяют при съемке близко расположенных к пунктам теодолитного хода объектов и контуров местности. На стороне теодолитного хода выбирают точки базиса (точки основания засечек) так, чтобы они вместе с определяемой точкойсоставляли треугольник, близкий к равностороннему (на рис. 9.1 — это пункт *2* теодолитного хода и точка *А*, расположенная на стороне *2—1* на расстоянии 18 м от пункта *2*). Концы базиса должны выбираться кратными целым метрам мерной ленты. Расстояния от концов базиса до местного предмета измеряются стальной рулеткой и не должны превышать длины рулетки (20—50 м).

Способ створов. Используют в тех случаях, когда местный предмет или контур окажется в створе стороны теодолитного хода или на ее продолжении, либо в створе линии, соединяющей не-

смежные пункты теодолитного хода. Эти варианты показаны на рис. 9.2. Контроль полевых измерений во всех случаях, кроме определения угла пашни, состоящий в том, что сумма измеренных расстояний от местного предмета до концов створа должна быть равна расстоянию между створными концами, полученному из решения обратной геодезической задачи.

Измерения линий на местности выполняют землемерной лентой или стальной рулеткой.

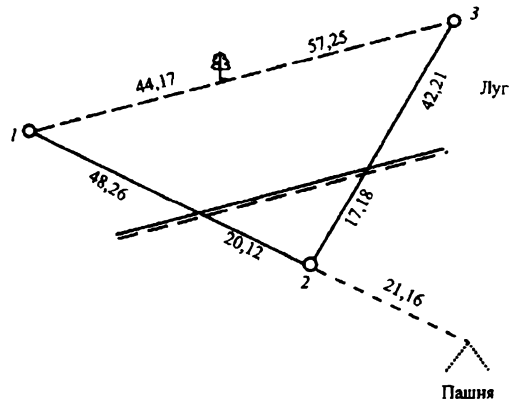


Рис. 9.2. Способ створов

Способ обхода. Применяют при съемке контуров сложной конфигурации. В этом случае вокруг снимаемого контура прокладывают теодолитный ход, с которого и выполняют съемку. На рис. 9.3 показана съемка озера с пунктов теодолитного хода способом прямоугольных координат по каждой стороне теодолитного хода.

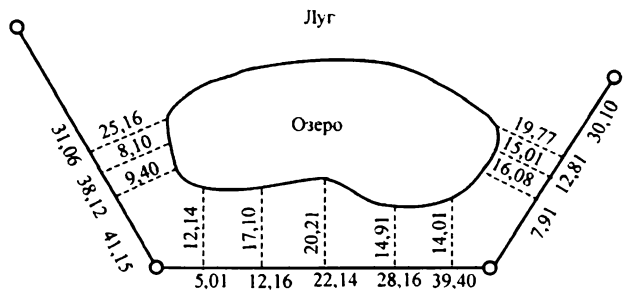


Рис. 9.3. Способ обхода

Особенности съемки застроенных территорий. Съемку контурной части застроенных территорий разрешается выполнять методом теодолитной съемки в масштабах 1:2000, 1:1000 и 1:500. Съемку застроенных территорий подразделяют на съемку фаса-

дов и проездов и на внутриквартальную съемку. До начала съемки вдоль улицы прокладывают съемочный теодолитный ход. На широких улицах съемочные ходы прокладывают по двум сторонам улицы и связывают их поперечными ходами на перекрестках улиц или в середине хода. На прямолинейных улицах разбивают створные линии между пунктами геодезической основы, между углами кварталов с известными координатами или углами капитальных зданий.

Съемку фасадов и проездов производят с пунктов съемочного обоснования. Сначала снимают углы кварталов и углы капитальных зданий полярным способом или тремя линейными засечками с пунктов съемочного обоснования, вычисляют их прямоугольные координаты и наносят их на план по прямоугольным координатам. Затем выполняют съемку строений и контуров указанными выше способами. Далее производят обмер габаритов зданий рулеткой. Для контроля измеряют также расстояния между углами соседних зданий и строений.

Внутриквартальная съемка выполняется по окончании съемки проездов и фасадов. Съемке подлежат строения и характерные точки ситуации. Производят также обмер габаритов всех строений и границ участков.

Для устранения возможных пропусков при внутриквартальной съемке перед началом внутриквартальной съемки на планшет накладывают ситуацию, снятую с проездов.

Внутриквартальная съемка выполняется с пунктов съемочного обоснования. При наличии препятствий допускается проложение теодолитных ходов, опирающихся на один исходный пункт. При внутриквартальной съемке используют те же способы что и при съемке проездов и фасадов.

Камеральные работы. Камеральные работы начинают с проверки полевых журналов и вычерчивания схемы теодолитных ходов. На схему выписывают средние значения горизонтальных углов, горизонтальные проложения и исходные данные (дирекционные углы, координаты пунктов). По ходам (полигонам) подсчитывают практические и теоретические суммы горизонтальных углов и определяют угловые невязки, которые сравнивают с их допустимыми значениями. Все эти данные выписывают на схему.

После вычисления координат пунктов теодолитных ходов приступают к построению сетки координат и нанесению точек хода на план. На листе чертежной бумаги размером 59 × 84 см (формат А1) строят сетку квадратов со сторонами 10 см на координатографе.

Современные координатографы снабжены электронными устройствами для автоматизации построения координатной сетки. Автоматизированный координатограф АК-1 (рис. 9.4) представляет собой чертежный стол в виде металлической станины, закрытой

матовым стеклом, и снабженный нижним освещением. Полезная площадь чертежного стола 80 × 80 см, рабочее положение — горизонтальное и вертикальное. Передвижение чертежной головки осуществляется в автоматическом режиме по сигналам с электрического блока или в режиме ручного управления. Передвижение чертежной головки вручную осуществляется с помощью коробки ручного управления (рис. 9.4).

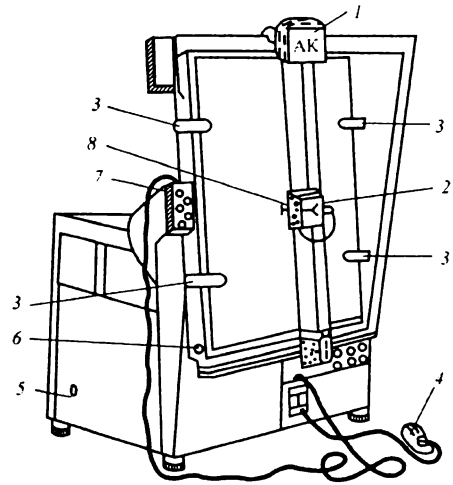


Рис. 9.4. Автоматизированный координатограф АК-1:
1 — каретка X; 2 — каретка У; 3 — зажимы для чертежного листа;
4 — нижняя педаль; 5 — винт для фиксирования нижней части стола;
6 — выключатель освещения стола; 7 — пульт ручного управления;
8 — сменная чертежная головка

Сетку квадратов также можно построить вручную с помощью линейки ЛТ (линейка топографическая).

После построения сетки подписывают ее линии числами, кратными сотням знаменателя масштаба плана (для масштаба 1:2000 — кратными 200 м), с таким расчетом, чтобы все точки теодолитного хода разместились внутри построенной сетки.

По полевым материалам составляют инженерно-топографический план. Нанесение точек ситуации на план осуществляют на основе абриса с помощью измерителя, масштабной линейки и транспортира, в зависимости от способа съемки.

Все нанесенные точки ситуации оформляют по условным знакам.

Инженерно-топографические планы проверяют в поле. Для этого производят контрольные измерения, которые сравнивают с планом. Расхождение между расстояниями, полученными при контрольных измерениях и взятыми с плана, не должно превышать 0,4 мм в масштабе плана. При недопустимых расхождениях сначала

проверяют правильность накладки точек на плане согласно данным абриса, и только после этого повторяют измерения в натуре.

Приемка инженерно-топографического плана оформляется актом.

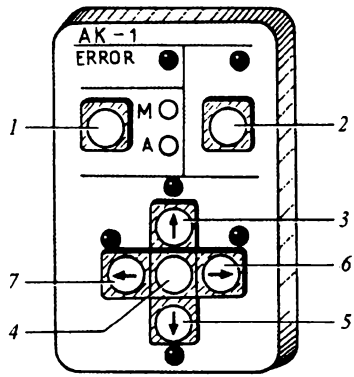


Рис. 9.5. Коробка ручного управления:
1 — кнопка режима работы; 2 — кнопка ускоренного и замедленного движения; 3 — кнопка «вверх»; 4 — кнопка среднего положения; 5 — кнопка «вниз»; 6 — кнопка «направо»; 7 — кнопка «налево»

9.3. Тахеометрическая съемка

Основные положения. Сущность тахеометрической съемки состоит в том, что в поле с пунктов съемочного обоснования способом полярных координат производят съемку контуров местности и рельефа одновременно, а затем в камеральных условиях по результатам съемки вычерчивают план.

Тахеометрическая съемка выполняется в крупных масштабах от 1:500 до 1:5000. Съемка производится с пунктов съемочного обоснования, создаваемого в виде тахеометрических ходов. Они должны отвечать техническим требованиям, указанным в табл. 9.5.

Таблица 9.5

Масштаб съемки	Максимальная длина хода, м	Максимальная длина линий, м	Максимальное число линий в ходе
1:5000	1 200	300	6
1:2000	600	200	5
1:1000	300	150	3
1:500	200	100	2

Горизонтальные углы в тахеометрических ходах измеряют одним полным приемом теодолитом типа Т30. Расхождение угла в полуприемах не должно превышать 1′. Линии измеряют мерной лен-

той в прямом и обратном направлениях или светодальномером с точностью не ниже 1:2000. В тахеометрических ходах измеряют вертикальные углы с каждого пункта в прямом и обратном направлениях (рис. 9.6). Обратные вертикальные углы $\nu_{обр}$ нужны для контроля: вертикальные углы измеряются наведением визирной оси на место вехи, отмечающей высоту прибора ($i = V$), при этом

$$|\nu_{прям}| = |\nu_{обр}| \text{ с точностью } 1'.$$

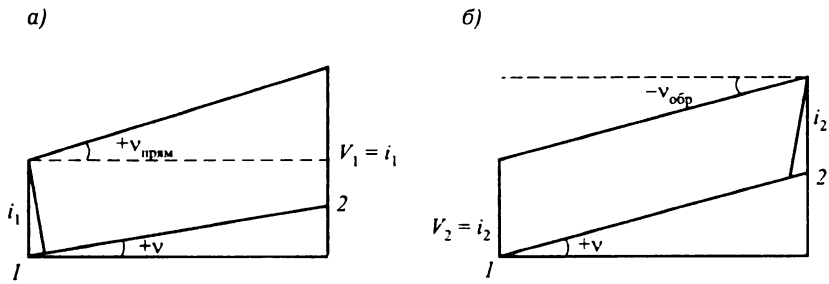


Рис. 9.6. Измерение вертикальных углов:
а — измерение прямого угла $V_{прям}$; б — измерение обратного угла $V_{обр}$

Пункты съемочного обоснования, с которых производят тахеометрическую съемку, называют станциями, а точки ситуации — реечными точками или пикетами; реечные точки на местности не закрепляют.

Тахеометрическая съемка включает два вида работ: полевые и камеральные.

Полевые работы при производстве тахеометрической съемки. На станции выбирают начальное направление — одну из сторон тахеометрического хода (на рис. 9.7 сторона ПЗ-41 — ПЗ-42).

Начальное направление необходимо для определения по нему один раз на станции места нуля и для ориентирования лимба горизонтального круга с точностью до 5′. В табл. 9.6 место нуля получают по отсчетам Л = 0°03,0′ и П = –0°01,0′; лимб ориентирован с отсчетом 0° 01,0′.

Съемку выполняют только при одном круге (при круге слева) способом полярных координат.

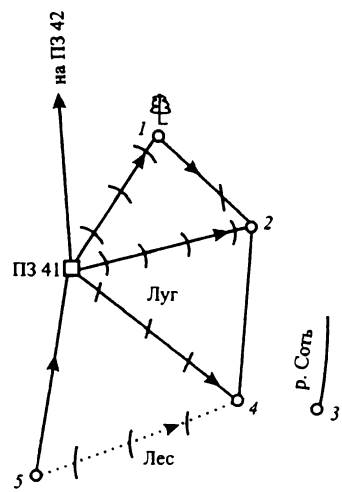


Рис. 9.7. Абрис на станции ПЗ 41

Таблица 9.6

Журнал тахеометрической съемки

№ точек наблюдения	Высота наведения V, м	Отсчет по дальномеру $Kl + c$, м	Отсчет по горизонтальному кругу	Отсчет по вертикальному кругу	Угол наклона v	Горизонтальной проложение d, м	Превышение h', м	$i - v$, м	Превышение, h, м
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Станция ПЗ 41 МО = 0°01,0′ Н = 156,53									
ПЗ 42			0°01,0′	Л = 0°03,0′ П = –0°01,0′					
1	1,43	88	12°02,0′	–1°44,0′	–1°45,0′	87,9	–2,69	0	–2,69
2	1,00	111	78°11,5′	–2°07,0′	–2°08,0′	11,8	–4,13	+0,43	–3,70
3	1,43	155	136°24,0′	–1°12,0′	–1°13,0′	154,9	–3,29	0	–3,29
4	2,50	132	144°55,0′	–0°58,0′	–0°59,0′	132,0	–2,26	–1,07	–3,33
5	1,43	141	195°27,5′	+0°03,5′	+0°02,5′	141,0	+0,08	0	+0,08
ПЗ 42			0°01,5′						

На рейке отмечают высоту прибора и приступают к съемке ситуации. Рейку устанавливают на реечной точке (на рис. 9.7 отдельно стоящее дерево). Наводят зрительную трубу на рейку так, чтобы вертикальная нить сетки проходила по середине рейки, а горизонтальная нить была совмещена с тем местом рейки, которое обозначает высоту прибора. Приводят пузырек цилиндрического уровня при вертикальном круге на середину. Берут отсчеты: по горизонтальному кругу — угол β, по вертикальному кругу — отсчет Λ, по нитяному дальномеру расстояние $D = kl + c$. Их записывают в журнал (см. табл. 9.6, графы 3 – 5; для первой реечной точки $\beta_1 = 12°02,0'$, $\Lambda_1 = -1°44,0'$, $D_1 = 88$ м). Далее устанавливают рейку на новой реечной точке (на рис. 9.7 точка 2 — урез воды). Все действия повторяют в той же последовательности.

На станции вычисляют вертикальные углы по формуле:

$$\nu_i = \Lambda_i - \text{МО}.$$

Например, для первой реечной точки $\nu_1 = -1°44,0' - 0°01,0' = -1°45,0'$.

При производстве тахеометрической съемки определяют положение всех характерных точек ситуация. Для правильной рисовки рельефа определяют положение точек, не являющихся контурными (точки перегиба, вершины, низины).

По окончании работ на станции, для контроля за сохранением ориентирования лимба прибора, следует еще раз отнаблюдать начальное направление. Изменение ориентирования за период съемки допускается не более 1,5′.

В целях контроля и во избежание пропусков следует определять с каждой станции несколько пикетов, полученных с соседних станций.

Реечные точки должны равномерно покрывать территорию съемки. Расстояния от станции до реечных точек и расстояния между реечными точками не должны превышать допусков, указанных в табл. 9.7. При определении положения нечетко выраженных контуров (луг, выгон, лес) расстояния увеличиваются в 1,5 раза.

При производстве тахеометрической съемки параллельно с полевым журналом на каждой станции ведется абрис или по старой терминологии кроки (см. рис. 9.7). *Абрис* (кроки) — это схематический чертеж, на котором зарисованы положения реечных точек с указанием их номеров, проведены контуры местности, показан скелет рельефа и подписаны угодья.

Скелет рельефа изображают в виде линий, соединяющих точки, между которыми на местности ровный скат (стрелка на линии показывает направление ската), а также в виде условных горизонталей.

Таблица 9.7

Масштаб съемки	Высота сечения рельефа, м	Максимальное расстояние между реечными точками, м	Максимальное расстояние от прибора до рейки при съемке рельефа, м	Максимальное расстояние от прибора до рейки при съемке контуров, м
1: 5 000	0,5	60	250	150
	1,0	80	300	150
	2,0	100	350	150
	5,0	120	350	150
1: 2 000	0,5	40	200	100
	1,0	40	250	100
	2,0	50	250	100
1: 1 000	0,5	20	150	80
	1,0	30	200	80
1: 500	0,5	15	100	60
	1,0	15	150	60

Приборы. В классическом варианте тахеометрической съемки используют теодолиты — тахеометры. Первыми отечественными приборами такого типа были ТТ-50 и ТТ-5. В настоящее время для этих целей используют теодолиты технической точности типы Т30 или номограммные тахеометры. Промышленность выпускает вторую серию номограммные тахеометров. Тахеометр номограммный 2ТН предназначен для измерения горизонтальных проложений, превышений и горизонтальных углов. Тахеометр представляет собой теодолит, снабженный дополнительным вертикальным кругом, на котором нанесены номограммы расстояний и превышений.

Автоматизация измерений достигается при использовании электронных тахеометров. Они делятся на полуавтоматические и автоматические. К приборам полуавтоматического типа относятся электронные тахеометры Та5, Та3. Усовершенствованной конструкцией последнего является электронный тахеометр Та 3М (рис. 9.8). Он предназначен для измерения углов и расстояний, горизонтальных проложений, превышений и приращений координат. Тахеометр Та3М представляет собой соединение в одном приборе оптического теодолита и светодальномера. Для обработки результатов измерений прибор снабжен встроенным вычислителем и клавиатурой управления. В комплект прибора входят тахеометр с подставкой, отражатель, веха для отражателя, источник питания и зарядное устройство, блок контрольного отсчета.

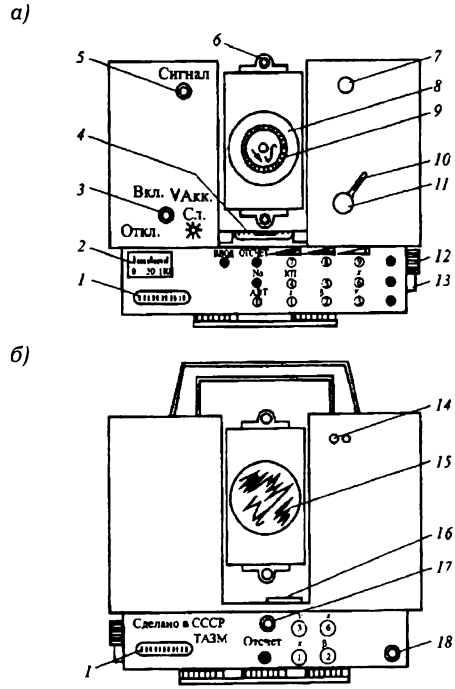


Рис. 9.8. Электронный тахеометр Та3М:

а — вид со стороны основного табло;
б — вид со стороны вспомогательного табло;
1 — цифровое табло; 2 — индикатор миллиамперметра; 3 — переключатель; 4 — цилиндрический уровень; 5 — винт регулировки уровня сигнала; 6 — коллиматорный визир; 7 — прижим для фиксирования коллиматора; 8 — кремальера; 9 — окуляр зрительной трубы; 10 — закрепительный винт зрительной трубы; 11 — наводящий винт зрительной трубы; 12 — наводящий винт алидады; 13 — закрепительный винт алидады; 14 — розетка для подсветки сетки нитей; 15 — объектив зрительной трубы; 16 — круглый уровень; 17 — оптический центрир; 18 — рукоятка для регулирования блока контрольного отсчета

В настоящее время выпускаются электронные тахеометры второй (2Та5) и третьей (3Та5) серий. Тахеометр 3Та5 предназначен для измерения наклонных расстояний, горизонтальных и вертикальных углов, горизонтальных проложений и высотных отметок. Им можно производить съемку в полярных и прямоугольных координатах. Результаты измерений записывают в карту памяти. Обмен данными памяти с компьютером осуществляется с помощью специальной программы. Отечественная промышленность освоила выпуск четвертой серии электронных тахеометров (4Та5).

К приборам автоматического типа относится немецкий электронный тахеометр Рекота (рис. 9.9). Он представляет собой объединенные в одном корпусе светодальномер и кодовый теодолит с системой считывания показаний горизонтального и вертикального кругов. В прибор встроены микро-ЭВМ и автоматический фиксатор результатов измерений. Рекота способна производить регистрацию данных, измерять физические величины и выполнять первичную обработку полученных результатов непосредственно в поле, на точке стояния прибора.

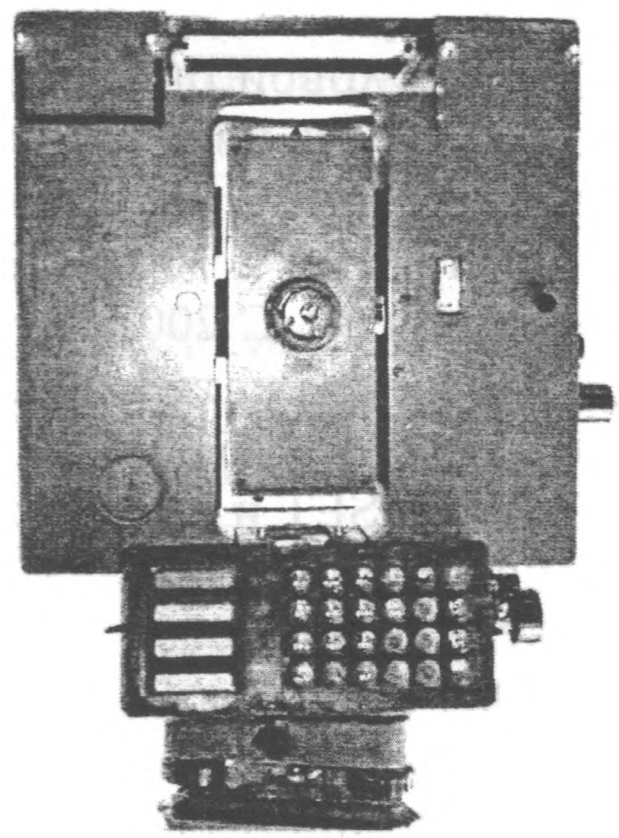


Рис. 9.9. Электронный тахеометр Рекота

На цифровом табло высвечиваются измеренные величины: горизонтальный и вертикальный углы, наклонное расстояние и горизонтальное проложение, превышение и высота, приращения координат и координаты. Результаты измерений автоматически регистрируются на твердотельном накопителе. Автоматизация распространяется по цепочке: тахеометр — автомат — регистрирующее устройство — ЭВМ — графопостроитель. На выходе графопостроителя получают готовый план.

В последние годы нашли применение тотальные станции, которые гарантируют быстрый сбор полевых данных в цифровой форме. Новейшей разработкой американской фирмы Trimble является тотальная станция серии 5700. Она содержит миниатюрный GPS-приемник с встроенным радиомодемом, что позволяет определять положения пунктов кинематическим методом в режиме реального времени — метод RTK (обработка данных осуществляется по мере их поступления). Кроме того, тотальная станция включает в себя электронный теодолит для измерения горизонтальных и вертикальных углов с точностью $2-3''$ и два дальномера, работающих один — на основе лазерного, а другой — инфракрасного излучений, с точностью измерений расстояний D, равной $(2\ \text{мм} + 2 \times 10^{-6} D)$. При этом лазерный дальномер может работать как с применением призменных рефлекторов, так и в безрефлекторном режиме. Тотальная станция оборудована стандартным интерфейсом RS-232, позволяющим принимать запросы и передавать по ним измерительную информацию потребителю.

На геодезическом рынке России находят спрос электронные тахеометры фирм Sokkia, Topcon, Nicon, Pentax (Япония), Leica (Щвейцария), Trimble (США). Самой популярной является 10-я

серия электронных тахеометров фирмы Sokkia: SET 610, SET 510, SET 310 с угловой ошибкой 6; 5 и 3″ соответственно. Все модели имеют точность измерения расстояния 2 мм. Внутренняя память рассчитана на 10 000 точек. Максимально измеряемое расстояние на призму 2 700 м. Безотражательный вариант этих моделей — серия 30. С 2003 фирма Sokkia поставляет в Россию новые модели безотражательных электронных тахеометров: SET X030 R3. Эти приборы базируются на самых технологичных тахеометрах POWER SET и обладают самым мощным программным обеспечением EXPERT. Новая серия включает приборы: SET 1030 R3, SET 2030 R3, SET 3030 R3.

В 2004 г. фирма Sokkia расширила приборный ряд поставляемых электронных тахеометров. На геодезическом рынке России появились приборы серии SET X130 R, разделенной на две группы: R3 и R. Деление основано на типе дальномера. Дальномер тахеометра группы R позволяет измерять расстояния до 150 м в безотражательном режиме, а дальномер тахеометров группы R3 — до 350 м. Новая серия включает приборы: SET 1130 R3, SET 2130 R3, SET 3130 R3, SET 4130 R3 (угловая точность 1, 2, 3, 5″ соответственно) SET 1130 R, SET 2130 R, SET 3130 R, SET 4130 R (угловая точность 1, 2, 3, 5″ соответственно). Приборы серии SET X130 R русифицированы и имеют удобную панель управления.

Новое слово в электронной тахеометрии — это роботизированные тахеометры с сервомоторами. К ним относится новая серия безрефлекторных тахеометров с автоматизированным поиском и сопровождением движущейся цели визирования Leica (TCRA серия 1100, модификации 1105 – 1101; последняя цифра номера модификации обозначает среднюю квадратическую ошибку измерения угла в секундах дуги). Автоматический захват и сопровождение цели основаны на принципе детектирования отраженного сигнала по длине волны излученного света с отсеиванием посторонних сигналов с другими длинами волн.

Наиболее перспективными на российском рынке геодезической техники являются электронные тахеометры совместного производства, например тахеометр ТС 600 Е, выпускаемый в Екатеринбурге Уральским оптико-механическим заводом совместно со швейцарской фирмой Leica с 1996 г. Его усовершенствованная модификация — тахеометр ТС 600 Е2.

Камеральные работы при тахеометрической съемке. Тахеометрические ходы (полигоны) уравнивают в плане и по высоте. Получение координат пунктов тахеометрических ходов см. в главе 8.

Высотное уравнивание начинают с предварительных вычислений. Предварительная обработка результатов тригонометрического нивелирования включает вычисление места нуля и углов накло-

на в журнале измерения вертикальных углов во «вторую руку» (повторным счетом), а также вычисление превышений по каждой стороне хода. Превышения вычисляют по формуле

$$h = d\mathrm{tg}\nu_{ср}$$

при $i = V$. Горизонтальные приложения d берут из ведомости вычисления горизонтальных проложений, составляемой при плановом уравнивании тахеометрических ходов. Вертикальные углы выбирают из журнала измерений. В общем случае при $i \neq V$

$$h = d\mathrm{tg}\nu_{ср} + i - V.$$

В этих формулах среднее значение вертикального угла находят из выражения:

$$\nu_{ср} = \frac{|\nu_{прям}| + |\nu_{обр}|}{2}$$ (со знаком прямого вертикального угла).

Результаты предварительной обработки заносят в ведомость вычисления высот пунктов хода (табл. 9.8).

Уравнивание высот пунктов хода сводится к следующему. В табл. 9.8 находят сумму в графе «Превышения». Это будет практическая сумма превышений, т. е.

$$(\Sigma h)_{пр} = \Sigma h.$$

Далее вычисляют теоретическую сумму превышений

$$(\Sigma h)_{т} = H_{к} - H_{н},$$

где $H_К$ — высота конечного пункта хода, $H_Н$ — высота начального пункта хода. Для полигона $(\Sigma h) = 0$.

Вычисляют высотную невязку по формуле:

$$f_h = (\Sigma h)_{пр} - (\Sigma h)_{т}.$$

Для полигона

$$f_h = (\Sigma h)_{пр}$$

Определяют ее допустимое значение:

$$f_{hдоп} = \frac{0{,}04м(\Sigma d)_{100}}{\sqrt{n}},$$

где $(\Sigma d)_{100}$ — длина хода в сотнях метров, n — число превышений.

Если невязка меньше допустимого значения, то в превышения вводят поправки, которые вычисляют по формуле

$$V_h = -\frac{f_h}{\Sigma d} d$$

Таблица 9.8

Номера пунктов	Горизонтальные проложения	Вертикальные углы			Превышения, м	Поправки, м	Исправленные превышения, м	Высоты пунктов, м
		прямые	обратные	средние				
ПЗ 41	165,15	+1°31,5′	−1°30,5′	+1°31,0′	+4,37	+0,03	+4,40	156,53
1	128,48	−1 44,0	+1 44,5	−1 44,2	−3,90	+0,02	−3,88	160,93
2	175,98	+0 13,0	−0 12,0	+0 12,5	+0,64	+0,03	+0,67	157,05
3	220,06	−0 25,5	+0 26,5	−0 26,0	−1,66	+0,02	−1,64	157,72
11342								156,08
$\sum d$ = 689,67						+0,10	−0,45	

$$(\sum d)_{\text{пр}} = -0{,}55$$

$$(\sum h)_{\text{т}} = -0{,}45$$

$$f_h = -0{,}45$$

$$f_{h_{\text{доп}}} = \frac{0{,}04\,(\sum d)_{100}}{\sqrt{n}} = \frac{0{,}04 \cdot 6{,}9}{\sqrt{4}} = 0{,}14 \text{ м}.$$

с контролем

$$\Sigma V_h = -f_n.$$

Исправленные превышения находят по формуле

$$h_{испр} = h_{ср} + V_h$$

с контролем

$$\Sigma h_{испр} = (\Sigma h)_T.$$

Для замкнутого хода $(\Sigma h_{испр}) = 0$.

Наконец, вычисляют высоты хода по формуле:

$$H_{i+1} = H_i + h_{испрi}.$$

Контроль: вычисленное значение высоты конечного пункта должно быть равно заданному значению.

После этого приступают к обработке журнала тахеометрической съемки (см. табл. 9.6). По таблицам или на калькуляторе находят горизонтальные проложения между реечными точками и станцией

$$d = (Kl + c)\cos^2\nu$$

и основную часть превышений

$$h' = \frac{1}{2}(Kl + c)\sin 2\nu.$$

Эти данные заносят в графы 7 и 8 табл. 9.6.

Вычисляют превышения

$$h = h' + i - V$$

и высоты реечных точек

$$H_{рееч.т.i} = H_{ст} + h_i.$$

Их заносят в графы 9 — 11 табл. 9.6. Значение $H_{ст}$ берут из ведомости вычисления высот пунктов хода (для ПЗ41 $H_{ст} = 156{,}53$ м).

На этом заканчивают все вычисления и приступают к построению плана тахеометрической съемки. Строят сетку квадратов и оцифровывают ее (см. п 9,2)

По координатам наносят точки теодолитного хода на план, по журналу тахеометрической съемки наносят на план реечные точки. Около каждой реечной точки на плане выписывают их высоту. По абрису (крокам) наносят ситуацию и определяют направления скатов, вдоль которых можно производить линейное интерполирование при рисовке горизонталей. Затем проводят горизонтали с заданной высотой сечения рельефа. План оформляют по условным знакам.

Итоговыми документами тахеометрической съемки являются абрисы, полевые журналы, план, схема съемочного обоснования, ведомости вычисления координат и высот, акты контроля и приемки работ.

Способ свободного станционирования. Способ свободного станционирования основан на производстве тахеометрической съемки без специального проложения съемочного обоснования. Фактически съемочное обоснование создается во время тахеометрической съемки. Преимущество этого способа в том. что съемку можно выполнять в отсутствие прямой видимости между соседними станциями, а это, в свою очередь, приводит к меньшему количеству станций на снимаемой территории. На рис. 9.10 схематически показана тахеометрическая съемка способом свободного станционирования. На станции *1* осуществляется привязка к пункту *A* государственной сети, производится тахеометрическая съемка реечных точек (*1—5*), а часть реечных точек (*6—9*) выступает в качестве связующих точек со следущей станцией, причем реечная точка *9* оказалась связующей для двух других станций. Со следующей станции производится съемка своих реечных точек, а реечные точки первой станции (*6—9*) обязательно подлежат съемке и с этой станции. Процесс съемки заканчивается съемкой с последней станции, с которой осуществляется привязка ко второму пункту *B* государственной сети.

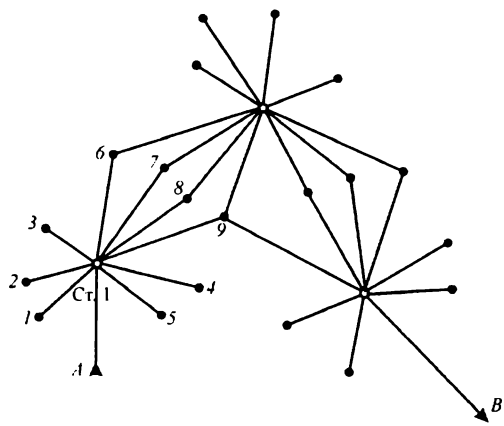


Рис. 9.10. Способ свободного стационирования

В камеральных условиях ситуацию на каждой станции наносят отдельно на прозрачную основу (кальку). Исходные пункты наносят на план в системе прямоугольных координат. Кальки укладывают на план так, чтобы были совмещены исходные пункты и связующие реечные точки. После этого все реечные точки перекалывают на план. Далее план оформляют, как при обычной тахеометрической съемке.

9.4. GPS-съемка

GPS-оборудование получило широкое использование для развития съемочного обоснования, особенно в тех местах, где создана редкая сеть исходных пунктов. Но для съемки местности долгое время оно не применялось в силу ряда причин (недостаточная точность, высокая стоимость оборудования). Лишь в последнее время исследования показали, что GPS-приемники такие, как ProMark 3, Могут быть применены при GPS-съемке, в частности при обновлении и создании всего масштабного ряда топографических карт.

Дальнейшее совершенствование GPS-съемки основано на использовании подходящего программного обеспечения, например «Талка = КПК». Это программное обеспечение обладает развитыми средствами сбора данных на местности. Перед началом полевых работ в компьютер загружают карты и планы в векторном виде, ортофотопланы, космические снимки. Этот картографический материал по специальной методике привязывают к местности и приступают к редактированию карты. В программе «Талка = КПК» имеется возможность досъемки местности, т. е. построения на карте новых объектов. «Талка = КПК» позволяет не только создавать на карте объекты, соответствующие измерениям, но и привязывать измерения к уже существующим объектам, которые в этом случае называют абрисом; и таким образом, преобразовывать эти объекты, уточнять их. Режим GPS-съемки «новые объекты и по абрису» особенно удобен для задач обновления и уточнения карты. Но «Талка = КПК» позволяет выполнить и собственно GPS-съемку местности. В этом случае в компьютер записывают навигационные координаты объектов, при этом преобразование объектов по навигационным координатам их вершин можно выполнить на компьютере непосредственно в поле после измерений некоторых вершин объекта.

Программа «Талка = КПК» может использовать не только сигналы ИСЗ системы GPS, но и ГЛОНАСС или даже в перспективе Galileo.

Для спутниковой съемки можно использовать и более простые спутниковые приемники. Компания Leica Geosystems разработала спутниковый приемник SR20 — это первый персональный одночастотный приемник, предназначенный для построения съемочных геодезических сетей и проведения топографических съемок, а также для сбора геоинформационных данных. Полевое программное обеспечение приемника SR20 содержит функции настройки и управления для выполнения крупномасштабных съемок. Пользователь может задать параметры съемки, что дает возможность войти в меню настройки, выбрать файл конфигурации, и прибор автоматически установит все необходимые параметры, Эта процедура ускоряет процесс топографической съемки.

9.5. Построение плана и цифровой модели местности с использованием программного комплекса CREDO

Мощным средством автоматизации процессов изысканий и проектирования инженерных сооружений явился программный комплекс CREDO. Этот программный комплекс достаточно полно решает также все необходимые задачи в части создания конечного продукта топографо-геодезического производства — топографического плана в электронном виде. Применение комплекса CREDO сделало возможным безбумажную технологию в геодезии.

При выполнении геодезических работ и инженерно-геодезических изысканий, программный комплекс CREDO предлагает:

CREDO_DAT, ТРАНСФОРМ, ТРАНСКОР, НИВЕЛИР — обработка геодезических данных;

CREDO ТОПОПЛАН — создание ЦММ инженерного назначения;

CREDO ЛИНЕЙНЫЕ ИЗЫСКАНИЯ — создание ЦММ и обработка данных линейных изысканий;

CREDO КОНВЕРТЕР — обмен данными между основными системами CREDO и системами других производителей;

CREDO ГЕОСМЕТА — автоматизированный расчет стоимости различных геодезических и изыскательских работ и формирование сметной документации.

В состав технологической линии обработки документации входят различные сочетания систем. В то же время каждая система комплекса CREDO выступает как самостоятельный модуль и может эксплуатироваться отдельно.

В продуктах CREDO заложена идеология цифрового моделирования местности. Цифровые модели — это такие математические модели, которые хранятся и обрабатываются в компьютере. При этом любая информация, предназначенная для проектирования, преобразуется в цифровую форму. В программных продуктах CREDO модель проекта какого-либо объекта называется цифровой моделью проекта (ЦМП), а модель местности — ЦММ. Различают топологические и геометрические математические модели. В первых моделях отображают состав и взаимосвязи элементов объекта, во-вторых — геометрические свойства объекта. К топологическим моделям относятся ЦМП и ЦММ, к геометрическим — цифровые модели рельефа (ЦМР). В CREDO разработаны единые методы создания и редактирования существующих естественных и искусственных поверхностей (в частности, рельефа).

Цифровая модель поверхности строится в CREDO на основе триангуляции Делоне. К пониманию сущности триангуляции Делоне можно подойти следующим образом. Пусть на плоскости заданы n точек. Очевидно, любые две точки можно соединить отрезком. Но

в действительности две точки соединяются отрезком (ребром), если найдется такая окружность (для пространства сфера), проходящая через эти точки, что внутри нее нет никаких других точек из n заданных точек. Это свойство называют свойством пустого круга (шара для пространства). Набор таких отрезков и задает разбиение плоскости, при этом отрезки формируются на плоскости в треугольники, т. е. разбиение будет триангуляцией, и ее называют триангуляцией Делоне.

Стандартных процедур построения триангуляции не существует. Критериями их эффективности являются достоверность ЦМР и быстродействие ее построения на компьютере. В CREDO оптимальная триангуляция Делоне достигается при учете так наз. структурных линий, под которыми понимаются структурные линии рельефа (линии водораздела и водослива, бровки оврагов и др.) и характерные линии местности (границы лесов, озер, дороги и т. д.).

Одним из основных направлений применения комплекса CREDO является автоматизация камеральной обработки геодезических измерений. Использование CREDO позволяет геодезисту в кратчайшие сроки освоить технологию обработки полевых и камеральных материалов. На стадии полевых работ удобно использовать отечественные электронные тахеометры типа Та5, выпускаемые Уральским оптико-механическим заводом (УОМЗ). Для обеспечения качественного информационного обмена компанией CREDO_DIALOGUE в сотрудничестве с УОМЗ предпринята попытка осуществить полную совместимость данных электронных приборов УОМЗ и программных продуктов CREDO, например, прямое чтение данных тахеометра 3Та5. При разработке нового электронного тахеометра 4Та5 согласование форматов нового прибора и продуктов CREDO началось еще в процессе разработки электронной части прибора.

Технология обработки геодезических измерений включает системы: CREDO_DAT, ТРАНСФОРМ, ТРАНСКОР, НИВЕЛИР и CREDO ТОПОПЛАН. Системы CREDO_DAT и CREDO ТОПОПЛАН обеспечивают:

- обработку полевых топографо-геодезических измерений и уравнивание съемочных сетей;
- создание плана тахеометрической съемки;
- оформление геодезических документов.

Топографо-геодезические измерения являются исходной информацией для системы CREDO_DAT, которая позволяет обрабатывать фактически любые планово-высотные геодезические построения. С этой целью из блока памяти электронного тахеометра в систему CREDO_DAT копируются измерения и после уравнивания создается массив съемочных точек, который передается в систему CREDO ТОПОПЛАН. В этой системе создается ЦММ на осно-

ве съемочных точек. По ЦММ можно оформлять планы любых масштабов. Обработка полевых измерений заканчивается выпуском рабочих ведомостей уравнивания и схем геодезического обоснования.

Одной из особенностей системы CREDO_DAT (версии 3) является наличие аппарата проектирования геодезических сетей. Проектирование ведется на чистой основе, либо по растровой картографической подложке, либо по аэрофотоснимкам.

Различают два вида компьютерной графики — растровую и векторную. Растровое изображение представляет собой изображение в виде мельчайших элементов, называемых пикселями. Векторное изображение описывается не пикселями, а векторами. В современных геоинформационных системах работа ведется с данными в векторном представлении. Поэтому возникает задача преобразования растрового изображения в векторное, когда в качестве топографической основы имеется растровое изображение. Для этого используется программа ТРАНСФОРМ. Программа состыкована с данными системы Photomod, широко используемой в фотограмметрии.

Геодезисты имеют дело со множеством систем координат: WGS-48, СК-95, СК-63, СК-42, ПЗ-90 и многочисленные местные системы координат (МСК). При решении топографо-геодезических и инженерных задач приходится преобразовывать координаты из одной системы в другую. Для этого в CREDO есть система ТРАНСКОР, с помощью которой выполняется преобразование геоцентрических, геодезических и прямоугольных координат, определение параметров преобразования (ключей) для местных координат. В программу ТРАНСКОР включена высокоточная модель геоида EGM2008, что позволяет решать задачи в области высшей геодезии и геодезической гравиметрии.

Программа НИВЕЛИР предназначена для автоматизации камеральной обработки геометрического нивелирования I, II, III, IV классов и технического нивелирования, в том числе на основе данных, получаемых из файлов цифровых нивелиров таких фирм, как Sokkia, Trimble, Leica, Topcon.

Взаимодействие различных систем программного комплекса CREDO при обработке геодезической информации создает и обеспечивает сквозную технологию сбора и обработки данных. Функции создания ЦММ предусмотрены в системе CREDO ТОПОПЛАН.

После обработки в системе CREDO_DAT данные импортируются в систему ТОПОПЛАН. В этой системе действует принцип послойного распределения исходных (и проектных) данных, относящихся к различным частям объекта. Основная функция системы ТОПОПЛАН — построение ЦММ. Известно, что ЦММ состоит из

ЦМР и цифровой модели ситуации (ЦМС). В этой последовательности и проходит построение ЦММ, т. е. сначала строится ЦМР, а затем — ЦМС.

Выходные результаты представляются в виде чертежей (DXF-файлов), ведомостей и таблиц. Распечатка чертежей осуществляется либо в самой системе CREDO ТОПОПЛАН, либо в AutoCAD; каталогов — через любой текстовый редактор. Помимо прямой распечатки результатов, программный комплекс CREDO (программа CREDO КОНВЕРТЕР) позволяет осуществлять конвертирование данных в программу MapInfo — файлы формата MIF и MID или в систему AutoCAD — файл формата DXF.

Для автоматизированного расчета стоимости инженерно-изыскательских работ и формирования проектно-сметной документации предназначена система ГЕОСМЕТА. Она поставляется в двух вариантах: ГЕОСМЕТА КОМПЛЕКС 1.1 — расчет стоимости инженерно-геодезических, инженерно-геологических, инженерно-экологических, инженерно-гидрометеорологических изысканий и подготовка сметной документации; ГЕОСМЕТА ГЕОДЕЗИЯ 1.1 — расчет стоимости геодезических работ, инженерно-геодезических изысканий и подготовка сметной документации.

Компания CREDO_DIALOG постоянно совершенствует программный комплекс CREDO. Еще не так давно мы широко использовали комплекс CREDO II (второе поколение продуктов CREDO). С 2005 г. компания CREDO_DIALOG приступила к систематическому выпуску CREDO III (третье поколение).

В CREDO III реализована система CREDO_DAT 3.1 (версия 3.1). Главная отличительная (от версии 2.0) черта CREDO_DAT 3.x — новая функциональная наполненность. В частности, введен новый тип данных — топографические объекты, предназначенные для работы с объектами полевой съемки или, например, реализована многодокументная архитектура, позволяющая одновременно работать с несколькими проектами и допускающая обмен данными через буфер обмена.

В версии 3.10 (сентябрь 2006 г.) реализованы дополнительные функции, не входящие в предыдущие версии. В апреле 2007 г. запущена версия 3.11 с дальнейшим усовершенствованием работы версии 3.1.

Комплекс CREDO — «живой организм», он развивается, совершенствуется, в нем возможны новые системы и версии старых систем.

Такие качества, как несложный интерфейс, высокая точность и скорость построений, компактность хранения данных, распределение их по информационным слоям для управления чертежами, приводят к тому, что комплекс CREDO является наиболее эффективным инструментом обработки инженерно-геодезических изме-

рений. Современный геодезист — это специалист, свободно владеющий программными продуктами CREDO.

9.6. Нивелирование поверхности

Нивелирование поверхности имеет целью составление крупномасштабного плана местности для выполнения вертикальной планировки участков. Съемку производят различными способами.

Способ квадратов. Состоит из двух этапов: построения на местности сетки квадратов и нивелирования вершин квадратов. Стороны квадратов выбирают от 10 до 100 м.

Разбивочные работы выполняют теодолитом и лентой. Устанавливают теодолит в точке А (рис. 9.11), отмечают вехой в точке *P* исходное направление *AP*, строят прямой угол *PAQ*. Лентой удобно разбивать сетку квадратов со сторонами 20 м. После каждого уложения ленты на местности закрепляют точки *1b*, *1c*, ... и *2a*, *3a*, ... Устанавливают теодолит в точке *5a*, строят прямой угол. По новой стороне закрепляют вершины квадратов. Между точками *1e* и *5e* производят разбивку с контролем: расхождение между имеющимся и новым положениями точек *5e* должно быть не более 5 см на 100 м периметра большого квадрата. Разбивку внутренних вершин квадратов производят по створам *1b* — *5b*, *1c* — *5c*, ...

Перед нивелированием вершин квадратов передают с репера *25* на точку *A* высоту методом технического нивелирования. Площадь большого квадрата делят на участки в зависимости от характера местности. Границы участков должны проходить через связующие точки (на рис. 9.11 три участка, связующими точками являются вершины квадратов *1a*, *2e* и *5c*). Остальные вершины квадратов в пределах участка являются промежуточными точками. Таким образом, в пределах разбитых квадратов прокладывают замкнутый нивелирный ход методом технического нивелирования. На станции отсчеты по черным и красным сторонам реек на связующие точки и по черным сторонам на промежуточные точки записывают в журнал, изготовленный на листе чертежной бумаги в виде сетки квадратов.

Способ параллельных линий. Применяется в закрытой местности. Основой является магистральный ход, прокладываемый в середине или по границам снимаемого участка. Стороны измеряют лентой, углы поворота — теодолитом. Через 500 м магистральный ход закрепляют реперами. Магистральный ход нивелируют в прямом и обратном направлениях. Перпендикулярно к магистральному ходу теодолитом разбивают поперечники, расстояние между которыми изменяется от 20 до 200 м (рис. 9.12). Длина поперечников для масштаба 1:1 000 составляет 300 м. На поперечниках разби-

вают пикетаж, а в местах перегиба ската — плюсовые точки. В открытой местности нивелируют сразу несколько поперечников (см. рис. 9.12), в закрытой местности нивелируют каждый поперечник отдельно.

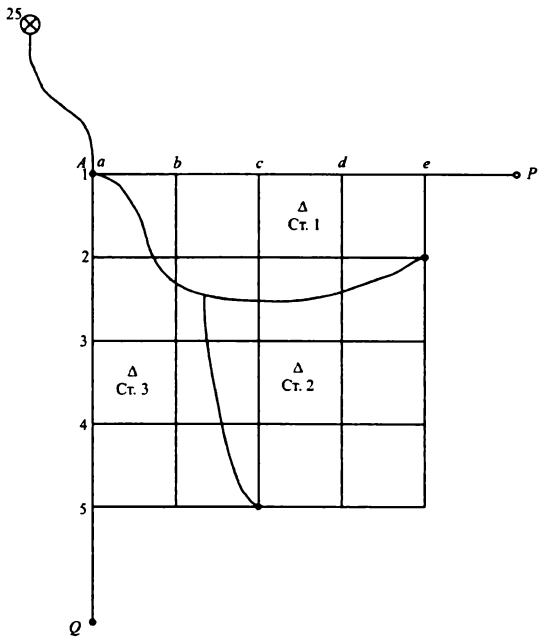


Рис. 9.11. Нивелирование поверхности по способу квадратов

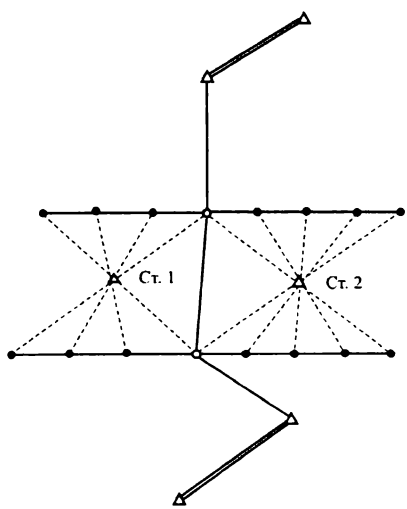


Рис. 9.12. Нивелирование поверхности по способу параллельных линий

В камеральных условиях высоты связующих точек получают из уравнивания замкнутого нивелирного хода, а высоты промежуточных точек — через горизонт инструмента. Против каждой вершины квадрата выписывают высоту с округлением до 0,01 м. По этим данным производят вертикальную планировку местности.

Способ полигонов. Применяют на открытых участках с ясно выраженными формами рельефа. По характерным линиям рельефа прокладывают теодолитно-высотные ходы с разбивкой по ним пикетажа и поперечников.

Полярный способ. Применяют в полузакрытой местности. Сначала прокладывают теодолитно-высотные ходы, пункты которых являются станциями. С них снимают характерные точки ситуации и рельефа в радиусе 100—150 м. Расстояния до них измеряют по нитяному дальномеру. Работают нивелиром с горизонтальным кругом или теодолитом с горизонтально расположенной трубой. При работе ведут журнал и абрис.

9.7. Наземная сканерная съемка

9.7.1. Лазерные сканеры для наземной съемки

Лазерный сканер — прибор, предназначенный для автоматического определения пространственных координат множества точек, расположенных на поверхности объекта съемки.

Лазерные сканеры подразделяют на два класса: сканеры для воздушной съемки, выполняемой с самолетов, и приборы для наземной сканерной съемки. Наземные сканеры изготовляют многие фирмы, и конструктивное исполнение приборов различается. Для примера на рис. 9.13 показаны снимки двух моделей наземных сканеров.

Сканер излучает лазерный луч, который, отразившись от поверхности объекта, возвращается к прибору. По времени прохождения сигнала, как и в светодальномере, определяется расстояние D до точки отражения.

В разных сканерах применен разный метод измерения расстояний: импульсный или фазовый. Импульсному методу свойственны большая дальность действия, но меньшие точность и частота измерений. Фазовый метод обеспечивает более высокую точность и производительность при меньшей дальности действия и необходимости применения источника излучения более высокой мощности.

Блок развертки сканера изменяет направление луча, обеспечивая сканирование и получение отражений от разных точек объекта съемки. Вращение блока развертки изменяет направление луча в плоскости, перпендикулярной к оси вращения. Сканирование в плоскости, параллельной оси вращения блока развертки, обеспечивается вращением зеркальной призмы, плоской или многогран-

ной (см. рис. 9.14). Значения угла φ поворота блока развертки и угла θ между осью вращения и направлением на точку измеряются и регистрируются.

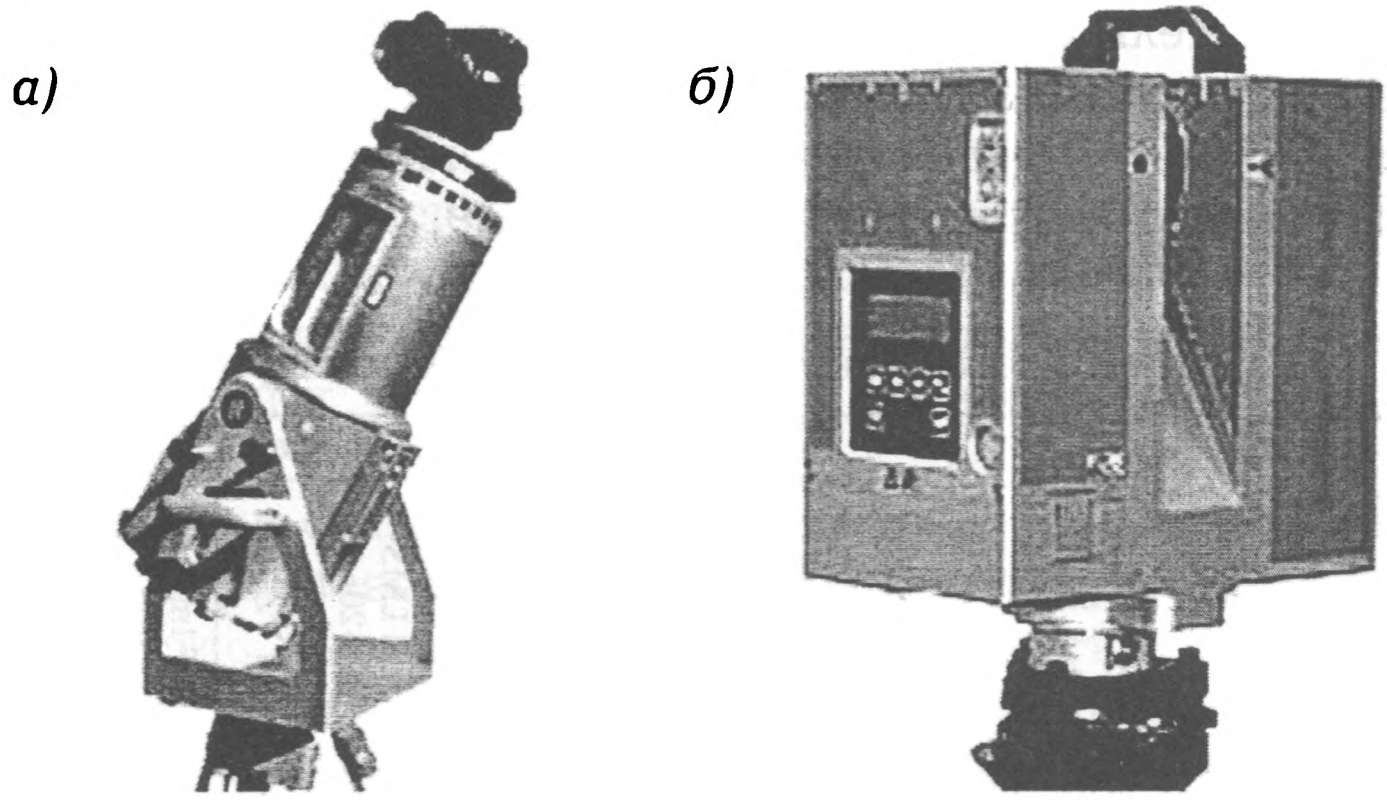


Рис. 9.13. Лазерные сканеры для наземной съемки: а — сканер Riegl LMS-Z390; б — сканер Z+F Imager 5006

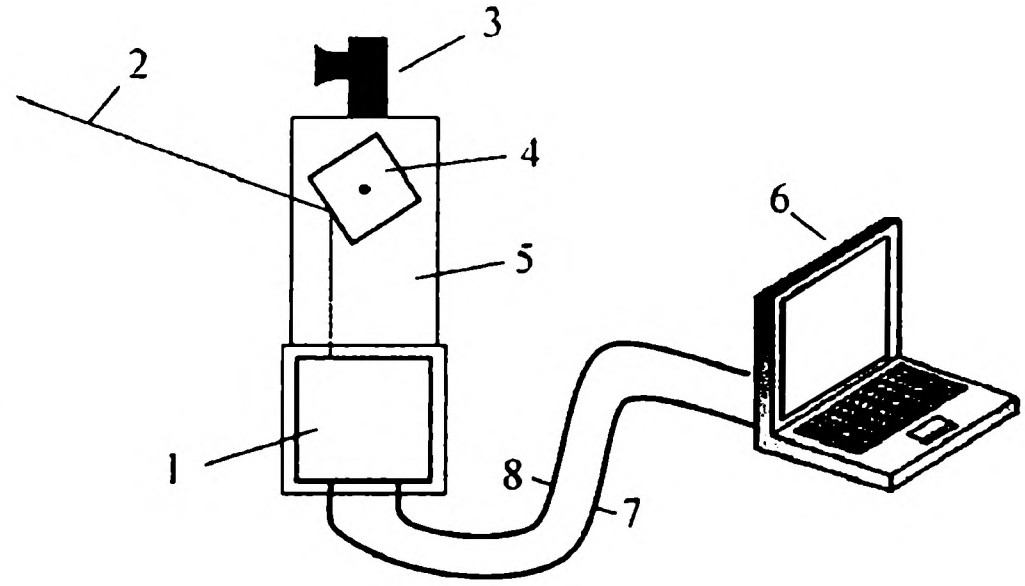


Рис. 9.14. Схема устройства лазерного сканера: 1 — блок электроники светодальномера; 2 — лазерный луч; 3 — цифровая фотокамера; 4 — многогранная призма с несколькими зеркальными поверхностями; 5 — блок развертки, вращающийся во время работы вокруг «вертикальной» оси прибора; 6 — ноутбук; 7 — интерфейсный кабель, передающий в ноутбук результаты сканирования; 8 — интерфейсный кабель, передающий в ноутбук панорамное изображение объекта съемки от камеры 3

По измеренному расстоянию D и углам поворота луча φ и θ встроенный в сканер процессор вычисляет трехмерные координаты точек объекта съемки, выраженные в системе координат сканера:

$$X = D \cdot \cos\varphi \cdot \sin\theta;\ Y = D \cdot \sin\varphi \cdot \sin\theta;\ Z = D \cdot \cos\theta.$$

Здесь началом системы координат сканера X, Y, Z является центр оптико-механического блока развертки сканера. Ось Z направлена по оси вращения блока развертки. Ось X перпендикулярна к оси Z и направлена так, что в этом направлении $\varphi = 0$. Ось Y дополняет систему координат до правой (в некоторых сканерах — до левой).

Интерфейсным кабелем или радиоканалом сканер соединен с компьютером, с помощью которого выполняется управление работой сканера и обработка результатов измерений.

Производители сканеров предлагают разнообразные модели, различающиеся техническими характеристиками, принципом действия, размерами и предназначением. Основные характеристики некоторых сканеров приведены в таблице 9.9.

Таблица 9.9

Характеристики некоторых наземных сканеров

Основные характеристики	Модели сканеров									
	FARO LS 880	Leica Scan tation 2	Leica HDS6000	Trimble GX	Riegl LMS-Z420i	Riegl LMS-Z620i	Riegl VZ- 400	Z+F Imager 5006	Optech 11-ris3D	Callidus CP3200
Дальность действия, м	76	300	79	350	1000	2000	500	79	1500	80
Ср. кв. погрешность измерения расстояний, мм (на расстоянии, м)	3 (25)	4 (50)	5 (50)	2,5 (100)	10 (50)	10 (100)	5 (100)	3 (79)	7 (100)	5 (30)
Ср. кв. погрешность измерения вертикальных углов	25"	12"	26"	14"	4"	14"	9"	25"	16"	32"
Ср. кв. погрешность измерения горизонтальных углов	25"	12"	26"	12"	4"	14"	9"	25"	16"	18"
Угол поля зрения – вертикальный – горизонтальный	320° 360°	270° 360°	310° 360°	60° 360°	80° 360°	80° 360°	60° 360°	310° 360°	220° 360°	280° 360°
Минимальный шаг сканирования – вертикальный – горизонтальный	3" 3"	5" 5"	– –	3" 7"	7" –	7" 9"	2" 2"	7" 7"	4" 4"	– –
Способ измерения расстояний (импульсный, фазовый)	фаз.	имп.	фаз.	имп.	имп.	имп.	имп.	фаз.	имп.	имп.
Скорость измерений, тысяч точек/с	120	50	500	5	12	11	120	500	2	1,75
Допустимая рабочая температура – минимальная – максимальная	+5° +40°	0° +40°	0° +40°	0° +40°	–20° +40°	0° +40°	0° +40°	0° +40°	–20° +40°	–10° +40°
Вес, кг	14,5	18,5	14	12,2	18,5	14	9,8	14	13	17,9

Различаются сканеры и по направлению, которое занимает во время съемки ось вращения блока развертки. Одни модели снабжены компенсатором углов наклона. В этом случае ось занимает отвесное положение и угол φ есть измеренное горизонтальное направление, а θ — зенитное расстояние. В других моделях ось вращения блока развертки приводят в отвесное положение по круглому уровню. В третьих — названная ось занимает произвольное положение.

Неотъемлемой частью сканера является программное обеспечение, с помощью которого управляют работой сканера в ходе съемки и выполняют обработку полученных данных. Фирмы-изго-

товители лазерных приборов снабжают выпускаемые ими модели сканеров программным обеспечением, учитывающим индивидуальные особенности приборов.

9.7.2. Лазерная съемка

С помощью лазерных сканирующих приборов выполняют различные виды съемок: оперативную топографическую съемку местности, съемку искусственных сооружений с последующим получением их точных чертежей, съемку фасадов зданий, памятников архитектуры.

Установив сканер на съемочной точке, формируют подлежащее съемке рабочее поле зрения. Полное поле зрения сканера, т. е. пространство, которое может быть охвачено съемкой, у современных сканеров составляет 360° в плоскости, перпендикулярной к оси вращения сканера, и 320° в плоскости, параллельной оси вращения. Встроенной цифровой фотокамерой получают изображение всех объектов находящихся в поле зрения сканера. Полученное изображение передается на дисплей компьютера. Пользователь с помощью мыши выделяет на изображении рабочее поле зрения — область, подлежащую сканерной съемке.

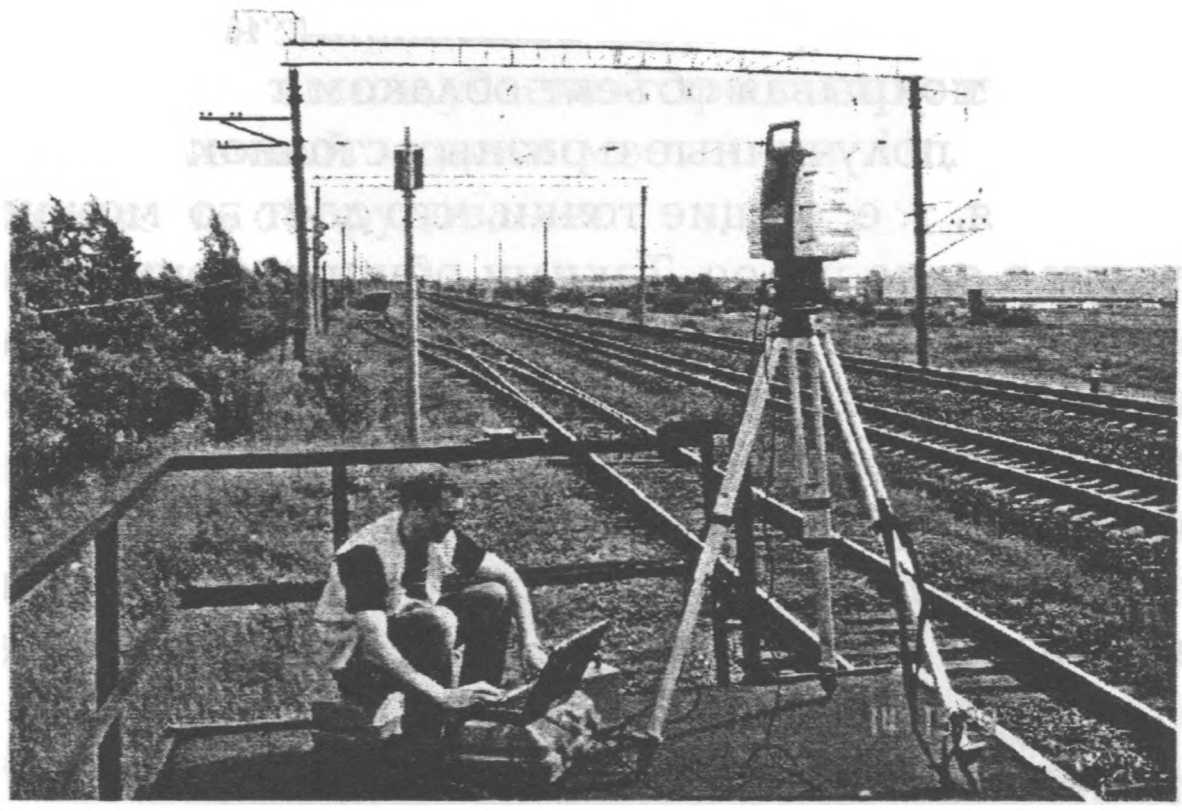


Рис. 9.15. Съемка железнодорожной станции сканером Leica HDS3000

При выполнении съемки поверхность объектов, расположенных в выделенном поле зрения, изображается в виде облака точек, каждая из которых характеризуется координатами *X*, *Y*, *Z*, цветом и интенсивностью отраженного сигнала. Плотность точек может задаваться в разных сканерах в пределах от долей миллиметра до нескольких сантиметров. Совокупность таких точек образует трехмерную точечную модель объекта. Эту модель можно рассматри-

вать на экране компьютера под разными углами зрения и в разных проекциях (см. рис. 9.16), а также выполнять на ней обмер интересующих частей объекта съемки.

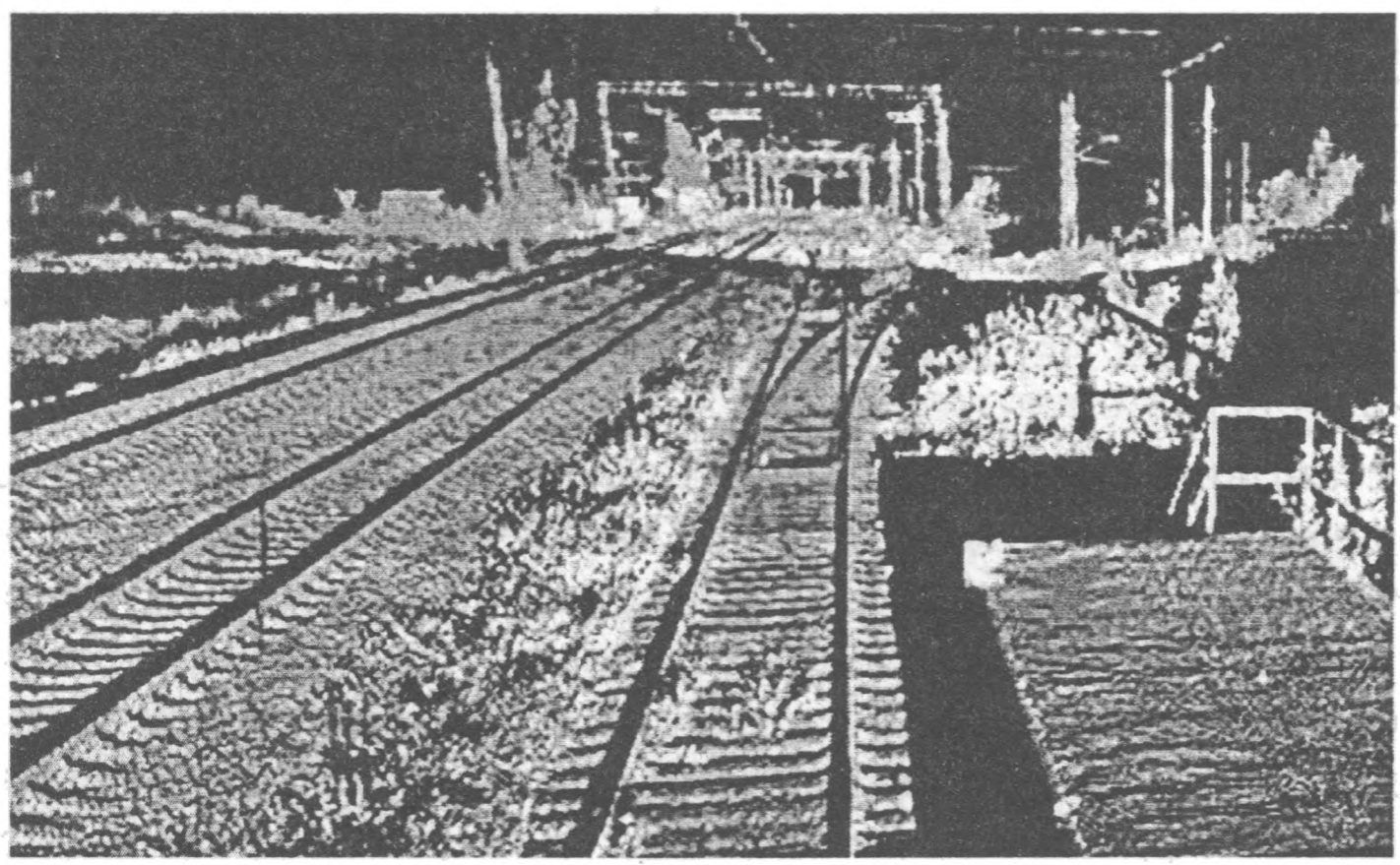


Рис. 9.16. Изометрический вид железнодорожной станции, полученный на основе точечной модели

Ограниченное поле зрения сканера и форма объекта съемки обычно не позволяют ограничиться измерениями с одной установки сканера. Тогда сканирование выполняют из нескольких точек стояния сканера, покрывая объект облаком точек по частям. При этом части облака, полученные с разных стоянок сканера, должны иметь перекрытия, т. е. общие точки, что дает возможность «сшивать» эти части в одно целое. Такими общими точками служат характерные, особенно четкие точки объекта или специальные марки, располагаемые перед съемкой на объекте и автоматически распознаваемые в облаке точек программным обеспечением. При необходимости центры марок геодезическими измерениями привязывают к существующей геодезической сети. Такой привязкой обеспечивается представление всей модели в единой с геодезической сетью системе координат.

В результате объединения облаков получают единое облако точек — единую точечную модель объекта. Программное обеспечение сканеров позволяет выполнять на точечной модели необходимые измерения, строить профили и сечения, представлять точечную модель в различных цветах, выделяя зоны по удаленности точек от сканера, по их высоте, по интенсивности отраженного сигнала, по реальному цвету точек;

Точечная модель объекта служит основой для составления его пространственной векторной модели и цифрового топографического плана.

Составление пространственной векторной модели предваряют фильтрацией точечной модели — удалением лишних, ненужных точек, выполняемым в ручном или автоматическом режиме.

Затем выполняют векторизацию модели — поверхностную и трехмерную.

Поверхностное моделирование представляет собой объединение точек модели, лежащих на одной поверхности, сетью треугольников, вершинами которых являются эти точки.

Трехмерное моделирование выполняется в интерактивном или автоматическом режиме путем изображения пространственных элементов объекта подбором подходящих правильных геометрических фигур (таких как цилиндр, тор, сфера).

В результате векторизации получают векторную модель объекта съемки. Пример векторной модели показан на рис. 9.17.

Для составления плана местности ее точечную модель проецируют на горизонтальную плоскость и получают точечный план. Выполняют фильтрацию и векторизацию плана. В результате векторизации получают изображение на плоскости контуров объектов, распложенных на местности, и горизонталей. Завершается работа редактированием, рисовкой условных знаков, построением рамок плана, координатных линий, зарамочным оформлением. При необходимости план выдается на печать на бумаге.

Достоинством сканерной съемки является автоматическое выполнение с высокой скоростью измерений в безотражательном режиме и большой объем получаемой при съемке информации, представленной в точечной модели местности. Недостатком является высокая стоимость оборудования.

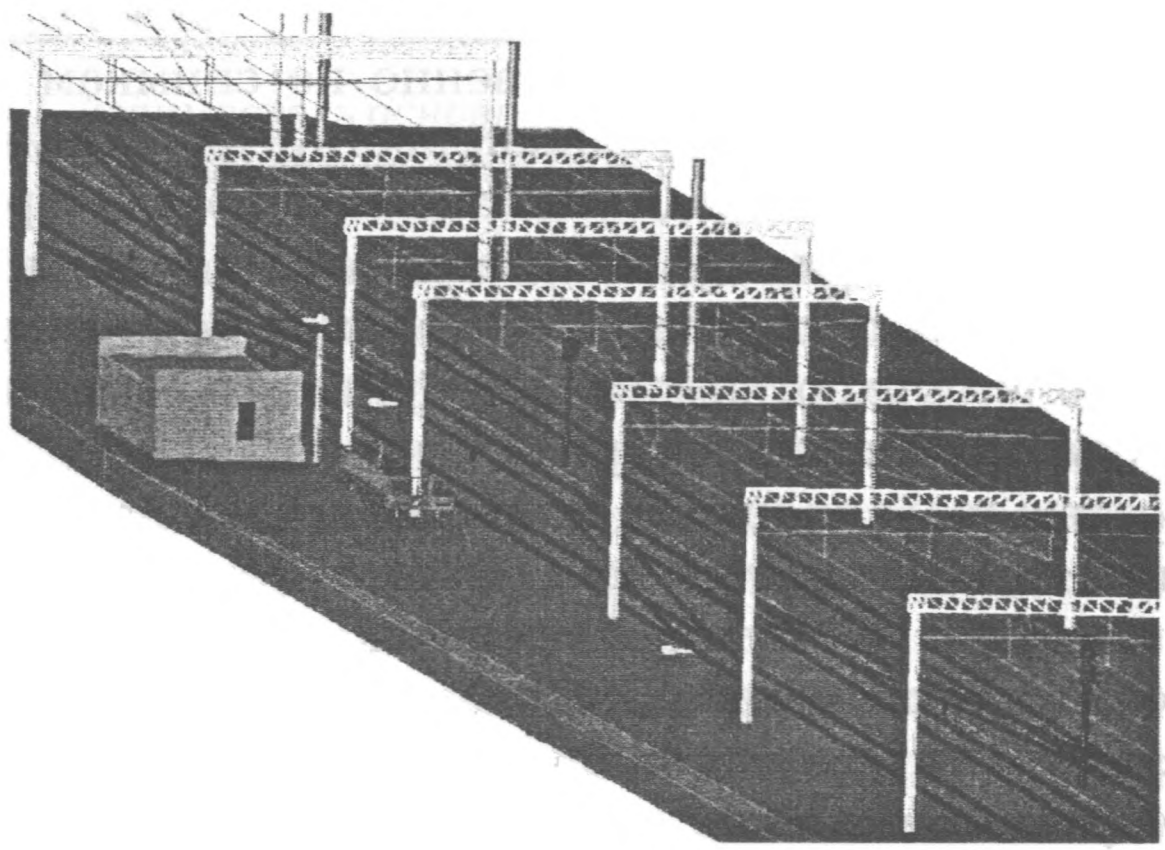


Рис. 9.17. Фрагмент цифровой векторной модели железнодорожной станции

Глава 10

ФОТОГРАММЕТРИЧЕСКИЕ СЪЕМКИ И ДИСТАНЦИОННОЕ ЗОНДИРОВАНИЕ ЗЕМЛИ

10.1. Фотограмметрия и дистанционное зондирование. Основные понятия, термины и определения

Фотограмметрия — наука о методах определения метрических характеристик объектов и их положения в двух- или в трехмерном пространстве по снимкам, полученным с помощью специальных съемочных систем. Такими системами могут быть традиционные фотографические камеры, а также системы, использующие иные законы построения изображения и иные (кроме фотографических слоев) регистраторы электромагнитных излучений. Наиболее употребляемой задачей фотограмметрии является топографическое картографирование. Почти все карты на территорию страны получены фотограмметрическими методами. Фотограмметрическими методами также создают специальные инженерные планы и карты, например планы железных дорог, станций и узлов и т. д.

Фотограмметрические методы позволяют также быстро и достаточно точно решать непосредственно по снимкам некоторые прикладные задачи, например, фиксировать деформацию зданий и сооружений, измерять площади участков местности, определять их уклоны, получать профиль трассы, выполнять, выполнять вертикальную планировку с определением объема земляных работ и др. Это направление обработки снимков принято называть прикладной (инженерной) фотограмметрией.

В двадцатые годы прошлого столетия начали использовать аэрофотоснимки для специального изучения лесов, а в начале тридцатых годов — почв. Создание космических летательных аппаратов и съемочных систем, работающих в более широком диапазоне электромагнитных излучений с оперативной доставкой по радиоканалам результатов съемки на пункты приема активизировало развитие нового направления — дистанционного зондирования.

Под дистанционным зондированием понимается изучение Земли (планет, спутников), ее поверхности, близповерхностного пространства и недр, отдельных объектов, динамических процес-

сов и явлений путем регистрации и анализа их собственного или отраженного электромагнитного излучения. Регистрация может осуществляться с помощью технических средств, установленных на аэро- и космических летательных аппаратах, а также, в частных случаях, на земной поверхности, например, при исследовании динамики оползневых процессов в зоне железных дорог и др.

Принципиально к дистанционному зондированию можно отнести известные методы исследования недр Земли — сейсморазведку и гравиразведку, сканирующую экологию дна водоемов и др.

Взаимосвязь основных направлений использования снимков и наименования дисциплин может быть предоставлено схемой (рис. 10.1)

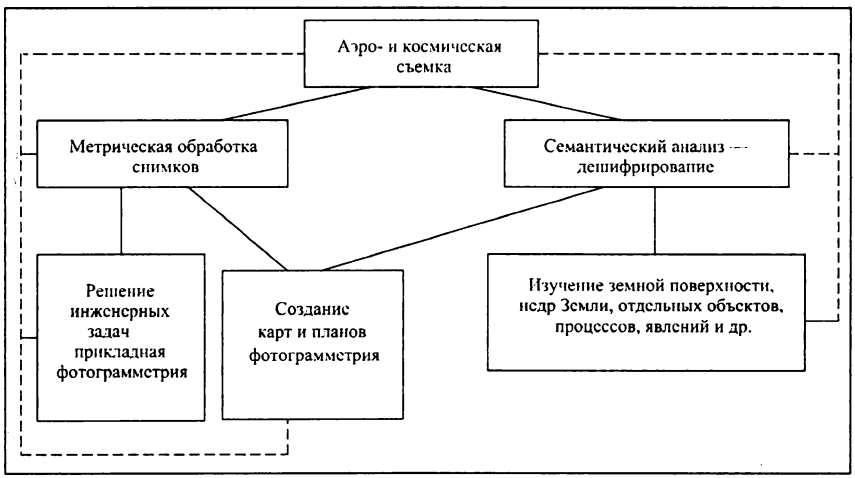


Рис. 10.1. Взаимосвязь основных направлений фотограмметрии и дистанционного зондирования Земли

Аэро- и космические съемки (АКС) являются первым технологическим этапом при решении фотограмметрических задач и дистанционного зондирования. При этом выполняется измерение (регистрация) отраженного или собственного электромагнитного излучения. Измерения излучения производят с некоторого расстояния от изучаемого объекта с помощью различных датчиков или съемочных систем.

Под съемочной системой понимают технологические средства, с помощью которых выполняется регистрация электромагнитного излучения.

В зависимости от места установки съемочной системы, измерение и регистрация излучения производятся в наземных условиях (наземная съемка), с воздушного (аэросъемка) и космического летательного аппарата (космическая съемка). При получении ин-

формации о земной поверхности большой протяженности аэро- и космические методы являются наиболее эффективными и оперативными. Для изучения локальных явлений или относительно небольших по размерам объектов, например, для получения планов мостовых переходов, склонов для проложения трассы железных дорог, мониторинге оползневых процессов в зоне железных дорог, изучении деформаций зданий и сооружений и т. д. выполняются наземные съемки с помощью фототеодолитов, фотокамер, цифровых съемочных устройств или лазерных сканеров.

В зависимости от типа съемочной аппаратуры, информация может быть представлена в различном виде, например, в виде двумерной аналоговой записи на фотограмметрическом носителе (фотоснимке) или поэлементной цифровой записи на магнитном носителе. Некоторые съемочные системы позволяют получать трехмерное изображение, каждый элемент которого имеет все три пространственные координаты, например, лазерные системы.

Результаты регистрации электромагнитного излучения в виде изображения изучаемого объекта (участка земной поверхности) в аналоговой или цифровой форме записи называют видеоинформацией. Процедура преобразования результатов аналоговой или цифровой записи сигналов в видимое изображение называется визуализацией.

АКС Земли разделяют на пассивные и активные. При пассивной съемке информацию получают двумя способами. Первый способ — путем регистрации отраженного от объекта солнечного светового потока. Второй способ предусматривает измерение радиационного потока, излучаемого самим объектом (собственное излучение). При активной съемке поверхность исследуемого объекта облучается с борта аэро- или космического летательного аппарата с помощью искусственного облучателя (лазера — оптического генератора, радиогенератора), а регистрация отраженного излучения производится соответствующими бортовыми приемными устройствами.

АКС представляют собой сложный комплекс инженерных, технических и организационных мероприятий, в состав которых входят работы по наземному обеспечению получения и последующей предварительной обработке изображений (снимков).

При дистанционном зондировании Земли в настоящее время наиболее широко применяются пассивные съемочные системы (фотографические и оптико-электронные), а из активных — радиолокационные системы и лазерные системы.

В качестве приемников излучения в съемочных системах служат фотографические пленки, фотоэлектрические элементы. Если съемка выполняется с помощью радиосъемочной аппаратуры, то для приема радиоизлучения от объекта используют антенны.

Материалы съемок поступают на пункты приема. При выполнении фотографических съемок выполняется фотохимическая обработка фотопленки, изготавливаются контактные фотоснимки. При съемке нефотографическими съемочными системами, передающими результаты измерений излучения по радиоканалу, на пунктах приема производится запись передаваемой информации, ее визуализация и размножение цифровых изображений. На пунктах приема также оценивается изобразительное и фотограмметрическое качество материалов съемок, выполняется фотометрическая и геометрическая коррекция нефотографической видеоинформации. После этого результаты дистанционного зондирования передаются потребителю на фотографических или магнитных носителях. В настоящее время на территории страны существует сеть региональных государственных и негосударственных пунктов приема космической информации. Потребитель практически одновременно с проведением съемки может получать интересующие сведения об объектах (так называемая съемка в реальном масштабе времени).

Процедура получения видеоинформации достаточно сложная. На каждом этапе происходит искажение электромагнитного излучения, формирующего изображение. Знание особенностей этих искажений позволяет учитывать их при планировании, выполнении съемок или при дальнейшей обработке материалов АКС.

При проведении АКС для создания картографических материалов, экологического изучения территорий, мониторинга земель используют наиболее информативные для этого диапазоны электромагнитного излучения (рис. 10.2): оптический диапазон ($\lambda = 0{,}1 - 1000$ мкм) и радиодиапазон (длины волн электромагнитного излучения более 1мм). Оптический диапазон делится на области и зоны спектра.

Материалы АКС имеют ряд преимуществ по сравнению с топографической съемкой, благодаря которым они применяются для решения многочисленных задач изучения поверхности Земли. К такими преимуществами можно отнести следующие:

- оперативность получения метрической и смысловой информации об изучаемой территории;
- объективность и документальность этой информации, т. к. при АКС выполняется регистрация фактического состояния объектов на земной поверхности;
- экономическая эффективность получения информации по материалам АКС;
- возможность регулярных наблюдений (особенно по материалам космических съемок) за изменениями, происходящими на изучаемой территории.

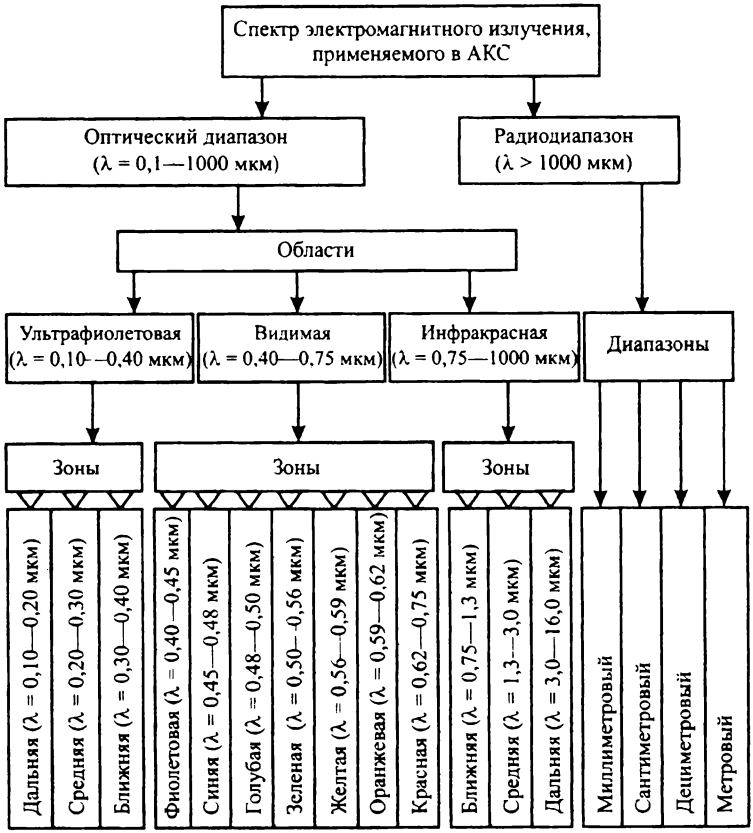


Рис. 10.2. Схема деления спектра электромагнитного излучения

10.2 Производство аэро- и космической съемок

Аэро- и космические съемочные системы. Съемочные системы можно классифицировать на:

- воздушные и космические;
- пассивные и активные;
- работающие в оптическом или радиодиапазоне;
- однозональные и многозональные. При выполнении многозональных съемок получают одновременно несколько изображений одной и той же территории в различных зонах спектра электромагнитного излучения;
- фотографические и нефотографические. Фотографирование может выполнятся на черно-белых или цветных фотоматериалах. Цвет изображения может быть натуральным или псевдоцветным (спектральное фотографирование);

— оперативные и неоперативные, в зависимости от способа и сроков доставки видеоинформации. Фотографические съемочные системы являются неоперативными. Нефотографические системы относят к оперативным. С их помощью видеоинформация передается по радиоканалу в реальном времени съемки, или записывается на магнитном носителе, с последующей передачей по линиям связи;
— использующие для построения изображения законы центральной проекции (кадровые — фотографические и телевизионные системы), строчно-кадровую развертку (сканеры) и иные законы. В настоящее время при создании крупномасштабных топографических планов и карт фотограмметрическим методом используются в основном снимки, полученные кадровыми фотоаппаратами.

Классификация может быть продолжена с учетом многообразия конструкций и технических характеристик съемочных систем.

Основные критерии, применяемые для оценки информационных возможностей съемочных систем, следующие: линейная разрешающая способность, фотограмметрическая точность.

Линейной разрешающей способностью съемочной системы называют ее возможность раздельно воспроизводить на снимке мелкие детали снимаемого объекта. Разрешающая способность R определяется количеством раздельно воспроизводимых линий в 1 мм изображения при таком же белом интервале между ними. Для числа воспроизводимых линий R и ширины линии P_c справедлива следующая зависимость:

$$P_c = 1 / (2R). \qquad (10.1)$$

Например, если съемочная система имеет разрешающую способность $R = 50$ мм$^{-1}$, то это означает, что в 1 мм изображения может быть зафиксировано 100 черных и белых линий, и минимальный размер различимого элемента изображения будет равен 0,01 мм. Величину P_c называют разрешением на снимке. Размер соответствующего элемента на поверхности снимаемого объекта называют разрешением съемочной системы.

Под *спектральной разрешающей способностью* съемочной системы понимают минимальную ширину спектральной зоны, в которой производится съемка. Ширина спектральной зоны определяется возможностью используемого датчика воспринимать интегральный сигнал (уровень излучения), создаваемый в данной зоне. Для фотографических систем она приблизительно равна 40 — 50 нм, для нефотографических систем — 10 — 20 нм и менее.

Фотограмметрическая точность съемочных систем — критерий геометрического искажения получаемого снимка. Степень геометрического искажения определяется позиционной точностью

построения оптического изображения и определения последующей деформации данного оптического изображения приемником излучения. Существуют топографические и нетопографические съемочные системы. Под топографическими понимаются такие системы, геометрические искажения в которых минимальны и практически не влияют на точность фотограмметрических преобразований. К этому же классу можно отнести съемочные системы, имеющие значительные искажения геометрии построения изображения, но с известным законом (моделью) деформации. По модели деформации можно учесть геометрические искажения снимка при цифровой фотограмметрической обработке. Для нетопографических съемочных систем главным является получение изображения с высокими изобразительными свойствами.

Под *фотометрической точностью* съемочной системы понимают ее способность пропорционально воспроизводить через уровень видеосигнала (в частности через оптическую плотность или цвет) соотношение яркостей элементов снимаемой местности. Причинами, снижающими фотометрическую точность, могут быть: оптический тракт съемочной системы, нестабильность работы ее электронной цепи, непропорциональность регистрации сигналов датчиком и др. В качестве одного из критериев фотометрической точности может быть использовано отношение сигнал/шум — критерий, определяющий отношение основного сигнала, несущего информацию, к величине сигнала-шума (помехи).Чем больше отношение сигнал/шум, тем выше фотометрическая точность системы.

Фотографические съемочные системы, применяемые для съемки земной поверхности с различных летательных аппаратов, называют соответственно аэро- и космическими фотоаппаратами. Существует большое количество конструкций фотоаппаратов. Аэро- и космические фотоаппараты можно классифицировать по способу построения снимка, количеству используемых каналов, а также по длине фокусного расстояния объектива, разрешающей способности, назначению и т. д.

Наибольшее применение имеют **кадровые топографические аэрофотоаппараты (АФА)**. В них имеется плоская поверхность, на которой строится изображение, неподвижный относительно нее объектив, главная оптическая ось занимает неизменное положение, перпендикулярно плоскости снимка, изображение строится в центральной проекции. Экспонирование площади снимка происходит одномоментно.

На рис. 10.3 представлена блок-схема основных устройств. Внешний вид топографического аэрофотоаппарата показан на рис 10.4.

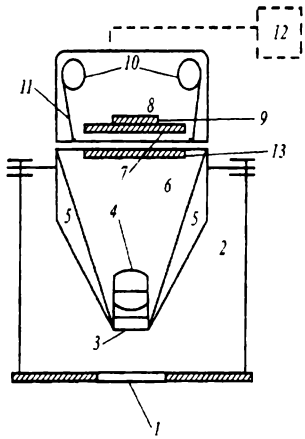


Рис. 10.3. Блок-схема кадрового аэрофотоаппарата

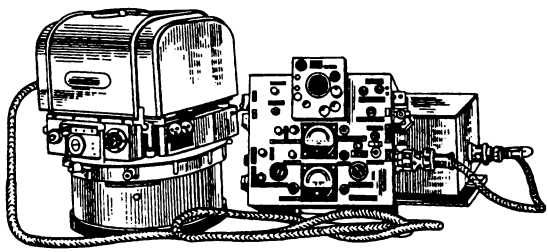


Рис. 10.4. Внешний вид топографического АФА-ТЭС-10

Основными блоками его являются съемочная камера и кассета (рис. 10.3). Съемочная камера состоит из оптического блока *6* и корпуса *5*. В нижней части оптического блока расположен объектив *4*, с закрепленным на нем светофильтром *3*. В верхней части этого блока, в фокальной плоскости аэрофотообъектива, располагается прикладная рамка *13*. Аэрофотопленка *11* в АФА располагается в кассете *8* на катушках *10*. В плоскости прикладной рамки в момент фотографирования происходит выравнивание аэрофотопленки. Существуют несколько способов выравнивания аэрофотопленки. Например, с помощью прижимного стекла *9* аэрофотопленка прижимается к выравнивающему стеклу *7*. В некоторых типах АФА выравнивание пленки производится за счет создания воздушного разряжения между пленкой и выравнивающим стеклом. Невыравнивание аэропленки приводит к геометрическим деформациям изображений и снижает разрешающую способность снимка. Съемочная камера и кассета образуют аэрофотокамеру. Управление работой АФА осуществляется с помощью блока *12*. Аэрофототокамера закрепляется в аэрофотоустановке *2* над стеклом *1*, герметизирующим люк летательного аппарата.

На серединах сторон прикладной рамки (в некоторых конструкциях также в ее углах) имеются координатные метки, которые фиксируются (впечатываются) при съемке на каждом аэроснимке. Форма меток может быть различной, например, в виде острого угла, направленного к центральной части сиамка, или в виде крестов. С помощью меток определяется система координат снимка. Прикладная рамка ограничивает размеры аэроснимка. Наиболее широко применяемые форматы 18×18, 23×23 и 30×30 см. Формат кадра может быть не квадратным.

В некоторых типах АФА (АФА-ТЭС) в плоскости прикладной рамки находится выравнивающее стекло, на поверхность которого наносят контрольные метки в виде сетки крестов с шагом 10 или 20 мм. Толщина штрихов крестов — 2—3 мкм, а точность их нанесения — 2 мкм. Сетка крестов учитывает искажения изображений на аэроснимке.

Кассета — съемная часть аэрокамеры — предназначена для размещения аэрофотопленки, ее перемотки и отмеривания по размеру кадра, а также для выравнивания аэрофотопленки в плоскость. Кассета, в зависимости от толщины подложки, вмещает аэропленку длиной 60 или 120 метров, что соответствует для отечественных АФА 300 или 600 снимков размером 18×18 см.

Аэрофотообъектив представляет собой оптико-механическое устройство, состоящее из оптической и механической части. Оптическая часть — собственно объектив — это закрепленные в корпусе линзы различной кривизны и формы. Подбор линз выполняется с целью получения оптического изображения с заданными свойствами. Узлы механической части, затвор и диафрагма, размещаются в межлинзовом пространстве аэрофотообъектива.

Затвор — это устройство, регулирующее время (выдержку), в течение которого происходит экспонирование аэропленки. Выдержки в аэрофотозатворах изменяются в интервале от 1/40 до 1/1000 с и менее. Изменение выдержек в аэрофотоаппаратах происходит ступенчато (например, 1/125,1/250,1/500).

Основными характеристиками аэрофотообъектива, определяющими метрические и изобразительные свойства аэрофотоснимков, являются фокусное расстояние, дисторсия, разрешающая способность, угол поля изображения.

Фокусным расстоянием f объектива (главным расстоянием АФА) называется расстояние от задней узловой точки объектива до главного фокуса. Через главный фокус перпендикулярно оптической оси проходит фокальная плоскость, в которой строится изображение и где располагается аэрофотопленка. Фокусное расстояние определяют при фотограмметрической калибровке АФА с точностью до 0,01мм (или до 0,001мм) и записывают в аттестат аэрофотообъектива. В АФА применяют объективы с фокусными расстояни-

ями от 20 — 30 мм до нескольких метров. Фокусное расстояние АФА f и высота фотографирования (расстояние до поверхности объекта) H определяют масштаб аэрофотографирования:

$$1/m = f/H, \qquad (10.2)$$

где m — знаменатель масштаба фотографирования. При неизменной высоте фотографирования чем больше фокусное расстояние, тем крупнее масштаб съемки.

Важной характеристикой топографических АФА является *дисторсия объектива*. Дисторсия — частный случай аберрации, приводит к искажению связки проектирующих лучей, строящих оптическое изображение, т. е. к искажению центральной проекции. Искажение происходит в результате неодинакового преломления различно направленных к объективу проектирующих лучей (рис10.5).

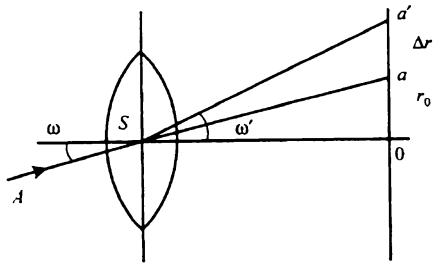


Рис. 10.5. Схема влияния дисторсии

Это приводит к неравномерному смещению точек по полю аэрофотоснимка и нарушению подобия объекта и его изображения. Геометрически дисторсию в какой-либо точке аэрофотоснимка можно представить вектором, определяющим направление и величину смещения изображения данной точки от ее неискаженного положения. Различают радиальную дисторсию, имеющую направление к центру или от центра снимка, и тангенциальную дисторсию, направление которой перпендикулярно радиальному. Дисторсия определяется при фотограмметрическом исследований АФА в дискретных точках по всей площади кадра. Для различных типов объективов ее величина варьирует от 0,002 — 0,005 мм до десятых долей миллиметра. Объективы, в которых дисторсия практически не искажает изображение, называются *ортоскопическими*. При компьютерных технологиях фотограмметрической обработки снимков возможен учет искажений вызванных дисторсией. В положение точек изображения вводятся поправки по модулю равные величинам дисторсии.

Под *разрешающей способностью* объектива понимается свойство раздельно воспроизводить оптическое изображение двух

близко расположенных точек или линий. При ее определении используют штриховые и радиальные миры, аналогично определению разрешающей способности съемочных систем. В центре изображения, построенного объективом, разрешающая способность выше, чем на краю. Поэтому при изучении мелких деталей снимаемых объектов предпочтительнее использовать центральные части снимков. В длиннофокусных объективах падение разрешающей способности от центра краю незначительно. Существуют аэрофотообъективы, у которых разрешающая способность не изменяется по полю изображения.

Угол, образованный лучами, исходящими из задней угловой точки объектива и опирающимися на диагональ прикладной рамки АФА, называется углом поля изображения (рис. 10.6). По величине угла поля изображения АФА подразделяются на узкоугольные ($2\beta < 15°$), нормальноугольные ($15° \leq 2\beta \leq 60°$) и широкоугольные $2\beta > 60°$.

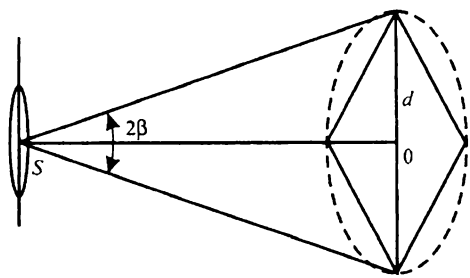


Рис. 10.6. Поле и угол поля изображения

АФА помещают в *аэрофотоустановку*, предназначенную для его крепления на летательном аппарате, ориентирования в заданном положении и уменьшения влияния вибрации. Продольная сторона прикладной рамки АФА ориентируется по направлению полета летательного аппарата, а также устанавливается заданный угол наклона. Данные действия производятся вручную или автоматически. В зависимости от возможных задаваемых углов отклонения оптической оси АФА от отвесного направления аэрофотоустановки подразделяются на: плановые — углы отклонения не превышают 3°; перспективные — с углами отклонения до 40 — 45°. Для уменьшения влияния продольных и поперечных наклонений летательных аппаратов в момент фотографирования применяют гиростабилизирующие аэрофотоустановки, обеспечивающие горизонтальность плоскости аэрофотоснимка с точностью до 7 — 10′.

Топографические АФА предназначены для получения аэрофотоснимков, которые используются при создании топографических планово-картографических материалов, сельскохозяйственных и

земельно-кадастровых планов, при мониторинге территорий и т. п. Применяют отечественные аэрофотоаппараты типа АФА-ТЭ (топографический электрический, с выравниванием пленки вакуумным способом) и АФА-ТЭС (топографический электрический с выравнивающим стеклом в плоскости прикладной рамки).

Новейшие научо-технические достижения в электронике, оптике, фотографии, вычислительной техники позволили разработать и перейти к использованию нового поколения аэрофотосъемочного оборудования. Отличительными особенностями современного оборудования являются:

- наличие сменных объективов с различными фокусными расстояниями объективов, их быстрая и удобная смена во время съемки; —
- использование сложной оптической системы, которая обеспечивает высокую (более 100 лин/мм) разрешающую способность изображения практически одинаковую по всему полю кадра;
- уменьшение остаточной дисторсии до 2—3 мкм;
- наличие большого диапазона выдержек от 1/100 до 1/1000с и компенсатора сдвига изображения, что позволяет производить аэрофотосъемку с малых высот и больших скоростях летательных аппаратов;
- использование оптико-электронных командных приборов, управляющих работой камеры в полуавтоматическом режиме; наличие стабилизирующих платформ, обеспечивающих получение аэрофотоснимков с углами наклона не более 10'; автоматическое регулирование экспозиций.

Управление работой АФА и съемочным процессом в целом выполняется с помощью специального бортового компьютера. Компьютер помещен в крепкий корпус, не содержит движущихся частей (в отличие от обычных твердых дисков), имеет электронную защиту, что значительно снижает вероятность его выхода из строя в полете. Программно обеспечиваются следующие функциональные возможности:

- графическое отображение на дисплее маршрута полета и разворотов над фотографируемым участком местности;
- точное открытие затвора в точке пространства с заданными координатами и регистрацией их на краю снимка в системе WGS-84;
- отображение любой исходной информации, необходимой при дальнейшей фотограмметрической обработке: времени суток, даты, точности определения координат центров фотографирования и т. п.

Одним из современного типов аэросъемочного оборудования является разработанный фирмой Leica (Швейцария) топографический АФА RC-30 с навигационной системой ASCOT.

В настоящее время широко используются *щелевые аэрофотоаппараты* (рис. 10.7).

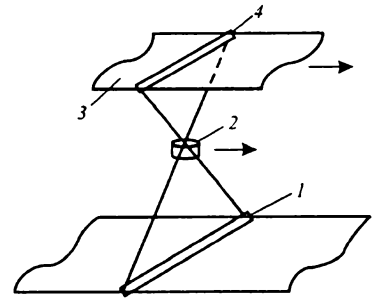


Рис. 10.7. Принцип получения изображения щелевым аэрофотоаппаратом

В щелевых АФА (ЩАФА) изображение местности *1* получают в результате непрерывного экспонирования пленки *3*. Пленка движется по направлению движения оптического изображения так, что скорость движения оптического изображения относительно пленки равна нулю. Синхронное движение аэропленки и оптического изображения исключает фотографический смаз изображения, вызванный поступательным перемещением летательного аппарата. Изображение строится объективом *2* и щелью *4*, расположенной перед светочувствительным слоем пленки перпендикулярно направлению полета. Экспонирование происходит через постоянно открытую щель, ширина которой прямо пропорционально зависит от интенсивности освещения. В результате съемки получают не отдельные кадры, а сплошную ленту фотографического изображения. При этом изображение строится по двум законам: в поперечном направлении снимок представляет собой центральную проекцию, в продольном (по оси полета) направлении — ортогональную проекцию. Изображение, построенное одновременно по двум законам, требует особой фотограмметрической обработки, отличающейся от обработки снимков, полученных топографическими кадровыми системами. Внедрение компьютерных технологий позволяет достаточно точно выполнять фотограмметрическую обработку изображений, полученных ЩАФА.

Панорамные аэрофотоаппараты (ПАФА) разработаны для увеличения зоны захвата съемочной системой. Однако увеличение угла поля изображения приводит к падению освещенности и уменьшению разрешающей способности от центра к краю снимка. В конструкции ПАФА (рис. 10.8) используется свободный от этих недостатков узкоугольный объектив.

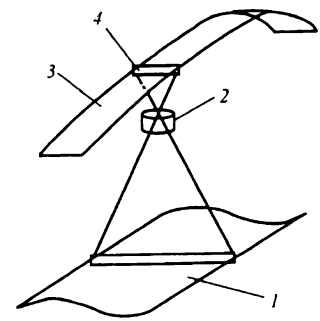


Рис. 10.8. Принцип получения изображения панорамным аэрофотоаппаратом

Объектив *2* вращается вокруг оси, проходящей через его заднюю узловую точку параллельно оси маршрута, и просматривает (панорамирует) по-

лосу местности *1* в пределах угла 140 — 180°. Этот способ панорамирования называется прямым: Косвенное панорамирование осуществляется вращением призм или зеркал, установленных перед объективом. Изображение строится полосой *4* на пленке *3*, расположенной на цилиндрической поверхности. Получаемый в ПАФА кадр представляет собой вытянутый прямоугольник. Особенностями панорамных снимков являются:

- высокие изобразительные свойства по всей площади снимка;
- ширина полосы захвата на местности в десять и более раз превосходит высоту фотографирования;
- разномасштабность по полю снимка от центра к краю уменьшается в несколько раз.

Панорамные снимки, из-за механических перемещений частей ПАФА в момент экспонирования, имеют значительные геометрические искажения. Поэтому чаще их используют для получения семантической информации. Применение цифровых технологий фотограмметрической обработки позволяет применять панорамные снимки и в картографических целях.

К нефотограмметрическим системам относят несколько классов съемочных устройств, которые разработаны в целях расширения технических возможностей аэро- и космических методов изучения Земли. Принципиальным их отличием от фотографических систем является применение иных датчиков, регистрирующих широкий спектр излучения от земной поверхности, иных способов построения и передачи изображения. Съемочные системы, установленные на космических летательных аппаратов позволяют получать информацию о процессах, проходящих на Земле в режиме реального времени или близкого к нему. В настоящее время съемочные системы, применяемые при космических съемках, успешно используются в аэросъемочном процессе.

Кадровые телевизионные (ТВ) системы имеют сходство с кадровыми фотографическими системами — изображение строится в центральной проекции. ТВ система включает оптическую систему, затвор, компенсатор сдвига изображения. Изображение формируется на фотоэлектрической поверхности (фотомишени), являющейся частью приемопередающего устройства — видикона.

Фотомишень можно считать аналогом фотопленки, но в отличие от нее используемой многократно. Схема процесса получения ТВ-снимка следующая. Оптическое изображение с помощью объектива фокусируется на фотомишень. На ее поверхности образуется поле электрических зарядов. Величина заряда на элементарной площадке фотомишени пропорциональна интенсивности падающего светового потока (экспозиции). Изображение представлено распределением электрических зарядов различной величины. При передаче на пункт приема оно сканируется электронным лучом, ис-

ходящим из электронного прожектора и управляемого отклоняющей системой. В момент взаимодействия электронного луча и элементарной ячейки происходит сложение зарядов. Суммарный заряд поступает на усилитель, после чего передается антенной по радиоканалу на наземный пункт приема. На пункте приема поступившие сигналы визуализируются — преобразуются в изображение аналогичное фотографическому. В результате сканирования фотоэлектрическая поверхность очищается и готова к приему нового оптического изображения. В случае, когда прямая радиосвязь невозможна, производится запись результатов съемки на магнитный носитель. Передача информации начинается после входа в зону радиовидимости. Изображение в кадровых ТВ-системах может быть получено одновременно в нескольких спектральных зонах. Для этого используют несколько видиконов, имеющих различную спектральную чувствительность фотоэлектрических поверхностей.

Недостатками кадровых ТВ-систем являются большие геометрические и фотометрические искажения, низкая разрешающая способность, а также зависимость от погодных условий. ТВ-снимки используют при исследовании больших территорий земной поверхности и поверхности океанов, изучении облачности и т. п. Из отечественных ТВ-систем можно назвать систему «МЕТЕОР» с разрешением на местности от 1,25 × 1,25 км в центре до 2,0 × 2,0 км на краю снимка. Система RVR, установленная на ИСЗ LANDSAT (США) имеет три спектральных канала с разрешением на местности при съемке с высоты 930 км от 0,04 км до 0,08 км. Сканирующие съемочные системы (сканеры) отличаются от других, прежде всего принципом построения изображения. Изображение строится путем построчного сканирования (просматривания) местности.

Сканирующее устройство воспринимает отраженный (излученный) электромагнитный поток от элементарных площадок снимаемого объекта, расположенных вдоль строки. Размер площадки зависит от высоты съемки, мгновенного угла изображения оптической системы сканера и положения относительно оси сканирования. Угол захвата определяет ширину полосы на местности. Переход от одной строки к другой (построчная развертка) происходит в результате поступательного движения летательного аппарата. Для исключения разрывов между строками скорость сканирования согласуется с высотой и скоростью полета. В качестве сканирующих устройств используют вращающиеся оптические элементы: плоские зеркала, зеркальные призмы, пирамиды и т. п.

В сканирующих системах применяют различные типы приемников электромагнитного излучения: тепловые (теплоэлектрические) и фотонные (фотоэлектрические). Тепловые системы работают на основе преобразования тепловой энергии в электрический

сигнал, в фотонных системах уровень сигнала определяется количеством поглощенных фотонов. Наибольшее применение получили сканеры, приемниками в которых служат линейки приборов с зарядовой связью (ПЗС). Различные типы датчиков имеют различную спектральную чувствительность и охватывают спектральный интервал от видимой зоны до дальней инфракрасной зоны (0,4 — 16 мкм). Выбор приемника излучения и его спектральной чувствительности определяется спектральным интервалом съемки.

В сканерах устанавливается несколько датчиков, позволяющих получать изображение одновременно в различных спектральных каналах. Непосредственное измерение поступившего в приемник электромагнитного излучения производится путем сравнения возникшего аналогового видеосигнала от объекта с эталонным видеосигналом, создаваемым эталонным — искусственным или естественным — источником излучения. В результате получаются именованные числа — кодированные видеосигналы, которые составляют цифровое изображение.

Результаты съемки передаются на пункт приема по радиоканалу. Поступившие кодированные сигналы записываются на магнитный носитель. Далее может быть выполнено преобразование кодированных сигналов и получение аналогового изображения, подобного фотографическому. В настоящее время результаты съемок удобнее передавать пользователю на магнитных носителях, например на CD-дисках, с последующей визуализацией на местах обработки снимков. Сканерные изображения имеют меньшую, по сравнению с фотографическими снимками, разрешающую способность.

В настоящее время широкое развитие и применение получили тепловые сканирующие системы, относящиеся к пассивным. Данные системы работают в инфракрасной и тепловых зонах электромагнитного излучения. При дистанционном зондировании используют излучение ближней ИК-зоны (λ = 0,75 — 1,3 мкм), средней ИК-зоны (λ = 1,3 — 3,0 мкм) и дальней ИК-зоны (λ = 3,0 — 16,0 мкм). Для этого используют многозональные радиометры, радиометрические комплексы, тепловизионные системы и т. п. В зависимости от вида получаемой информации, характера изучаемых объектов и возможностей используемой аппаратуры съемка может производится в одном или нескольких спектральных интервалах одновременно. Тепловая съемка представляет собой измерение двумерного поля излучения, путем поэлементного сканирования объекта земной поверхности. Сканирование может производится различными методами по разнообразным траекториям. Чаще применяется оптико-механическое сканирование по одному или двум взаимно-перпендикулярным направлениям. В первом случае переход от одной строки изображения к другой производится за счет пе-

ремещения летательного аппарата. Регистрация лучистой энергии происходит интегрально, т. е. воспринимает суммарный поток излучения во всем используемом спектральном интервале. Принцип получения изображения основан на измерении температур объектов местности. В зависимости от физических и химических свойств снимаемые объекты могут быть «теплее» или «холоднее». Преобразованные (визуализированные) результаты измерений температур имеют вид аналогичный фотографическому изображению местности. Точность регистрации температуры различными системами находится в пределах от 0,1 до 0,01°. Съемка может выполняться как в дневное время, так и в ночное. Разрешение на местности достигает при малых высотах съемки H = 200 — 300 м величины 0,01 — 0,12 м. Совершенствование ИК-приемников, оптических систем, методов термометрии позволятт получать ИК-изображения, сопоставимые по своим параметрам с фотографическими. Для стереоскопического рассматривания снимки получают с перекрытиями (часть местности, изображенной на предыдущем снимке, фиксируется на последующем). Регистрация трех координат точек изображения позволяет визуализировать на мониторе компьютера трехмерное изображение.

Изображения, получаемые с помощью тепловых съемочных систем, используются в целях картографирования подземных коммуникаций, выявления техногенных нарушений сооружений (нефте- и газопроводов, теплосетей, зданий и т. п.) и изучении негативных экологических процессов в природной среде (выявление загрязнения почв и водных объектов нефтепродуктами, засоления почв, зон подтопления и т. п.).

Использование в качестве приемников излучения ПЗС-линейки или ПЗС-матрицы расширяет класс съемочных систем, имеющих на выходе цифровое изображение. При использовании компьютерных технологий фотограмметрической обработки снимков подобные съемочные системы становятся перспективными, т. к. не требуют дополнительного преобразования снимка в цифровое изображение. Принцип работы ПЗС, заключается в следующем. Светочувствительный слой представляет собой сетку кремниевых диодов, расположенную за оптической системой. Каждый кремниевый диод соединен с ячейкой хранения заряда. Когда световой поток, в виде оптического изображения, поступает на диод, генерируется некоторое количество электрического заряда пропорционально падающему потоку. Заряд переносится в ячейку хранения заряда (ячейку памяти). Из ячеек памяти информация последовательно считывается и преобразуется в цифровой код (цифровое изображение). Изображение строится по законам центральной проекции (кадровые системы) или путем сканирования местности. Линейное разрешение цифровых съемочных систем зависит от размера эле-

ментов, составляющих ПЗС-матрицу. Их количество в современных цифровых съемочных системах достигает 80 млн элементов и более, что обеспечивает разрешающую способность, близкую к фотографической. Использование ПЗС-матриц в качестве датчиков при создании формата снимка 18 × 18 см, 23 × 23 см ограничено технологической возможностью изготовления матриц большого размера. Обычно датчик цифровых кадровых аэрофотокамер состоит из 4, 9 или более ПЗС-матриц. Каждая матрица служит для фиксирования изображения части общего снимка. Изображение каждой ПЗС-матрицы перекрывается с соседними. С помощью программных средств на основе перекрывающихся частей изображения, формируется цифровой снимок.

Геометрические свойства сканерных изображений отличаются от снимков, полученных топографическими АФА. Каждая из строк представляет собой центральную проекцию узкой полосы земной поверхности. Причем каждая строка формируется из отдельных элементов изображения (пикселей), соответствующих определенным площадкам на местности, при различных пространственных положениях (линейных и угловых) летательного аппарата. Геометрические особенности изображений, полученных цифровыми съемочными системами, накладывают определенные требования к математическому аппарату и специальному программному обеспечению, позволяющему учесть их при дальнейшей фотограмметрической обработке.

Лазерные съемочные системы относятся к активным съемочным системам, работающим в оптическом диапазоне. В основе лазерной съемки заложен принцип работы светодальномера без отражателя — лазерная локация. Отражателем является поверхность снимаемого объекта. В качестве облучателя используется полупроводниковый лазер, генерирующий излучение в ближней ИК-зоне в импульсном режиме. С помощью лазера производится направленное облучение поверхности. Сигнал, отраженный от элементарной площадки земной поверхности (объекта), принимается оптической системой. При каждом элементарном измерении в процессе сканирования регистрируется наклонная дальность до площадки отражения и направление относительно осей системы координат лазерного локатора.

Положение локатора в геодезической системе координат (X, Y, Z) определяется бортовым GPS-приемником. Углы наклона и разворота зондирующего луча относительно осей геодезической системы координат определяется с помощью инерциальной аппаратуры. Это позволяет получить после обработки результатов измерений геодезические координаты элемента поверхности, вызвавшего отражение зондирующего луча. Точность пространственных координат обратно пропорциональна высоте съемки. Результатом съемки

является трехмерное цифровое изображение. Ниже приводятся технические характеристики авиационного лазерного сканера ALMT-1020 фирмы Optech Inc,Канада:

- высота съемки H = 80 — 2000 м;
- точность определения высоты точки местности: 15 см (H = = 1200 м) — 25 см (H = 2000 м);
- точность определения плановых координат X, Y точки местности — 1 / 2000 от высоты полета H;
- ширина полосы сканирования — 0,72H;
- частота сканирования до 100 Гц;
- частота импульсов лазера — 50 Гц;
- минимально различимый элемент местности (разрешение) с высоты 300м — 25см.

В зависимости от типа лазерного локатора при съемке могут фиксироваться до 5 отражений для каждого направления визирования. Это означает, что при одном элементарном измерении могут быть получены отклики от нескольких пространственных компонентов площадки объекта, например, от проводов линии электропередачи, лиственного покрова леса, поверхности земли.

Получение изображения лазерным сканером производится в два этапа. На первом выполняется регистрация результатов измерений множества элементарных площадок (точек) — получения так называемого «облака точек» — каждая из которых имеет координаты X, Y, Z. Модель лазерного сканера ALMT3100 имеет рабочую частоту зондирующих импульсов 100 кГц и обеспечивает плотность сканирования земной поверхности до 10 точек на 1 м^2. На втором — осуществляется компьютерная обработка результатов измерений и визуализация изображения. Программными средствами можно исключить из обработки любой из откликов, задавая тем самым тематическую направленность преобразованных снимков. Например, оставить отклики от поверхности объекта, и тем самым получить информацию о рельефе. Обработка результатов измерений может производиться на борту летательного аппарата.

Лазерные съемочные системы применяют для построения профилей рельефа на территориях закрытых лесами и создания цифровой модели рельефа местности. Их применение эффективно при обследовании линий электропередач. При съемке городов и населенных пунктов получаемое трехмерное изображение позволяет успешнее проводить работы по организации территорий. Или, например, оптимизировать размещение приемопередатчиков мобильной телефонной связи для достижения уверенного приема сигналов.

Помимо лазерных сканеров, используемых с воздушных и космических носителей, существуют наземные лазерные сканеры.

Принцип работы этих съемочных систем аналогичен рассмотренным сканерам. Изображения, получаемые ими, применяются для изучения деформаций зданий и промышленных сооружений, составления фронтальных планов сложных архитектурных сооружений и т. п.

Создание радиофизических съемочных систем основано на использовании радиоволн в качестве носителя информации об объектах земной поверхности. Их разделяют на два класса: использующий метод активной радиолокации и регистрирующие собственное излучение объектов в радио диапазоне.

Из систем, относящихся к первому классу, наибольшее применение получили *радиолокационные станции бокового обзора* (РЛС БО). В основе их работы заложены принципы радиолокации. Генератор, установленный на борту летательного аппарата, вырабатывает радиоволны определенной длины, амплитуды, поляризации. С помощью антенны радиоизлучение, в виде плоского луча, направляется на земную поверхность.

Длины радиоволн, используемые при съемке, находятся в диапазоне от 1 см до 1 м и более. Режим излучения может быть непрерывным или импульсным. После взаимодействия с объектами поверхности происходит модулирование несущего сигнала, изменяются его исходные характеристики. Степень модулирования определяется физическими и химическими свойствами объекта. Отраженный модулированный сигнал воспринимается приемной антенной. Принятые сигналы после усиления поступают на экран, где происходит построчная визуализация результатов радиолокации. Полученное на экране ЭЛТ изображение фиксируется с помощью регистрирующего устройства на движущуюся фотопленку. Яркость изображения объекта зависит от энергии возвратившегося сигнала. Прямолинейность распространения радиоволн, их чувствительность к изменению рельефа при отражении создает определенную специфику радиолокационного изображения. Она выражается в значительной изменчивости яркости изображений и сложной геометрии снимка. Первичная обработка результатов съемки выполняется на борту летательного аппарата или на земле. Геометрические искажения уменьшаются в результате выполнения геометрической коррекции снимка. Результатом съемки является непрерывная полоса радиолокационного изображения. Аэросъемка выполняется со стандартных высот, например, H = 3,5;5;6,5;10,5 км, при этом полоса обзора достигает ширины 15 и 37,5 км. Масштаб изображения неодинаков в продольном и поперечном направлении. Разрешение РЛС БО уступает фотографическому. Продольное разрешение зависит от размеров антенны и частоты используемых радиоволн. Усовершенствованные радио-

локационные станции позволяют получить разрешение по полю снимка при съемке из космоса до 8 м и менее.

Преимуществом радиолокационных съемок является их независимость от погодных условий. Съемка может проводиться при сплошной облачности, в туман и даже дождь, поэтому РЛС-съемку называют «всепогодной». Она незаменима в районах, где погодные условия не позволяют использовать иные съемочные системы. Современные технологии обработки снимков делают возможным использования РЛС-снимков для картографических целей. Радиолокационная съемка применяется для изучения водных поверхностей, определения границ береговых линий, овражной сети, зон подтопления, состояния посевов и т. п.

Сверхвысокочастотная радиометрия относится к пассивным методам исследования поверхности Земли. Она выполняется с помощью СВЧ радиометров, измеряющих собственное излучение объектов в спектральном интервале 0,15—30 см нескольких каналах. Способы построения изображения и передачи информации на наземные пункты приема аналогичны, применяемым при РЛС-съемке. Линейное разрешение СВЧ-радиометров, в зависимости от типа прибора, может быть от нескольких метров до десятков и более километров. Точность определения температур уступает тепловым съемочным системам. Достоинством СВЧ съемки является то, что воспринимаемый радиометрами сигнал формируется в глубине изучаемого объекта и поэтому несет информацию о глубинных процессах.

В практике проведения аэро- и космических съемок часто применяется комплексное использование съемочных систем разных типов. Это позволяет получать разноплановую информацию об исследуемых объектах. Например комплект съемочных средств может состоять из:

- цифрового аэрофотоаппарата, для получения цифровых цветных или спектрозональных изображений;
- цифровой лазерной системы, применяемой для создания модели рельефа;
- тепловизионного сканера, позволяющего получать изображение подземных коммуникаций.

Производство аэрофотосъемки. При создании топографической основы фотограмметрическими методами используют аэрофотоснимки, полученные отечественными аэрофотоаппаратами типа АФА-ТЭ, АФА-ТЭС, а из зарубежных применяется LMK, RC-30 (Leica). В качестве основных носителей съемочной аппаратуры применяют самолеты: АН = 2, АН-30, ТУ-134СХ, ИЛ-20М.

В некоторых случаях съемку производят с вертолетов, мотодельтапланов, управляемых по радио авиамоделей и воздушных шаров. Съемка должна выполняться в ясную солнечную погоду,

при отсутствии облаков. Комплекс аэрофотосъемочных работ состоит из нескольких этапов:

- разработка технического задания (проекта), включающего технические параметры съемки: границы участка съемки, высоту и масштаб фотографирования, фокусное расстояние АФА, продольное и поперечное перекрытие снимков, тип аэрофотопленки, сроки съемки и т. д. При использовании современных технических средств производства аэрофотосъемки таких, как навигационная система GPS и компьютерная система управления полетом и работой АФА типа ASCOD, разработка имеет свои особенности. Получают координаты проектируемых центров фотографирования, т. е. точек в которых происходит открытие затвора АФА (экспонирование). Для этого на топографическую карту масштаба 1:M = 1:100 000 наносят заданную границу участка (объекта) аэрофотосъемки. Затем с помощью дигитайзера определяют координаты поворотных точек границы участка съемки, которые вводятся в бортовой компьютер. В компьютер также вводятся масштаб аэрофотосъемки, величина продольного и поперечного перекрытия, фокусное расстояние и формат снимков. По этим данным вычисляются координаты проектируемых центров фотографирования в системе координат WGS-84; подготовка аэрофотосъемочного оборудования, полетного задания и т. п.;
- аэрофотографирование;
- фотолабораторная обработка аэрофильмов (проявление, фиксирование, сушка, нумерация негативов, контактная печать аэроснимков);
- составление накидного монтажа и изготовление его репродукции, оценка фотографического и фотограмметрического качества материалов аэрофотосъемки;
- сдача материалов аэрофотосъемки заказчику.

При аэрофотографировании масштаб получаемых аэрофотоснимков, по экономическим соображениям, мельче масштаба создаваемого плана. По масштабу фотографирования съемку разделяют на: крупномасштабную (1:m > 1:15 000), среднемасштабную (1:16 000 < 1:m < 1:50 000), мелкомасштабную (1/m < 1:51 000) и сверхмелкомасштабную (1/m < 1:200 000).

По углу отклонения оптической оси объектива АФА от вертикали аэрофотофотосъемку делят на плановую и перспективную.

Плановой называют аэрофотосъемку, выполняемую при вертикальном положении оптической оси, при этом угол отклонения допускается до 3°.

Использование гиростабилизирующих аэрофотоустановок при фотографировании местности позволяет получить снимки с углом наклона 7 — 10′ (предельное значение угла 40′). При создании

планов и карт крупного масштаба применяются снимки, полученные в результате проведения плановой аэрофотосъемки.

При перспективной аэрофотосъемке угол отклонения оптической оси от вертикали может достигать 45°. Она выполняется для увеличения зоны захвата снимаемой местности при обзорных или рекогносцировочных работах.

При планово-перспективной аэрофотосъемке используют несколько аэрофотоаппаратов одновременно — одним АФА производится плановая съемка, другими перспективная. Это позволяет фотографировать полосу местности до горизонта.

По количеству и расположению аэрофотоснимков различают однокадровую (одинарную), маршрутную и многомаршрутную (площадную) аэрофотосъемку.

При однокадровой аэрофотосъемке получают одиночные снимки участков земной поверхности.

При маршрутной аэрофотосъемке изображение полосы местности представляется в виде некоторого количества аэрофотоснимков, полученных по направлению (маршруту) полета летательного аппарата.

Маршрут полета может быть прямолинейным, криволинейным или ломаным. Это зависит от вида фотографируемого объекта и целей съемки. Например, при обследовании или проектировании линейных объектов (дорог, трубопроводов, линий электропередач, каналов и т. п.) съемка производится по криволинейным или ломаным маршрутам.

Многомаршрутная (площадная) аэрофотосъемка представляет собой получение аэрофотоснимков местности с нескольких параллельных маршрутов (рис. 10.9).

Маршруты прокладываются чаще всего по направлениям восток — запад — восток или север — юг — север. Площадная аэрофотосъемка применяется при картографировании или обследовании больших территорий.

Одномаршрутная и многомаршрутная аэрофотосъемки производимая с помощью кадровых АФА, выполняется с перекрытиями соседних снимков. Перекрытиями называют части аэрофотоснимков, на которых изображена одна и та же местность. Величину перекрытий выражают в процентах от длины стороны снимков.

Взаимное перекрытие снимков одного маршрута — это продольное перекрытие P_x. Оно рассчитывается по формуле:

$$P_x = \left(l_x \times 100\,\%\right) / l, \qquad (10.4)$$

где l — длина стороны снимка по направлению маршрута; l_x — размер перекрывающихся частей снимка. Продольное перекрытие снимков рассчитывается или задается исходя из технологии фо-

тограмметрической обработки снимков (или иных соображений). Величина его может быть 60, 70, 80, 90 %. Перекрытие между двумя снимками называется двойным. Зона перекрытия на трех снимках — тройное перекрытие и т. д. Для каждого стандартного значения продольного перекрытия определяется минимальные и максимальные пределы.

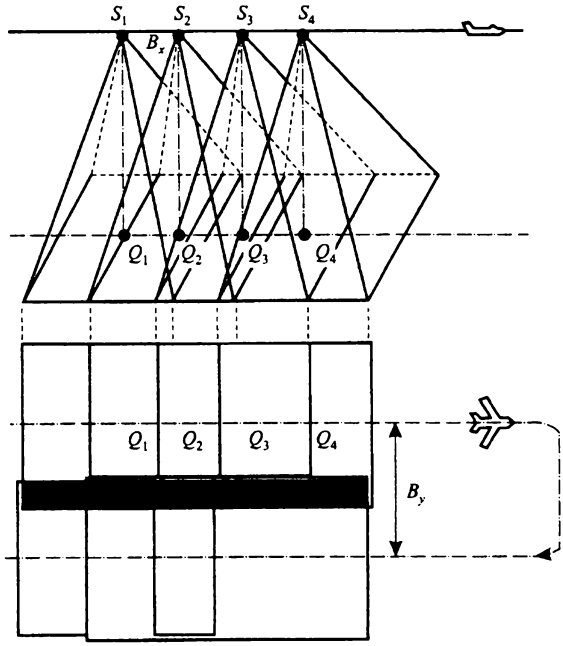


Рис. 10.9. Многомаршрутная аэрофотосъемка

Величина продольного перекрытия обеспечивается частотой (временным интервалом) включения АФА, которая зависит от высоты фотографирования и путевой скорости летательного аппарата. Расстояние между соседними точками Фотографирования в маршруте называется базисом фотографирования и обозначается B_x.

Поперечное перекрытие P_y — это перекрытие снимков соседних маршрутов, которое определяется расстоянием B_y между ними. Поперечное перекрытие расчитывается по формуле:

$$P_y = (l_y \times 100\,\%) / l, \qquad (10.5)$$

где l_y — размер перекрывающейся части снимков двух смежных маршрутов. Минимальное поперечное перекрытие допускается 20 %. Расстояние между маршрутами (рис. 10.10) рассчитывают по формуле:

$$B_y = l_y m(100\,\% - P_y) / 100\,\%, \qquad (10.6)$$

где l_y — длина поперечной стороны снимка; m — знаменатель масштаба аэрофотосъемки; P_y — заданное поперечное перекрытие.

Продольные и поперечные перекрытия позволяют определить центральную часть снимка, где его геометрические и фотометрические искажения минимальны. Эта часть снимка называется рабочей площадью снимка. Рабочая площадь снимка, ограничиваемая линиями, проходящими через середины двойных продольных и поперечных перекрытий называется теоретической (рис10.10).

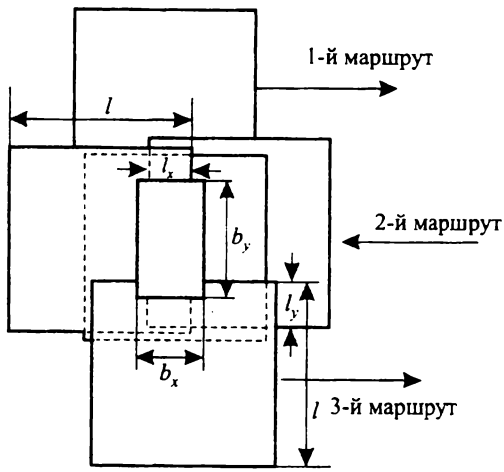


Рис. 10.10. Рабочая площадь аэрофотоснимка

Размеры ее сторон b_x и b_y по соответственным осям x и y рассчитываются по формулам:

$$b_x = l\left(100\,\% - P_x\right) / 100\,\%; \qquad (10.7)$$

$$b_y = l\left(\text{ГГГГ} - P_y\right) \qquad (10.8)$$

Теоретическая рабочая площадь используется при расчетах. При выполнении фотограмметрических работ пользуются *практической рабочей площадью.*

Фотограмметрическое качество материалов аэрофотосъемки оценивается по критериям определения продольных и поперечных перекрытий. Величина перекрытий определяется с помощью специальной линейки, позволяющей измерять перекрытия в процентах. Если аэрофотосъемка выполнена с продольным перекрытием 60 или 80 %, минимальное значение перекрытия допускается соответственно 56 и 78 %. Минимальное поперечное: перекрытие допускается 20 %. Обычно определение перекрытий выполняется по

накидному монтажу. Накидным монтажом называется временное соединение контактных аэрофотоснимков, осуществляемое совмещением (наложением) их перекрывающихся частей. В результате получают непрерывное фотографическое изображение снятой территории

Аэрофотоснимки укладываются и закрепляются на специальных деревянных щитах, иногда покрытых пробковым слоем. При 80 % перекрытии снимки укладываются через один, при 90 % — через два. Независимо от величины продольного перекрытия обязательно используются крайние снимки маршрутов. Укладывание снимков выполняется таким образом, чтобы номера снимков были видимы на накидном монтаже. Снимки размещают на щите так, чтобы их номера располагались горизонтально. Номер может быть в правом верхнем углу или на южной (нижней) стороне аэрофотоснимка. На первый закрепленный снимок укладывается второй из данного маршрута таким образом, чтобы максимально точно совместить изображения их перекрывающихся частей. Совмещают изображения способом «мельканий». Суть этого способа заключается в том, что на предыдущий снимок укладывается последующий так, чтобы изображения их перекрывающихся частей примерно совпали. Затем верхний снимок многократно в быстром темпе отгибается и прижимается к нижнему. При неточном совмещении снимков наблюдаемые изображения объектов будут перемещаться. Возникает эффект мультипликации. Для устранения перемещения положение верхнего снимка уточняется сдвигом в нужном направлении. После закрепления второго снимка аналогично укладываются остальные снимки маршрута. Снимки второго и последующих маршрутов укладывают также способом «мельканий», добиваясь совмещения изображений как в зонах продольных, так и поперечных перекрытий. При 30 % поперечном перекрытии монтируются все маршруты, при 60 % — через маршрут. При значительной территории съемочного участка составляется несколько накидных монтажей, каждый из которых, как правило, покрывает четыре смежных трапеции.

Понятие о космической съемке Земли. Космическая съемка поверхности Земли производится с пилотируемых космических аппаратов, орбитальных станций и беспилотных искусственных спутников Земли. Съемка может выполняться космонавтами, в так называемым ручном режиме, или автоматически по заданной программе.

Движение космического летательного аппарата (КЛА) происходит по сложной траектории, называемой орбитой. При съемке поверхности Земли используются круговые и эллиптические орбиты.

При движении КЛА по *эллиптической орбите* Земля находится в одном из фокусов эллипса. Точка орбиты, расположенная бли-

же к центру Земли, называется перицентром (перигеем), а наиболее удаленная — апоцентром (апогеем).

Существенным недостатком съемок с КЛА, находящихся на перечисленных орбитах, является изменение удаленности съемочной системы от снимаемой поверхности. Пропорционально изменению высоты съемки изменяется масштаб получаемых снимков. Съемка может выполняться со спутников Земли, находящихся на геостационарных орбитах. При этом варианте съемки положение спутника относительно поверхности не изменяется, т. к. его угловая скорость движения равна угловой скорости движения земной поверхности. При съемке с геостационарных спутников получают информацию об одной территории практически в любое время.

Наиболее приемлемыми, с точки зрения фотограмметрических преобразований, являются *круговые* орбиты КЛА. Круговые орбиты представляют собой окружности с центром, совпадающим с центром Земли (рис. 10.11).

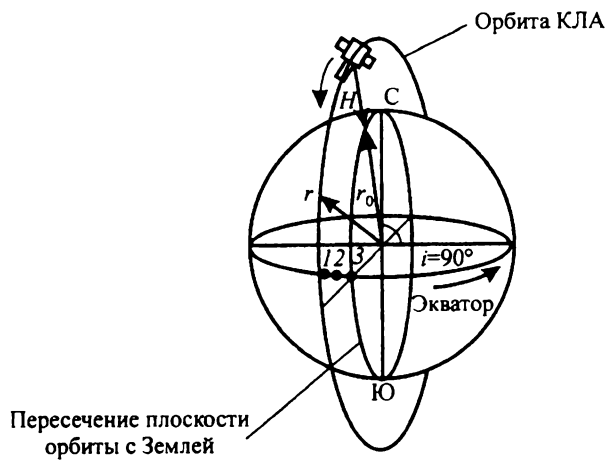


Рис. 10.11. Элементы круговой орбиты

Радиус таких орбит r определяется как сумма радиуса Земли r_0 и высоты полета H летательного аппарата (или высоты съемки). Средний масштаб снимков при съемке с круговых орбит практически одинаков. Полосы снимаемой поверхности (полосы обзора), захватываемые с каждого витка летательного аппарата, также примерно одинаковы.

Плоскость орбиты КЛА пересекает плоскость экватора под некоторым углом i, который называют наклонение орбиты (см. рис. 10.11). Если наклонение орбиты равно 90°, то ее плоскость проходит через полюсы Земли. Такая орбита носит название полярной. При наклонении равном 0° плоскость орбиты КЛА совпадает с экватором, поэтому ее называют экваториальной. Использование поляр-

ной и близполярной орбиты обеспечивает выполнение съемки всей поверхности, за счет вращения Земли вокруг своей оси. При уменьшении наклонения орбиты сокращается территория, захватываемая съемочной аппаратурой. Периодичность (частота) съемки одной и той же территории в зависимости от параметров полета КЛА может быть от 4 раз в сутки до 5 — 6 раз в месяц и реже. Регулярная повторяемость съемки позволяет применять получаемые материалы для обновления мелкомасштабных топографических и специальных карт, а также осуществлять мониторинг больших территорий.

От параметров полета зависит время возвращения летательного аппарата в заданную точку. Это связано с тем, что при наклонении орбиты, не равном нулю ($i > 0$), а также из-за вращения Земли, точка пересечения орбиты КЛА с экватором смещается. Если на данном витке КЛА прошел над точкой *1* экватора (рис. 10.11), то после оборота вокруг Земли он пройдет уже над точкой *2* экватора, затем над точкой *3* и т. д. Время возврата КЛА в исходную (или заданную) точку над поверхностью Земли в зависимости от параметров полета находится в интервале от 1 до 30 дней и более. Положение КЛА, а следовательно положения съемочной аппаратуры, в пространстве определяют в географических координатах φ и λ.

Высота полета КЛА при круговых орбитах находится в пределах от 200 до 1000 км. В зависимости от фокусного расстояния используемой съемочной системы и высоты полета КЛА снимки получают в масштабе от 100 000 до 10 000 000.

При космическом фотографировании поперечное перекрытие снимков обеспечивается тремя приемами. В первом случае — за счет вращения Земли; при этом снимки, получаемые с последующего витка, перекрываются со снимками предыдущего витка (виток аналогичен маршруту при аэрофотосъемке). Если съемка выполняется при движении КЛА по полярной или близполярной орбите, поперечное перекрытие снимков будет не постоянным. В близи экватора перекрытие будет минимальным, в районе полюсов — максимальным. Чтобы поперечное перекрытие находилось в заданных пределах необходимо согласование скорости обращения КЛА со скоростью вращения Земли.

Во втором случае перекрытие снимаемой полосы осуществляется поперечным наклоном (креном) летательного аппарата. Угол крена должен обеспечить заданное поперечное перекрытие снимков.

В третьем случае продольное перекрытие снимков обеспечивается разворотом КЛА, при котором выполняется наклон главной оптической оси съемочной системы вперед по направлению полета — (предыдущий снимок) и назад — (последующий снимок) (рис. 10.12).

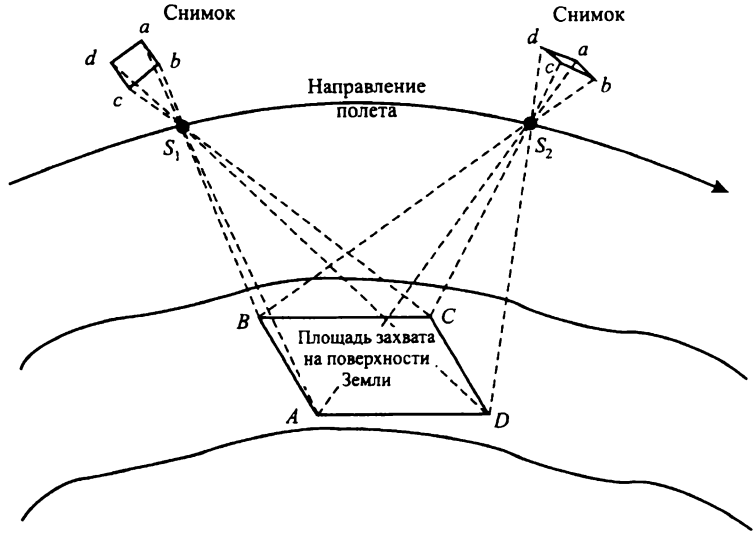


Рис. 10.12. Схема обеспечения перекрытий космических снимков

Существенным отличием космической съемки является, как уже отмечалось, изображение на одном снимке территории площадью в несколько тысяч квадратных километров. При этом на геометрию построения плоского изображения сказывается кривизна Земли. Точки земной сферической поверхности проецируется по законам центральной проекции на плоскость, в которой находится фотопленка. За счет этого на краях снимка масштаб изображения мельче по сравнению с его центральной частью.

При съемке с круговых орбит фотосъемка выполняется таким образом, чтобы оптическая ось фотокамеры была направлена по направлению нормали к поверхности Земли. Это частный случай конвергентной съемки. При этом взаимный угол, образованный оптическими осями двух смежных снимков стереопары, не превышает нескольких градусов, а для иных снимков может достигать значения 180^0.

Особенности получения космических фотоснимков требуют применения специальной методологии при фотограмметрической обработке и дешифрировании снимков.

На рубеже XXI в. в нашей стране наряду с государственными программами запуска КЛА и выполнения космических съемок появились коммерческие космические программы. Первый коммерческий спутник был запущен российской ракетой-носителем с космодрома на Дальнем Востоке в январе 1997г. В настоящее время крупнейшие авиационные и космические компании участвуют в осуществлении собственных программ. Образовался рынок фотографических и цифровых изображений. Потребитель, в соответ-

ствии с решаемой задачей, из публикаций или по Интернету выбирает из предлагаемых каталогов наиболее приемлемые для него материалы съемок. В настоящее время на земных орбитах находятся несколько десятков КЛА с различными съемочными системами на борту. Получаемая при этом разноплановая информация — изображения или результаты измерений определенных характеристик объектов на поверхности Земли или атмосферы — передаются на пункты приема тех стран или коммерческих структур, которые осуществляют данную съемку.

Наиболее известные и используемые в мире данные, получают с зарубежных КЛА: NOAA, Landsat, SPOT, IRS, RadarSat, ERS.

Высокие изобразительные и метрические качества имеют фотографические снимки, полученные с отечественных спутников КОМЕТА и ЕНИСЕЙ.

Серия спутников Landsat (США) функционирует с начала семидесятых годов XX в. Съемка проводится с высоты орбиты 900 км. На спутниках используются многозональные съемочные системы типа MSS с линейным разрешением на местности 55 × 80 м. Датчик THEMATIC MAPPER имеет линейное разрешение в видимой области спектра (канал PAN — панхроматический) 15 м и при многозональной съемке (MSI) — 30 м.

В целях мониторинга кадастровой информации и создания картографической продукции масштабов 1:5000 – 1:10 000 могут быть использованы космические съемочные системы высокого разрешения. Космические изображения земной поверхностей, получаемые со спутников Ikonos и Quick Bird (США), имеют соответственно разрешение на местности 0,61 м и 1 м. Точность фотограмметрического определения координат точек по снимкам спутника QUICK BIRD, снятых в панхроматической зоне (0,45 – 0,95 мкм) и с использованием опорных точек составляет 2 м, без опорных точек — 23 м.

Французская съемочная система SPOT IMAGE, установленная на спутниках типа SPOT, имеет четыре спектральных канала (4-й канал соответствует 1,55 – 1,75 мкм). Линейное разрешение при панхроматической съемке равно 5 – 10 м, а при многозональной — 20 м. Важным преимуществом данной системы является возможность получения снимков с перекрытием (получение стереопар), что позволяет производить стереофотограмметрическую обработку снимков. Снимок захватывает участок на земной поверхности размером примерно 60 × 60 км.

Индийские спутники последнего поколения (IRS-1C, IRS-1D) оснащены съемочными системами, работающими в четырех спектральных каналах. Панхроматические снимки получают с разрешением 5 – 6 м, а зональные — 23 м и более.

Разработка компактных радиолокационных съемочных систем с малым потреблением энергии позволила использовать их при

космических съемках. Радарные изображения, получаемые, например, с канадского спутника RadarSat или европейского ERS имеют разрешение 25 м. Современные методы радиолокации позволяют получать изображения с разрешением на местности до 1 м и менее. Изменяя ориентацию спутника в полете на соседних орбитах, можно производить стереорадиолокационную съемку. Существующие компьютерные программы позволяют выполнять фотограмметрическую обработку радарных снимков. При этом учитывается специфическая геометрия радиолокационных изображений, производится построение цифровых моделей рельефа как по стереопаре, так и с использованием методов радарной интерферометрии (определение геометрических параметров объектов на основе интерференции отраженных от них радиоволн).

Фотографические снимки, полученные со спутника КОМЕТА кадровыми камерами КВР- 1000 (фокусное расстояние f = 1000мм) имеют разрешение 2 м. Топографическая камера ТК-350, установленная на спутнике Комета, позволяет производить съемку с перекрытиями. Разрешение изображения данных снимков — 10 м. Результаты стереофотограмметрической обработки снимков используются для создания и обновления мелкомасштабных планов и карт. Спутники КОМЕТА запускаются на срок до 1 месяца.

Основные характеристики материалов фотографических съемок, получаемых с российских космических летательных аппаратов.

10.3. Геометрические особенности аэроснимков

Изображение объекта на плоскости проекции можно получить с помощью проектирующих лучей, проходящих от объекта до плоскости по различным законам. Если все проектирующие лучи параллельны между собой, то полученное изображение будет называться параллельной проекцией. Из множества параллельных проекций выделяют ортогональную или прямоугольную, проекцию, когда пучок параллельных проектирующих лучей занимает положение, перпендикулярное плоскости проекции. Применительно к целям топографии за основную плоскость местности принимают горизонтальную плоскость xy, плоскость проекций располагают ей параллельно. В такой проекции получают топографический план небольшого участка местности (когда кривизной земли можно пренебречь). Таким образом, топографический план небольшого участка местности получается как уменьшенная ортогональная проекция местности.

Если изображение объекта получают путем проектирования лучами, проходящими через одну точку пространства, называемую

центром проектирования, то такой способ построения изображения называют центральной проекцией, а полученное изображение — перспективой. Совокупность проектирующих лучей, располагающихся в пространстве, называют связкой проектирующих лучей, а их общую точку S — узлом связки (рис. 10.13).

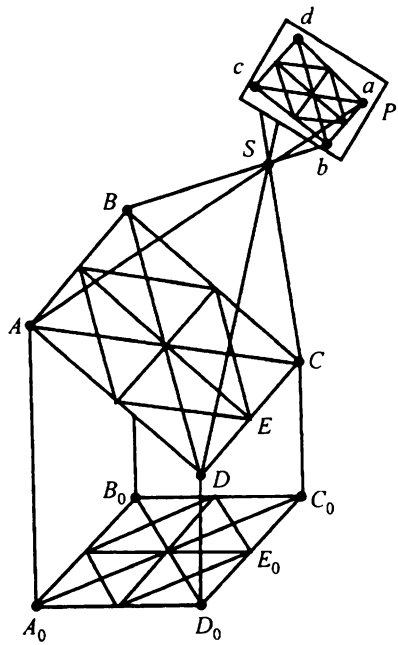


Рис. 10.13. Центральное и ортогональное проектирование

Примером центрального проектирования может служить зрение. Лучи света, исходящие из точек рассматриваемого предмета, проходят через центр хрусталика и на глазном дне строят обратное изображение предмета, физиологически воспринимаемое нами как прямое. Перспектива называется линейной, если объект проектируется на одну плоскость из одного центра проектирования.

Фотографирование, аналогичное зрению, является центральным проектированием, при котором хрусталик и дно глаза соответственно заменены объективом и плоской фотографической пластинкой фотоаппарата. Оптический центр объектива фотоаппарата служит центром проекции, через который проходят все проектирующие лучи, исходящие от точек объекта в момент его фотографирования, а фотографическая пленка — плоскостью, на которой строится изображение объекта по закону центрального проектирования. Проявленный фотографический негатив является центральной проекцией (перспективой) сфотографированного объекта.

При аэрофотосъемке объектом фотографирования служит земная поверхность, а результатом аэрофотосъемки является аэронегатив (аэроснимок), представляющий собой центральную проекцию снятой местности. Для того чтобы знать геометрические свойства изображения на аэронегативе и правильно преобразовать в план местности, необходимо знать законы построения и преобразования изображений линейной перспективы.

Для изучения основных свойств аэрофотоснимка и определения основных математических зависимостей изображения аэрофотоснимок примем за центральную проекцию местности.

Расстояние от узловой точки S объектива до плоскости местности называют высотой фотографирования H, а расстояние от нее до плоскости P снимка — фокусным расстоянием f (рис. 10.14).

При горизонтальной плоской местности и горизонтальном снимке P очевидно, что для любых соответствующих отрезков снимка и местности соотношение $l/L = f/H$ является постоянным и равным масштабу изображения снимка, т. е.

$$1/m = l/L = f/H.$$

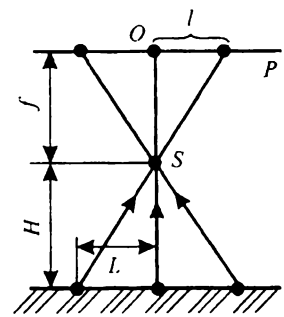


Рис. 10.14. Ход проектирующих лучей в АФА

Это свойство относится и к ортогональной уменьшенной проекции, в которой составляют топографический план местности, поэтому горизонтальный снимок является уменьшенной ортогональной проекцией плоской горизонтальной местности. Следовательно, такой снимок можно считать планом местности в масштабе $1/m = f/H$. Если масштаб снимка $1/m = f/H$ не будет равен масштабу плана 1/М, то методом простого увеличения (уменьшения) изображение на снимке можно привести к масштабу плана.

Наличие превышений на местности и наклона снимка в момент фотографирования приводят к существенным искажениям изображения на аэрофотоснимке, и следовательно, изображение на снимке не будет являться ортогональной проекцией местности. Поэтому основной задачей фотограмметрии при получении топографического плана местности является преобразование центральной проекции аэрофотоснимка в ортогональную проекцию.

Рассмотрим основные плоскости, линии и точки центральной проекции. Предположим, что все точки местности лежат в одной горизонтальной плоскости E (рис. 10.15), называемой *предметной*.

Плоскость аэрофотоснимка P называемой *картинной плоскостью* наклонена по отношению к плоскости E на угол α, не превыша-

ющий 3° для плановой съемки. Положение центра проекции S взято по одну сторону от плоскости E и P, что соответствует прямому изображению местности. Если точку S взять между плоскостями E и P, то изображение превратится в негативное, без изменения метрических свойств. Используют оба положения центра S с целью достижения большей наглядности.

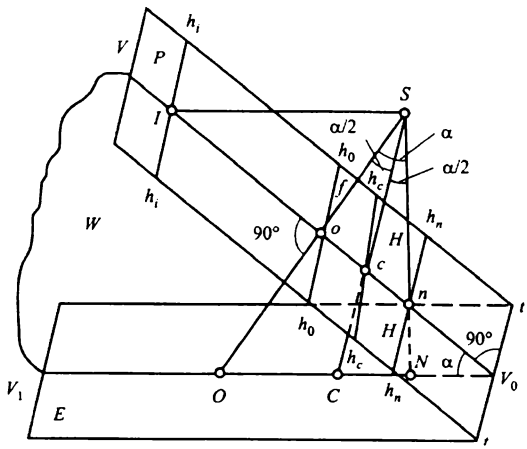


Рис. 10.15. Основные элементы центральной проекции

На рис. 10.15 приняты обозначения: tt — линия пересечения плоскостей E и P, называется основанием картины; S_0 — главный луч, перпендикулярный плоскости P; o — главная точка снимка; SN — отвесная линия, перпендикулярная плоскости E; n — точка надира — пересечение линии SN с плоскостью P; N — проекция точки надира n на плоскость E; H — высота фотографирования; W — плоскость главной вертикали, она походит через линии SO и SN и перпендикулярна плоскостям E и P; V_1V_0 — главная вертикаль — линии, принадлежащая плоскостям W и P; c — точка нулевых искажений — пересечение биссектрисы угла oSn с плоскостью снимка; C — проекция точки с на плоскость E; I — точка схода — точка пересечения луча, проходящего через центр S параллельно линии V_0V_1, с главной вертикалью VV_0; $h_n\,h_n$ — горизонталь — произвольная линия плоскости P, перпендикулярная VV_0; $h_0\,h_0$ — главная горизонталь; $h_i\,h_i$ — линия истинного горизонта, являющегося также горизонталью.

Основные зависимости, определяющие взаимное расположение элементов центральной проекции, можно найти из прямоугольных треугольников oSI, oSc, oSn, nNV_0 и Sin (см. рис. 10.15)

$SI = f/\sin\alpha$;

$oI = f\,\mathrm{ctg}\alpha$;

$oc = f \operatorname{tg}(\alpha / 2)$;

$on = f \operatorname{tg}\alpha$;

$V_o I = H / \sin\alpha$;

$Ic = IS = f / \sin\alpha$.

При $\alpha = 0$ точки n и c совместятся с главной точкой o, следовательно $oc = on = 0$.

10.4. Связь координат точек снимка и местности

Системы координат. В фотограмметрии обычно применяют правую систему координат (рис. 10.16, *а*), а в геодезии — левую (рис. 10.16, *б*) систему прямоугольных геодезических координат.

В фотограмметрической пространственной системе координат положение точки местности и соответствующей ей точке снимка, т. е. точки, лежащей на одном проектирующем луче, проходящем через центр проекции S и точку местности, можно характеризовать координатами X, Y, Z на местности и x, y, z на снимке. Тогда координаты точки А местности будут: X_A, Y_A, $Z_A = -H_A$, снимка: x_a, y_a, $z_a = -f$. Таким образом, для всех точек координаты $z = -f$ снимка и $Z = -H$ местности имеют отрицательные значения. Значения Z в центре проекции S получают при вычислении координат точек местности по фотограмметрическим измерениям снимков.

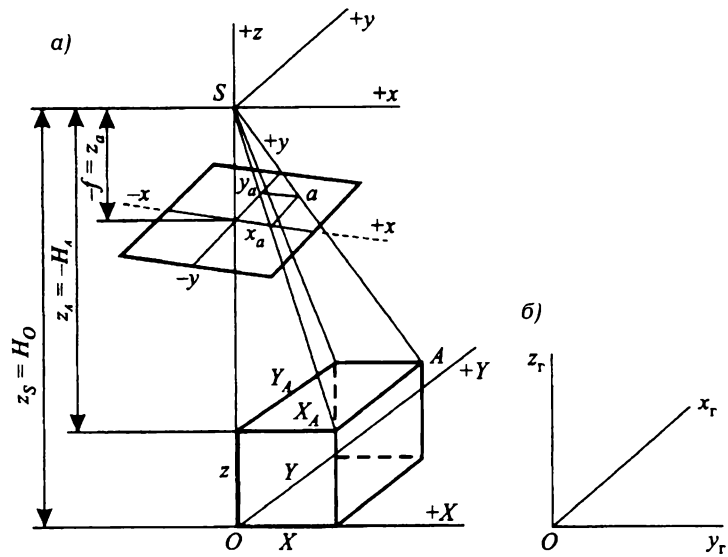


Рис. 10.16. Системы координат в фотограмметрии (а) и геодезии (б)

Если за начало координат принять точку O — проекцию точки S на плоскость объекта, то относительно точки O координата Z в системе координат объекта меняет свою величину, а иногда и знак. Учитывая, что Z_A — величина отрицательная, получим $Z = Z_S + Z_A$, откуда $Z_A = Z - Z_S$.

Так как координаты Z_A и Z заданы в фотограмметрической системе координат, то обычно индекс A не ставится, но следует помнить о различии фотограмметрических координат Z с началом системы координат в центре проекции (в системе координат снимка) и с началом системы координат в точке (в системе координат точек местности).

Элементы ориентирования одиночного аэроснимка. Элементами ориентирования снимка называют параметры, определяющие положение пространственной системы координат x, y, $z(f)$ снимка относительно принятой пространственной геодезической системы координат местности.

Через элементы ориентирования устанавливают математические зависимости между координатами x, y, z (f) снимка и координатами X, Y, Z местности. Таким образом, зная элементы ориентирования и измерив координаты x, y на снимке, можно вычислить координаты этой точки на местности и наоборот.

Элементы *внутреннего* ориентирования определяют положение центра проекции S относительно плоской системы координат x, y снимка. К ним относится фокусное расстояние f фотокамеры и координаты x_0, y_0 главной точки о относительно начала координат системы снимка (рис. 10.17, *а*). Эти элементы позволяют восстановить связку проектирующих лучей, существующую в момент съемки.

Элементы *внешнего* ориентирования определяют положение пространственной системы координат x, y, z (f) снимка относительно принятой системы координат на местности.

К ним относятся координаты X_s, Y_s, Z_s центра проекции S (рис. 10.17, *б*) и угловые элементы ориентирования координатной системы снимка. Обычно используют две системы угловых элементов внешнего ориентирования:

1. Угол наклона снимка α_0 (угол отклонения луча от отвесной линии), дирекционный угол A линии направления съемки и угол поворота снимка æ в своей плоскости, измеряемый от главной вертикали до координатной оси xx снимка.

2. Продольный α, поперечный ω углы наклона и угол æ. Углы α, ω — составляющие угла α_0. Углы измеряют: α — между отвесным проектирующим лучем SN и проекцией SO' главного луча на плоскость SNO'; ω — между главным лучем и его проекцией SO' на плоскость SNO'; æ — между следом сечения плоскости SNO' с плоскостью снимка и осью xx снимка.

Таким образом, элементы ориентирования (внутренние и внешние) определяют то пространственное положение аэроснim-

ка, при котором точки местности и их изображения на аэроснимке (позитивной картинной плоскости) лежат на проектирующих лучах, идущих через центр проекции *S*. Эти же элементы определяют и пространственное положение аэрофотонегатива (негативной картинной плоскости).

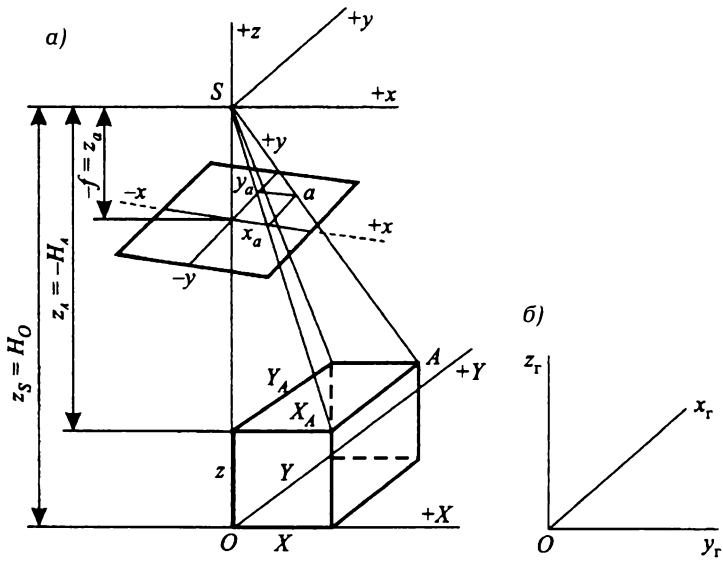


Рис. 10.17. Элементы внутреннего (а) и внешнего (б) ориентирования

В процессе аэрофотографирования из элементов внешнего ориентирования в случае применения радиовысотомера более точно определяется величина *H* (например, при использовании радиовысотомера РВТД-А средняя квадратическая ошибка определения *H* равна ≈ 1,5 м). Остальные элементы обычно неизвестны.

В последние годы при аэросъемке для определения координат X_s, Y_s, Z_s используют GPS-приемники. Выполненные исследования показывают, что применение этих приемников позволяют определять координаты центров фотографирования с точностью порядка 0,2 м.

При плановой аэрофотосъемке углы наклона аэроснимков α не должны превышать 3° (при среднем значении 40′), а в случае гиростабилизации аэрофотоаппарата α ≤ 40′ (при средней величине 10′); углы *A* и ǽ могут иметь значения от 0 до 360′.

В процессе изучения геометрических свойств аэроснимка будем считать, что элементы внешнего ориентирования известны.

Зависимость между координатами точек горизонтального аэроснимка и местности. Из подобия треугольников запишем соот-

ношение координат точек горизонтального снимка и местности (см. рис. 10.16, *а*)

$$X/x = Y/y = Z/z \tag{10.9}$$

Учитывая, что $Z = -f$, получим

$$X = -Zx/f; \tag{10.10}$$

$$Y = -Zy/f. \tag{10.11}$$

Решая (11.2) и (11.3) относительно Z, получим:

$$Z = -Yf/y = -Xf/x. \tag{10.12}$$

Формулы (10.10) — (10.12) показывают, что для определения X, Y следует измерять Z, а для определения Z — измерять X и Y.

Этот способ можно применять для плоской местности, когда для всех точек $Z = \text{const}$. Тогда по измерениям одной координаты Z (высота фотографирования) можно по измерениям снимков найти координаты X, Y всех определяемых точек местности. При наличии превышений точек местности от плоскости, потребуется большое количество полевых измерений, и этот способ становится нецелесообразным.

Зависимость между координатами точек наклонного и горизонтального аэрофотоснимков. При выполнении аэрофотосъемки строго горизонтальные снимки получить практически невозможно, поэтому переходят от координат x, y наклонного к координатам x_t, y_t, горизонтального (трансформированного) снимка. Этот процесс называют трансформированием координат, а преобразованные координаты x_t, y_t, соответствующие координатам x, y горизонтального снимка — трансформированными.

Для вывода формул преобразования координат используют промежуточную систему координат x'_t, y'_t, z'_t, координатные оси которой имеют одинаковое направление с координатными осями горизонтального снимка, а начало координат совпадает с центром проекции S горизонтального P_t и наклонного P снимков (рис. 10.18). На рис. 10.18, который дан для простаты только в плоскости xz, точка местности A изобразилась в точке a_t на горизонтальном и в точке a на наклонном снимках. На наклонном снимке ее координаты относительно центра о проекции x, $z = -f$, а на горизонтальном

$$x_t, z_t = -f.$$

В преобразованной системе координат, получаемой поворотом координатной системы наклонного снимка на углы α, ω, œ внешнего ориентирования, координаты точки а соответственно x'_t, $z'_t = -f$. Зависимость между координатами точки в двух системах будет выражаться формулами:

$$\left.\begin{aligned} x'_t &= a_1 x + a_2 y + a_3 z \\ y'_t &= b_1 x + b_2 y + b_3 z \\ z'_t &= c_1 x + c_2 y + c_3 z \end{aligned}\right\},$$

где a_1, a_2, a_3, — направляющие косинусы, зависящие от углов между координатными осями x, y, z старой системы и каждой осью x'_t, y'_t, z'_t, новой системы (рис. 10.19); x, y, $z = -f$ — координаты точки наклонного снимка, исправленного за элементы внутреннего ориентирования, x_0, y_0.

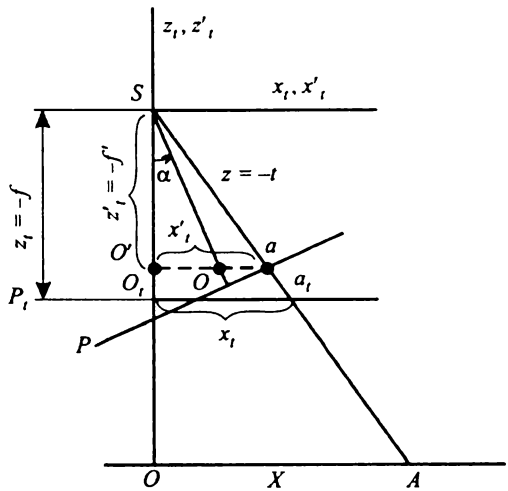


Рис. 10.18. Координаты x, z точки наклонного аэрофотоснимка в промежуточной системе (x'_t, $z'_t = -f'$) и в системе координат горизонтального (трансформированного) аэрофотоснимка (x_t, $z_t = -f$)

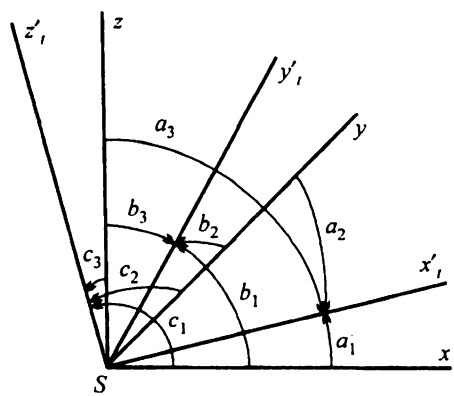


Рис. 10.19. Направляющие косинусы между промежуточной системой x'_t, y'_t, z'_t и координатной системой x, y, z = –f

Формулы связи координат наклонного и горизонтального снимков с общим центром проекции (см. рис. 10.18):

$$x_t = z_t\, x'_t / z'_t. \tag{10.13}$$

Аналогично

$$y_t = z_t\, y'_t / z'_t. \tag{10.14}$$

Подставляя в (10.13) и (10.14) значения x'_t, y'_t, z'_t и $z_t = -f$, получим:

$$\left.\begin{aligned} x_t &= -f\frac{a_1x + a_2y - a_3f}{c_1x + c_2y - c_3f} \\ y_t &= -f\frac{b_1x + b_2y - b_3f}{c_1x + c_2y - c_3f} \end{aligned}\right\}. \tag{10.15}$$

Иногда формулы (10.15) записывают через координаты x', y', измеренные относительно начала координат o'. Тогда, согласно (10.9),

$$\left.\begin{aligned} x_t &= -f\frac{a_1(x' - x_0) + a_2(y' - y_0) - a_3f}{c_1(x' - x_0) + c_2(y' - y_0) - c_3f} \\ y_t &= -f\frac{b_1(x' - x_0) + b_2(y' - y_0) - b_3f}{c_1(x' - x_0) + c_2(y' - y_0) - c_3f} \end{aligned}\right\}. \tag{10.16}$$

Зависимость между координатами наклонного аэрофотоснимка и местности. Если координаты x, y наклонного снимка преобразованы (трансформированы) в координаты горизонтального снимка, то по трансформированным координатам можно вычислять координаты точек местности, пользуясь соотношением (10.9) координат точек горизонтального снимка и местности. Тогда в соответствии (10.10) — (10.11) получим в общем виде:

$$X_t = -Z_t\, x_t / f;\;\; Y_t = -Z_t\, y_t / f, \tag{10.17}$$

где $Z = -H$ — отметки точек относительно начала координат в центре проекции.

Если координаты X, Y, Z взять в системе координат точек местности, то с учетом линейности элементов внешнего ориентирования X_s, Y_s, Z_s (10.17) будем иметь:

$$X - X_s = -(Z - Z_s)\, x_t / f;\;\; Y - Y_s = -(Z - Z_s)\, y'_t / f, \tag{10.18}$$

где Z и Z_s — отметка точки и высота фотографирования, отличается от общей начальной плоскости.

Подставляя в (10.18) значения x_t, y_t согласно (10.16), получим формулы для вычисления плановых координат X, Y по координатам наклонного снимка:

$$\left.\begin{aligned} X - X_s &= (Z - Z_s)\frac{a_1(x' - x_0) + a_2(y' - y_0) - a_3 f}{c_1(x' - x_0) + c_2(y' - y_0) - c_3 f} \\ Y - Y_s &= (Z - Z_s)\frac{b_1(x' - x_0) + b_2(y' - y_0) - b_3 f}{c_1(x' - x_0) + c_2(y' - y_0) - c_3 f} \end{aligned}\right\}. \qquad (10.19)$$

Обычно начало координат на снимке выбирают в главной точке *o* снимка, точке нулевых искажений *c*, точке надира *n*, на местности в точках: *O* — проекции главной точки о снимка на плоскость местности; *C* — проекции точки нулевых искажений с на плоскость местности; *N* — проекции точки надира n на плоскость местности.

Формулы связи координат точек снимка и местности в общем случае достаточно сложны, что затрудняет их использование для анализа. Вместо них часто используют формулы, в которых имеется только один угол (α или ω). Их можно получить на основе геометрических соотношений между плоскостью снимка и местностью или из общих формул (10.19), если принять $\alpha \neq 0$; $\omega = 0$ (или $\omega \neq 0$, $\alpha = 0$). Учитывая изложенное, напишем формулы связи координат соответственных точек местности и снимка, когда за начало координат на снимке принята точка *c*, а на местности *C*:

$$\left.\begin{aligned} X_C &= Hx_c / (f - x_c \sin\alpha) \\ Y_C &= Hy_c / (f - y_c \sin\alpha) \end{aligned}\right\}. \qquad (10.20)$$

Аналогичные зависимости при начале координат в главной точке о или точке надира n снимка имеют более сложный вид.

Геометрический анализ аэрофотоснимка. Смещение точек на аэрофотоснимке, вызванные влиянием наклона снимка. Наличие угла наклона α вызывает смещение точек на наклонном аэроснимке относительно соответственных точек на горизонтальном аэроснимке.

Пусть аэроснимок *P* с главной точкой *o*, фокусным расстоянием *f* и центром проекции *S* имеет угол наклона α (рис. 10.20). Представим, что при том же центре проекции *S* и с тем же фокусным расстоянием *f* был получен горизонтальный аэроснимок P_0, главная точка *o'* которого лежит на отвесной прямой *So'*. Плоскость главного вертикала рассекает аэроснимок *P* по главной вертикали *c I*, а аэроснимок — P_0 — по проекции главной вертикали *o'c*.

Рассмотрим изображение произвольной точки плоской местности *A* на горизонтальном P_0 и наклоном *P* снимках (рис. 10.20, *а*). Обозначим $ca = r_a$ и $ca_0 = r_0$, совмещаем наклонный аэроснимок *P* с горизонтальным снимком P_0. Тогда точка *a* на горизонтальном снимке окажется в положении *a'* (т. к. $ca = ca' = r_a$), т. е. точка *a'* не совместиться с точкой a_0 вследствие смещения на наклонном аэроснимке.

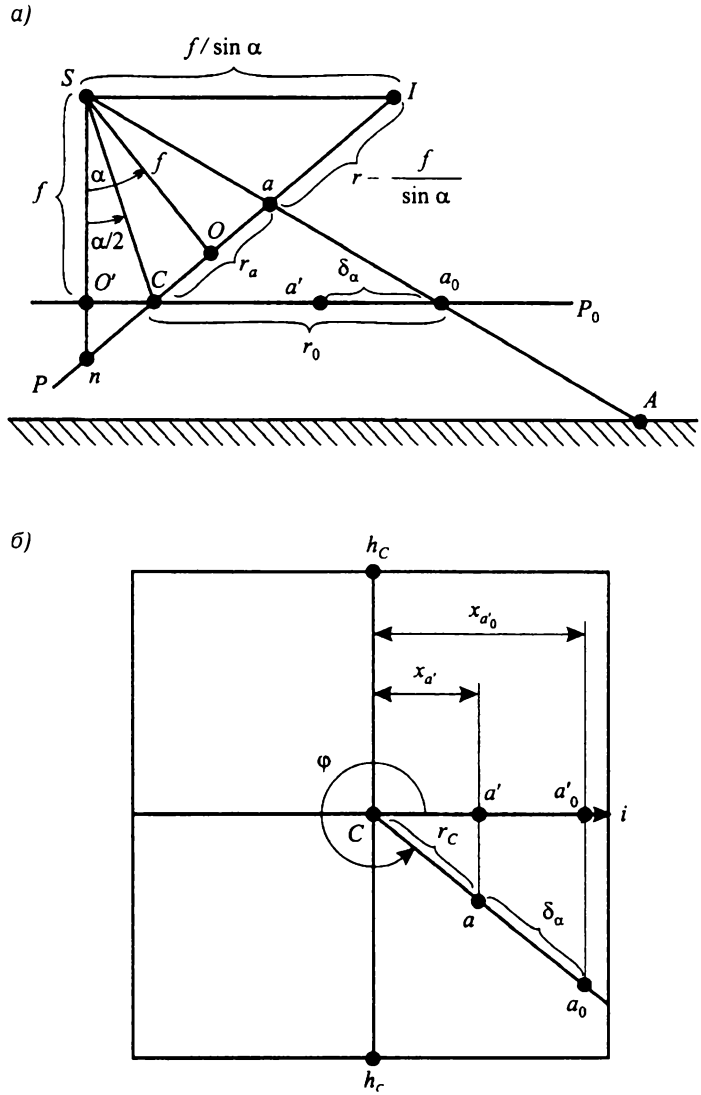


Рис. 10.20. Смещение точки на аэрофотоснимке, вызванное влиянием наклона аэрофотоснимка (а) и влиянием дирекционного угла φ

Величина смещения точки аэроснимка δ_α, которая называется смещением точки за угол наклона, равна разности расстояний от точки нулевых искажений *c* до соответственных точек наклонного и горизонтального аэроснимков, т. е.

$$\delta_\alpha = ca - ca_0 = r_a - r_0.$$

Получим формулу смещения точки за угол наклона. С произвольного направления ca_0 опустим перпендикуляры из точек a и a_0 на главную вертикаль ci (рис. 10.20,б) и получим точки a' и a'_0.

Из подобия треугольников $ca'a$ и ca'_0a_0 следует, что

$$\frac{ca_0}{ca} = \frac{ca'_0}{ca'}. \tag{10.21}$$

Принимаем за начало прямоугольной системы координат на аэроснимках P и P_0 точку c, а за ось абсцисс соответственно главную вертикаль и ее проекцию. Тогда $ca'_0 = x_{a'_0}$ $ca' = x_{a'}$. Так как $ca = r_c$, а как следует из рис. 10.20, *б*, $ca_0 = r_c - \delta_\alpha$, то в соответствии с (10.21)

$$\frac{r_c - \delta_\alpha}{r_{ca}} = \frac{x_{a_1}}{x}.$$

Заменяя $x_{a'_0}$ соответствующим значением из формулы (10.16) и учитывая, что $x_{a'} = r_c cos\varphi$, после преобразования получим формулу смещения точки за угол наклона:

$$\delta_\alpha = -\frac{r_c^2 \sin\alpha\cos\varphi}{f - r_c \sin\alpha\cos\varphi}, \tag{10.22}$$

где φ — дирекционный угол, отсчитываемый от положительного направления главной вертикали против хода часовой стрелки (см. рис 10.20, б).

Анализ формулы (10.22):

1. Величины смещений $/\delta_\alpha/$ тем больше, чем больше угол наклона α и чем меньше значение главного расстояния аэрофотоаппарата f.

2. При данных значения α и f величина смещения зависит от расположения точки на аэроснимке, т. е. от величины угла φ и радиуса r_c.

3. Точки, расположенные на главной вертикали ($\varphi = 0°$ или $180°$), имеют (при данном значении r_c) максимальные смещения $/\delta/$, т. к. в этом случае $\cos\varphi = \pm 1$.

При $\alpha < 2°$, поскольку выражения в знаменателе формулы (10.22) во много раз меньше величины f, можно пользоваться упрощенной формулой:

$$\delta_\alpha = -\frac{r_c^2 \sin\alpha\cos\varphi}{f}.$$

Масштаб аэрофотоснимка. Масштаб изображения плоской местности на горизонтальном снимке — величина постоянная и может быть выражена формулой

$$\frac{1}{m} = \frac{l}{L} = \frac{x}{X} = \frac{y}{Y} = \frac{f}{H},$$

где l — длина линии измеренной на снимке; L — горизонтальное проложение этой линии на местности.

На наклонном аэрофотоснимке масштаб изображения не постоянен, меняется от точки к точке в зависимости от направления вследствие перспективных искажений и характеризуется отношением соответствующих бесконечно малых отрезков на снимке и местности

$$\frac{1}{m} = \frac{dl}{dL}, \tag{10.23}$$

где dl и dL — бесконечно малые отрезки на снимке и местности взяты по любому заданному направлению.

Формулу (10.23) можно представить в общем виде

$$\frac{1}{m} = \frac{dl}{dL} = \frac{\sqrt{dx^2 + dy^2}}{\sqrt{dX^2 + dY^2}}.$$

Дифференцируя формулу связи координат точек местности и снимка (10.20), получим масштаб изображения по главной вертикали x и горизонтали y:

$$\frac{1}{m_v} = \frac{1}{m_x} = \frac{dx}{dX} = f\left(1 - \frac{x_c}{f}\sin\alpha\right)^2 / H, \tag{10.24}$$

$$\frac{1}{m_h} = \frac{1}{m_y} = \frac{dy}{dY} = f\left(1 - \frac{x_c}{f}\sin\alpha\right) / H. \tag{10.25}$$

Анализ формул (10.24) и (10.25):

1. Масштаб по главной вертикали (формула (10.24)) является величиной переменной, поскольку с изменением абсциссы x величина масштаба меняется. Изменение будет тем больше, чем больше угол наклона α данного аэроснимка и чем меньше его главное расстояние f.

2. Чем больше значение x, т. е. чем дальше находится точка на главной вертикали от точки c по направлению к главной точке схода i, тем мельче становится масштаб.

3. Чем меньше значение x, т. е. чем дальше находится точка на главной вертикали от точки c по направлению к оси перспективы, тем крупнее становится масштаб.

4. Изменение масштаба по главной вертикали происходит быстрее, чем по горизонталям.

5. Масштаб по данной горизонтали (формула (10.25)) является величиной постоянной, поскольку в этом случае $x = \text{const}$ для каждой горизонтали. Разные горизонтали имеют разное значение абсцисс x и, следовательно, разный масштаб. Изменение масштаба при переходе от одной горизонтали к другой будет тем больше, чем

больше угол наклона α данного аэроснимка и чем меньше его главное расстояние *f*.

6. Чем больше значение *x*, т. е. чем дальше находится горизонталь от точки с по направлению к главной точке схода *i*, тем мельче становится масштаб.

7. Чем меньше значение *x*, т. е. чем дальше горизонталь от точки *c* по направлению к оси перспективы, тем крупнее становится масштаб.

На наклонных снимках, как показано выше, смещаются изображения точек местности, искажается масштаб изображения снимка. На наклонных снимках искажаются направления, углы между направлениями, площади участков. Смещения точек за угол наклона сводятся до минимума при их трансформировании, т. е. в процессе преобразования наклонного аэроснимка в горизонтальный с одновременным приведением к заданному масштабу.

Смещение точек аэроснимка вследствие влияния рельефа местности. Аэроснимок является изображением местности в центральной проекции, план в ортогональной проекции. Если угол наклона аэроснимка равен нулю, а местность представляет собой горизонтальную плоскость, то аэроснимок и план (при равенстве масштабов) совпадают. Однако в случае неравнинного рельефа точки аэроснимка смещаются относительно соответственных точек в ортогональной проекции.

Возьмем горизонтальный аэрофотоснимок P_0 (рис. 10.21) неравнинной местности, высота фотографирования которого над начальной плоскостью E равна H_E.

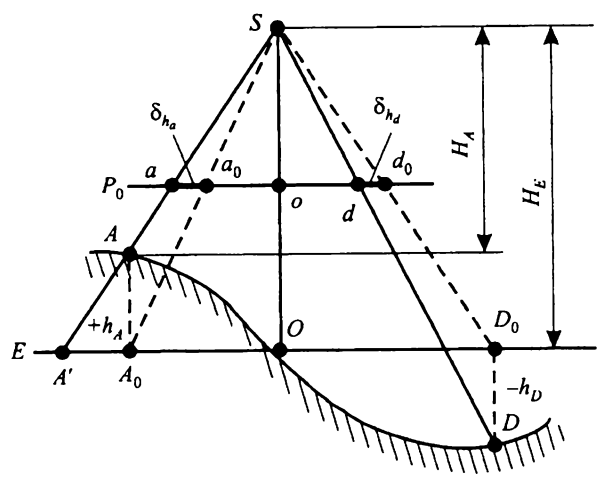


Рис. 10.21. Смещение точек аэрофотоснимка, вызванное влиянием рельефа

Точка местности A, расположенная выше плоскости E на величину превышения h_a, изобразилась на горизонтальном аэроснимке P_0 в точке a на расстоянии $oa = r$ от главной точки o.

Точка A_0 является ортогональной проекцией точки местности A на начальную плоскость E. Соединим точку A_0 с центром проекции S и в пересечении с аэроснимком получим точку a_0. Если бы точка A располагалась в плоскости E, то она изобразилась бы на аэроснимке в точке a_0. Следовательно, отрезок a_0a представляет собой смещение точки a, вызванное влиянием рельефа местности. Такое смещение называется смещение точки за рельеф и обозначается δ_h.

Выведем формулу смещения точки за рельеф. Из подобия треугольников Soa и AA_0A', Sa_0a и SA_0A' следует, что

$$A'A_0 = \frac{oa \cdot AA_0}{So} = \frac{a_0a \cdot SO}{So}.$$

Отсюда, т. к. $oa = r_a$, $AA_0 = h_a$, $So = f$, $a_0a = \delta_{h\,a}$, $SO = H$, получаем:

$$\delta_h = \frac{rh}{H} = \frac{rh}{mf}. \qquad (10.26)$$

Анализ формулы (10.26):

1. Величина $\delta_h = 0$, если $h = 0$ или $r = 0$, т. е. когда точка местности располагается на начальной плоскости E или совпадает с центром снимка.

2. Чем больше h и r, тем больше величина смещения δ_h.

3. Величины смещения за рельеф уменьшаются с увеличением высоты фотографирования H. Исходя из этого, при контурной аэрофотосъемке для уменьшения этих смещений целесообразно производить фотографирование всхолмленной и горной местности с больших высот с применением длиннофокусных АФА.

При положительных превышениях точек местности соответственные точки аэроснимка смещаются за рельеф от центра (точка a на рис. 10.21), что приводит к увеличению масштаба изображения.

При отрицательных превышениях, наоборот, точки аэроснимка смещаются к центру (точка d на рис. 10.21), что приводит к уменьшению масштаба изображения.

В процессе изготовления планов по аэроснимкам применяют методы, позволяющие устранить смещения точек за рельеф или сводить остаточные смещения до допустимого предела.

Изменение масштаба аэроснимка вследствие влияния рельефа местности. Пусть горизонтальный аэроснимок P_0 имеет высоту фотографирования H_E над горизонтальной плоскостью E очевидно, что объекты и контура местности, расположенные на плоскости E изображаются на аэроснимке в масштабе $1 / m_E = f / H_E$. Однако объекты и контура местности, расположенные на плоскости проходя-

щей через точку A изобразятся в масштабе $1/m_A = f/H_A = f/(H_E - h)$, поскольку высота фотографирования относительно плоскости, проходящей через точку A равна $H_A = H_E - h$. В общем виде формулу изменения масштаба аэроснимка вследствие влияния рельефа местности можно записать:

$$\frac{1}{m_h} = \frac{f}{H - h}, \tag{10.27}$$

где H — высота фотографирования относительно начальной плоскости.

Анализ формулы 10.27:

1. Масштаб изображения на данной горизонтальной плоскости является величиной постоянной, поскольку в этом случае $H - h = \text{const}$. Разные по высоте горизонтальные плоскости имеют, разные значения h и, следовательно, масштаб их изображения различен.

2. Чем больше значение h, т. е. чем выше располагается точка над данной плоскостью, тем крупнее ее изображение.

3. Чем меньше значение h, т. е. чем ниже располагается точка относительно данной плоскости, тем меньше масштаб изображения.

10.5. Трансформирование аэрофотоснимков

Из-за влияния углов наклона при аэрофотосъемке и влияния рельефа местности изображение на аэрофотоснимке не соответствует плану и поэтому возникает задача трансформирования аэрофотоснимка. Трансформированием называется преобразование центральной проекции, которую представляет собой аэронегатив (аэрофотоснимок), полученный при наклонной проекции главного луча в другую центральную проекцию, соответствующую отвесному его положению, с одновременным приведением изображения к заданному масштабу.

В настоящее время применяют следующие способы трансформирования: аналитическое, фотомеханическое или фототрансформирования, оптико-графическое, графическое.

Аналитический способ трансформирования, при котором координаты точек измеренные по аэроснимкам или полученные сканированием на специальных приборах (сканерах) с помощью формул связи координат (аналогичных формулам 10.19), преобразуют на компьютере в координаты соответственных точек местности. В результате такого трансформирования устраняются искажения координат, вследствие влияния угла наклона аэронегатива в момент фотографирования. Смещения же точек из-за влияния рельефа местности при таком трансформировании не исключаются. Поэтому координаты точек, измеренные по одинарным снимкам или

полученные сканированием аэронегативов могут быть аналитически преобразованы в том случае, если искажения координат точек за рельеф не превышает $\delta_h \leq 0{,}4$ мм в масштабе составляемой карты (плана), согласно формуле:

$$\delta'_h = \sqrt{\delta x_h^2 + \delta y_h^2},$$

где $\delta x_h = \frac{x \cdot h}{M \cdot f}$; $\delta y_h = \frac{y \cdot h}{M \cdot f}$; x, y — координаты точек местности; h — превышение точек относительно средней плоскости местности; M — знаменатель масштаба изготовляемого плана; f — главное расстояние АФА.

Аналитический способ трансформирования в последние годы находит широкое применение.

Фотомеханическое трансформирование (наиболее распространенное на производстве) выполняют на специальных оптико-механических приборах — фототрансформаторах. В результате получают трансформированные (преобразованные в горизонтальные) фотоснимки, из которых изготовляют фотопланы. При этом способе трансформирования смещения точек из-за влияния рельефа местности не могут быть устранены полностью. Они могут быть уменьшены до какого-либо обусловленного предела посредством многократного трансформирования одного и того же аэронегатива по высотным зонам.

Оптико-графическое трансформирование имеет меньшее производственное распространение. Для его выполнения применяют специальные приборы типа малоформатного фотоувеличителя, называемые проекторами. С помощью проектора на плановой основе (планшете) получают трансформированное изображение, контуры которого обводят карандашом.

Графическое трансформирование выполняют простейшими чертежными инструментами: линейкой, треугольником, измерителем и др. Оно заключается в построении соответственных сеток на аэроснимке и на плане и в перенесении по ним контуров с аэроснимка на план. Графическое трансформирование можно выполнять непосредственно в полевых условиях в процессе производства инженерно-геодезических работ. Этот способ оправдывает себя при небольших объемах работ и малой контурности.

10.6. Комбинированный метод аэрофотосъемки

При комбинированном методе аэрофотосъемки контурную часть плана изготавливают методом контурной фотосъемки, а на-

несение на фотоизображение горизонталей производят в полевых условиях топографическими способами.

Комбинированную съемку иногда выполняют и с применением графических планов, полученных путем обработки аэрофотоснимков на аналоговых приборах. Выбор того или иного метода получения контурной части (на фотоплане или графическом плане) определяется физико-географическими условиями местности, наличием тех или иных приборов, сроками работ и т. д. Полевые работы при съемке рельефа выполняются проще при наличии фотоплана.

Комбинированную аэрофотосъемку на фотопланах или графических планах выполняют в тех случаях, когда стереофотограмметрический метод нецелесообразно применять по техническим или организационным причинам (например, нельзя с заданной точностью выполнить рисовку горизонталей по аэрофотоснимкам из-за наличия растительного покрова), в случаях закрытой или плоскоравнинной местности.

Преимущество комбинированной аэрофотосъемки перед топографической съемкой (мензульной, тахеометрической) заключается в том, что контурная часть карты уже имеется и на выполнение полевых работ затрачивается сравнительно меньше времени, чем при полной топографической съемке. Этот метод более экономичен, чем топографический.

При комбинированной съемке на фотопланах выполняют дешифрирование. Поскольку основные формы рельефа легко читаются по фотоизображению, то для рисовки горизонталей требуется значительно меньше пикетов, чем при топографической съемке.

Наличие фотоизображения позволяет значительно проще и быстрее определять плановое положение точек стояния геодезического прибора. В ряде случаев это сводится просто к опознаванию точки стояния прибора на фотоплане. Иногда, не ожидая изготовления фотопланов, съемку рельефа производят на аэрофотоснимках или фотосхемах с применением мензулы, тахеометра и нивелира.

Полевые работы при комбинированной съемке включают в себя: развитие высотного обоснования, съемку рельефа, дешифрирование.

Высотное съемочное обоснование развивается с целью определения высот точек стояния прибора (мензулы, тахеометра, нивелира) путем проложения основных и съемочных высотных ходов.

В зависимости от принятой высоты сечения рельефа горизонталями отметки точек высотных ходов определяют геометрическим нивелированием, а также нивелированием горизонтальным лучом теодолита или кипрегеля.

При съемке с сечением рельефа через 0,25; 0,5 и 1 м основные высотные ходы должны быть проложены нивелированием техни-

ческой точности и опираться на пункты государственной нивелирной сети I — IV классов. При этом длины высотных ходов не должны превышать соответственно 2, 8, 10 км. Допускается прокладывать основные высотные ходы в виде систем ходов, образующих узловые точки и замкнутые полигоны.

Высоты съемочных точек определяют проложением съемочных ходов между точками основных высотных ходов и пунктами государственной нивелирной сети. Предельные ошибки высот съемочных точек не должны превышать 1 / 5 высоты сечения рельефа горизонталями.

Точки высотных ходов должны быть, как правило, опознаны на фотоплане. При отсутствии возможности опознавания плановое положение точек определяют графическими обратными засечками по геодезическим пунктам или четким контурным точкам; промерами расстояний до трех и более четких контуров и т. д.

Для обеспечения необходимой точности съемки рельефа на смежных планшетах вдоль рамок съемочных трапеций намечают общие точки связи, отметки которых определяют из высотных ходов смежных трапеций.

Отметки пикетов определяют с точек основных и съемочных ходов. Расстояния до пикетов определяют нитяным дальномером или, если пикет совмещен с контурной точкой, по фотоплану. Если пикетная точка совмещена с видимым контуром, то отметку пикета можно определить без рейки. Для этого вертикальный угол измеряют непосредственно на контур, а расстояние берут по фотоплану.

По окончании съемки планшета выполняют сводку по рамкам с соседними планшетами, при этом расхождения по контурам и горизонталям не должны превышать 1,0 мм — для основных контуров; 2,0 мм — для прочих контуров. Расхождения по высоте между горизонталями не должны превышать удвоенной величины допустимых ошибок съемки рельефа.

10.7. Стереофотограмметрические методы съемки

Основы стереофотограмметрических измерений. Зрение одним глазом называют монокулярным, двумя — бинокулярным. При наблюдении двумя глазами можно ощущать объемную форму объектов и их пространственное положение. Это явление называют естественным стереоэффектом, а бинокулярное зрение, при котором ощущается стереоэффект, называют стереоскопическим.

При наблюдении какой-либо точки зрительные оси глаз наблюдателя пересекаются под углом γ, называемым углом конвергенции (рис. 10.22). При наблюдении объектов, расположенных на

разных расстояниях, углы конвергенции соответственно изменяются на величину $\Delta\gamma$ и при этом автоматически происходит перефокусировка глаз. Такое явление называют аккомодацией глаз.

В соответствии с рис. 10.22 в общем случае можно записать:

$$D = b / \gamma, \tag{10.28}$$

где b — глазной базис.

Для определения соотношения между измерениями расстояния и угла конвергенции в соответствии с рис. 10.22 получим:

$$\Delta D = -b\Delta\gamma / \gamma^2 = -D^2\Delta\gamma / b. \tag{10.29}$$

Наименьшее значение $\Delta\gamma$, при котором еще ощущается разность ΔD, называют остротой или разрешающей способностью стереоскопического зрения. Острота стереоскопического зрения меняется в зависимости от индивидуальных качеств наблюдателя, формы предмета, освещенности и т. д. В среднем остроту стереоскопического зрения принимают равной 20 — 30″.

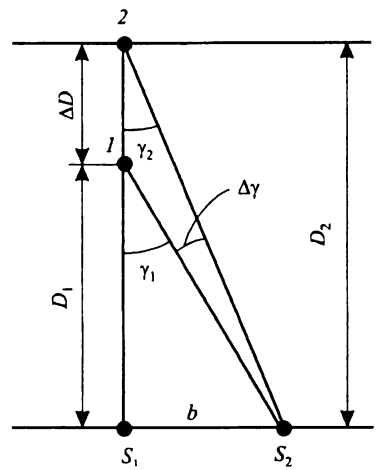


Рис. 10.22. Стереоскопическое зрение

В соответствии с (10.29) можно рассчитать ощущаемые изменения расстояний (изменение глубины объектов). Так, при наблюдении на расстоянии наименьшего зрения (D = 250 мм) и глазном базисе b = 65 мм, получим $\Delta D = 250^2 \times 20'' / (65 \times 206\,265'') = 0{,}1$ мм. При D = 100 м, ΔD = 15 м.

Из расчетов видно, что с увеличением расстояния способность восприятия глубины (объемности) снижается. При увеличении расстояния угол конвергенции уменьшается, и, наконец, когда он уменьшается до угла, равного остроте стереоскопического зрения, то ощущение объемности исчезает. Предельное расстояние $D_{max} = R$ при котором еще ощущается объемность, называется радиусом

стереоскопического зрения невооруженным глазами. В соответствии с (10.28), принимая $\gamma = \Delta\gamma = 20''$, получим:

$$R = 65 \times 206\,265'' / 20'' = 650 \text{ м}.$$

При применении оптических приборов, например бинокле, стереотруб и т. д., радиус стереоскопического зрения и точность определения расстояния повышается в соответствии с коэффициентом полной, или общей, пластики:

$$K = B\,v / b,$$

где B — базис стереоприбора; v — увеличение наблюдательной системы прибора.

Стереоскопический эффект может возникнуть не только при непосредственном рассматривании объекта, но и при рассматривании двух перспективных изображений объекта, полученных с двух точек. Такой стереоэффект называют искусственным. Его можно получить по перспективным чертежам, фотоснимкам, радиолокационным изображениям и т. д.

При съемке местности с двух различных точек $S_Л$ и $S_П$, отстоящих друг от друга на расстоянии B, называемом базисом фотографирования, точки местности A, C, D изобразятся на левом и правом снимках соответственно в точках $a_л$, $c_л$, $c!_л$ и $a_ц$, $c_п$, $c_п$ (рис. 10.23, *а*).

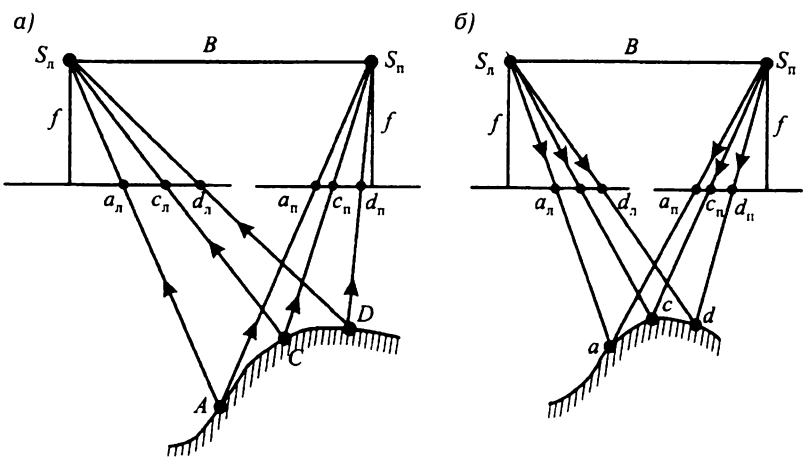


Рис. 10.23. Получение искусственного стереоэффекта по снимкам: а — в момент аэрофотосъемки; б — при рассмотривании аэрофотоснимков

Если расположить аэрофотоснимки на расстоянии глазного базиса так, чтобы глаза наблюдателя располагались по отношению к аэрофотоснимкам в точках $S_Л$ и $S_П$ (рис. 10.23, *б*), соответствующих положению центров проекций, то направление зрительных лучей для соответствующих точек аэрофотоснимка не изменится и на-

блюдатель увидит уменьшенное объемное изображение местности, т. е. будет ощущать искусственный стереоэффект. Такое видимое пространственное изображение местности называют стереоскопической моделью.

Для получения стереоскопического эффекта необходимо:

- аэрофотоснимки получить фотографированием объекта с двух различных точек пространства;
- разделить зрение, т. е. каждым глазом наблюдать только изображение одного из аэрофотоснимков;
- выполнить взаимное ориентирование аэрофотоснимков, т. е. восстановить то взаимное расположение аэрофотоснимков, которое они занимали в пространстве в момент фотографирования;
- расстояние между аэрофотоснимками должно соответствовать нормальному углу конвергенции глаз наблюдателя, т. е. углуконвергенции при данном расстоянии до аэрофотоснимков; прирасстоянии наилучшего зрения ($D = 250$ мм) угол конвергенции равен $\approx 15°$;
- разность масштабов снимков не должна превышать 16 % от их значений.

При рассматривании аэрофотоснимков в зависимости от их взаимного расположения можно получить прямой, обратный и нулевой стереоэффекты.

Если аэрофотоснимки расположить перекрытием внутрь (рис. 10.24, *а*), то будет ощущаться прямой стереоэффект, тогда форма стереоскопической модели соответствует форме объекта в натуре (например, возвышенность как возвышенность, овраги как овраги и т. д.).

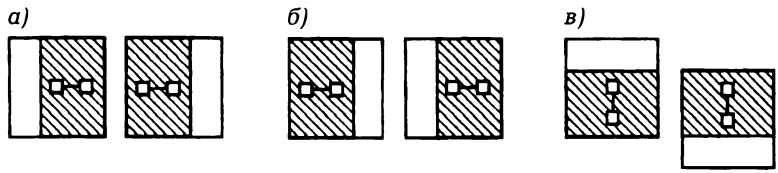


Рис. 10.24. Расположение аэрофотоснимков при получении стереоэффекта:
а — прямого; б — обратного; в — нулевого

Если аэрофотоснимки расположить перекрытием в разные стороны, т. е. левый аэрофотоснимок стереопары направо, а правый налево (рис. 10.24, *б*), то будет наблюдаться обратный стереоэффект, когда форма стереоскопической модели обратна форме объекта в натуре (например, возвышенность будет восприниматься как овраг, а овраг — как возвышенность и т. д.).

Если аэрофотоснимки повернуть на 90° в разные стороны (рис. 10.24, *в*), то возникает нулевой стереоэффект, при котором слитное

изображение двух аэрофотоснимков будет восприниматься плоским.

Для получения стереоэффекта необходимо разделить зрение, например: левым глазом видеть только левый аэрофотоснимок, правым глазом — только правый аэрофотоснимок стереопары. Существуют различные способы разделения зрения для получения стереоэффекта — оптический, анаглифический, поляроидов и т. д.

Оптический способ заключается в разделении зрения с помощью оптических систем. Простейшая система осуществлена в зрительном стереоскопе ЗС, где для этой цели используют две пары параллельных зеркал, расположенных под углом 45° к плоскости аэрофотоснимков (рис. 10.25, *а*). Наблюдатель видит стереоскопическую модель, точки которой получаются в пересечении продолжения зрительных лучей левого и правого глаз (рис. 10.25, *б*).

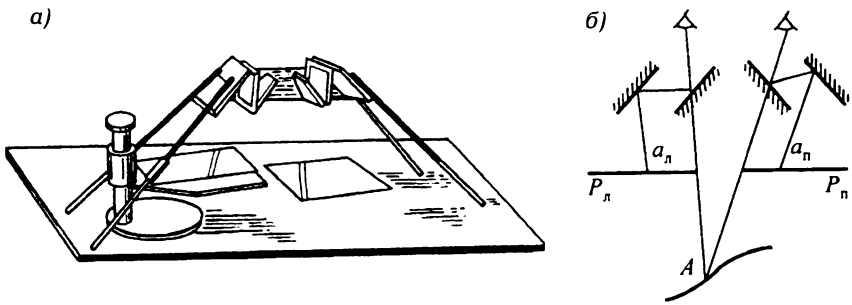


Рис. 10.25. Зеркально-линзовый стереоскоп:
а — общий вид; б — схема получения искусственного стереоэффекта

Для получения стереоскопической модели левый аэрофотоснимок стереопары кладут под левое наружное зеркало стереоскопа, а правый — под правое. В центре левого аэрофотоснимка находят точку, изображенную на правом аэрофотоснимке. Передвигают правый аэрофотоснимок по начальному направлению до совпадения двух изображений выбранной точки в одно. Первоначально для быстрого получения стереоэффекта палец левой руки кладут на точку на левом аэрофотоснимке, а палец правой руки — на изображение той же точки на правом аэрофотоснимке. Одновременно наблюдая в наблюдательную систему стереоскопа, двигают аэрофотоснимки до тех пор, пока изображения пальцев левой и правой рук не совпадут.

Полученный стереоэффект улучшают путем взаимного поворота аэрофотоснимков вокруг собственных центров. После этого аэрофотоснимки крепятся к столу грузиками или другими плоскими предметами. Для рассмотрения отдельных частей стереопары стереоскоп перемещают так, чтобы глазной базис оставался парал-

лельным базису фотографирования, т. е. отрезку между центрами двух перекрывающихся аэрофотоснимков.

Анаглифический способ заключается в получении стереоэффекта по двум изображениям, окрашенным в дополнительные цвета (обычно красный и зеленый), при рассматривании их через очки-светофильтры, имеющие такую же окраску. При этом в зависимости от расположения глаз наблюдателя с очками-светофильтрами может быть получен прямой, обратный и нулевой стереоэффекты.

Этот способ применяют при наблюдении на экране изображения левого и правого аэрофотоснимков, полученных с помощью проекторов, по изображениям, отпечатанным на бумаге (анаглифической карте, аэрофотоснимке, чертеже), а также на экране монитора при аналитической обработке изображений, аэрофотоснимков на компьютере.

Способ поляроидов аналогичен анаглифическому, но в нем вместо светофильтров применяют поляроиды, устанавливаемые на проекторах таким образом, чтобы их плоскости поляризации были взаимно перпендикулярны. Поляризованные изображения левого и правого снимков рассматриваются через очки-поляроиды, у которых плоскости поляризации совпадают соответственно с плоскостями поляризации поляроидов. В результате этого наблюдатель левым глазом увидит только то изображение, плоскость поляризации которого совпадает с плоскостью поляризации левого поляроида. Изображение другого аэрофотоснимка левым глазом видно не будет, поскольку плоскости поляризации изображения этого аэрофотоснимка и поляроида левого глаза взаимно перпендикулярны. Соответственно и правым глазом наблюдатель увидит также изображение только одного аэрофотоснимка. Таким образом, зрение будет разделено, и если другие условия были выполнены, то наблюдатель увидит стереоскопическую модель объекта.

Получение стереоэффекта способом поляроидов широко используется при аналитической обработке изображений аэрофотоснимков на компьютерах. Тогда на экране монитора получают изображения аэрофотоснимков стереопары, а для стереоскопического их восприятия наблюдатель должен их рассматривать через очки-поляроиды.

Способы стереоскопических измерений. Стереоскопическую модель по стереопаре аэрофотоснимков получают на специальных стереоприборах: измерительных стереоскопах, стереокомпараторах, универсальных стереофотограмметрических приборах, монокомпараторах и т. д., а также на экране монитора компьютера.

Аэрофотоснимки стереопары измеряют, главным образом, стереоскопически, на монокомпараторах, на экране монитора компьютера измеряют только по одному аэрофотоснимку. Однако результаты монокулярных измерений двух или более аэрофотоснимм-

ков могут обрабатываться по формулам стереофотограмметрии, поскольку обработка результатов измерений выполняется с применением математического аппарата стереофотограмметрии.

При стереоскопических измерениях аэрофотоснимки предварительно ориентируют для получения стереоэффекта или ориентированной стереомодели в заданном масштабе.

В процессе измерений совмещают измерительные марки прибора с точками аэрофотоснимков или модели и отсчитывают измеряемые величины по соответствующим шкалам прибора.

В зависимости от способа стереоскопических наблюдений, конструкции прибора и т. д. измерения выполняют способами: мнимой марки; действительной марки; анаглифическим; поляроидов. Из всех перечисленных наиболее распространенным является способ мнимой марки (двух марок), который применяется как в простых, так и в сложных оптических и оптико-механических стереофотограмметрических приборах.

Способ измерения двумя или одной мнимой маркой заключается в совмещении одной видимой (мнимой) пространственной марки с поверхностью стереоскопической модели, чему фактически соответствует совмещение левой и правой марок с соответствующими точками аэрофотоснимков (рис. 10.26).

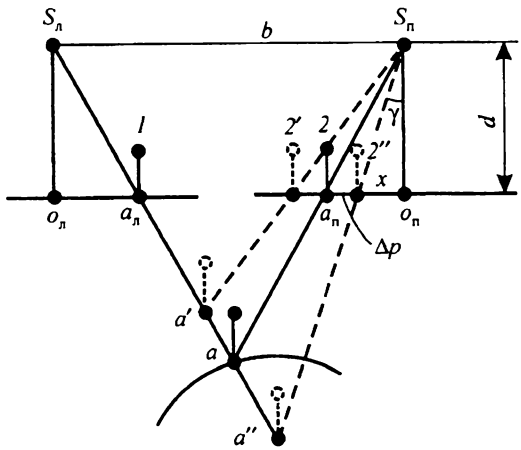


Рис. 10.26. Принцип стереоскопических измерений

Если марки совмещены с точками $a_л$ и $a_п$, а при стереоскопическом наблюдении эти точки воспринимаются одной пространственной мнимой точкой a, то и действительные измерительные марки воспринимаются одной пространственной мнимой маркой, совмещенной по высоте с точкой a стереоскопической модели. Таким образом, воспринимаемое точное совмещение пространственной мнимой марки с точкой стереомодели будет соответствовать

точному совмещению левой и правой марок с соответствующими точками 7 и 2 левого и правого аэрофотоснимков. При совмещении пространственной марки с поверхностью стереомодели в определяемой точке берут отсчеты по соответствующим шкалам прибора. Если измерительная марка на одном из аэрофотоснимков не совмещена с соответствующей точкой и будет занимать положение 2′ (см. рис. 10.26), то стереоскопически это будет наблюдаться как перемещение марки по высоте (положение пространственной марки a'), если измерительная марка переместится в точку 2», то этому перемещению должно соответствовать положение пространственной марки a» (марка «под землей»). Фактически будет наблюдаться двоение марок по оси *xx*.

Таким образом, изменяя расстояние между марками или между аэрофотоснимками, мы можем стереоскопически коснуться маркой поверхности модели. При микрометренных движениях и рассматривании аэрофотоснимков под увеличением стереоскопическое касание производится с высокой точностью (порядка 0,01 мм). Следовательно, касание марки возможно в любом месте стереоскопической модели, а не только на контурных точках.

Высокая точность измерений способом мнимой марки и простота его реализации, что объясняется плоскостными движениями марок при пространственном восприятии мнимой марки, являются причиной применения этого способа почти во всех стереофотограмметрических приборах.

Геометрическая модель местности. При аэрофотосъемке пара перекрывающихся снимков и их центры проекций занимают в пространстве определенное положение. Если восстановить это положение и с использованием центров проекции $S_л$ и $S_п$ произвести проектирование точек негативов $P_л$ и $P_п$ (рис. 10.27), то проектируемые лучи, идущие через соответственные точки левого и правого аэронегативов, пересекаются в соответственных точках местности.

Точка местности и изображение этой точки на левом и правом аэронегативах вместе с соответственной парой проектирующих лучей и базисом фотографирования B лежат в одной плоскости, называемой *базисной* W_A. Так, точка A местности (см. рис. 10.27), соответственные точки $a_л$ и $a_п$ так же, как и проектирующие лучи $S_л a_л$ и $S_п a_п$ лежат в одной базисной плоскости W_A.

Передвинем правую проектирующую связку (т. е. точку $S_п$, аэронегатив $P_п$ и все проектирующие лучи) параллельно самой себе таким образом, чтобы ее центр проекции, оставаясь на базисе фотографирования $S_л S_п$, переместился в точку $S'_п$.

В этом случае соответственные проектирующие лучи левого и правого аэронегативов, оставаясь в той же базисной плоскости, будут пересекаться, образуя геометрическую модель местности, подобную самой местности.

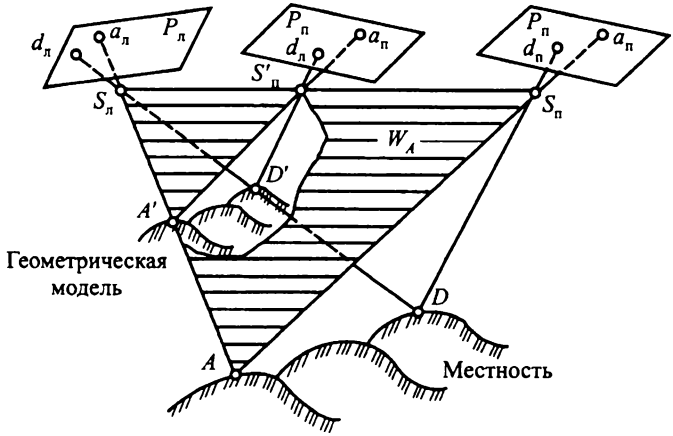


Рис. 10.27. Геометрическая модель местности

Масштаб этой модели $1 / w_M$ равен отношению базиса проектирования $S_Л S''_п$ к базису фотографирования $S_л S_п$. Обозначив $S_л S'_п$ через $b_п$ и $S_л S_п$ через B, получим:

$$\frac{1}{m_M} = \frac{b_п}{B} . \qquad (10.30)$$

Из формулы (10.30) видно, что чем больше величина базиса проектирования $b_п$, тем крупнее масштаб модели. Для приведения масштаба модели к масштабу создаваемой карты $1:M$ нужно, чтобы

$$b'_П = B / M.$$

Повернем и переместим как одно целое базис проектирования $S_Л S'_п$ вместе с парой проектирующих связок, центрами проекций которых являются точки $S_л$ и $S'_п$. Очевидно, в этом случае сохранится как пересечение соответственных проектирующихся лучей, так и взаимное расположение аэронегативов. Таким образом, хотя аэронегативы будут ориентированы относительно пространства не так, как при фотографировании, геометрическая модель не нарушится.

Таким образом, для получения геометрической модели достаточно восстановить то взаимное положение аэронегативов, которое они занимали при фотографировании. Этот процесс называется взаимным ориентированием.

Для правильного ориентирования геометрической модели в пространстве, т. е. для восстановления тех элементов внешнего ориентирования, которые были при фотографировании (с учетом масштаба создаваемого плана), модель следует привести к нужно-

му масштабу и повернуть относительно системы геодезических координат. Такое действие называется геодезическим ориентированием. Для геодезического ориентирования необходимо иметь несколько опорных точек с известными координатами.

В процессе измерения геодезической ориентированной модели получают топографическую карту (план) местности, цифровую модель местности, цифровую модель здания или сооружения. Поскольку измерения в натуре заменяются в этом случае измерениями на геометрической модели, которая в тысячи раз мельче самой местности (объекта), то и построение самой геометрической модели, и измерения на ней должны производиться с высокой точностью.

Элементы ориентирования пары аэроснимков. Положение пары аэрофотоснимков в пространстве относительно принятой системы координат определяется 18 элементами ориентирования. Если оба аэрофотоснимка получены одной и той же камерой, то, считая, что элементы внутреннего ориентирования не изменялись от снимка к снимку, положение пары снимков в пространстве можно определять 15 элементами ориентирования: тремя элементами внутреннего ориентирования; шестью элементами внешнего ориентирования для левого и шестью элементами для правого аэрофотоснимков.

Взаимное положение снимков в пространстве относительно друг друга при съемке можно характеризовать разностью их элементов внешнего ориентирования:

$$\Delta X_S = X_{S_Л} - X_{S_П};\ \Delta Y_S = Y_{S_Л} - Y_{S_П};\ \Delta Z_S = Z_{S_Л} - Z_{S_П};$$
$$\Delta\alpha = \alpha_Л - \alpha_П;\ \Delta\omega = \omega_Л - \omega_П;\ \Delta\chi = \chi_Л - \chi_П. \qquad (10.31)$$

Таким образом, с учетом (10.31) элементы внешнего ориентирования пары снимков можно представить в виде:

$$X_{S_Л}, Y_{S_Л}, Z_{S_Л}, \alpha_Л, \omega_Л, \chi_Л, \Delta X_S, \Delta Y_S, \Delta Z_S, \Delta\alpha, \Delta\omega, \Delta\chi,$$

где разности координат центров проекций можно обозначить соответственно как B_x, B_Y, B_Z (рис. 10.28).

Разности углов $\Delta\alpha$, $\Delta\omega$, $\Delta\chi$ характеризуют угловое ориентирование правого снимка относительно левого. Вместо базисных составляющих $B_Y B_Z$ берут направляющие углы i_Y, i_z (см. рис. 10.28), по которым можно найти базисные составляющие:

$$B_Y = B_x \operatorname{tg} i_Y,\ B_Z = \frac{B_X}{\cos i_Y} tg i_Z.$$

Тогда элементы внешнего ориентирования можно представить в виде:

$$i_Y, i_z, \Delta\alpha, \Delta\omega, \Delta\chi, X_{S_Л}, Z_{S_К}, \alpha_Л, \omega_Л, \chi_Л, B_X.$$

Следовательно, элементы ориентирования пары аэрофотоснимков можно представить в виде двух групп, где первые пять элементов i_y, i_z, $\Delta\alpha$, $\Delta\omega$, $\Delta\chi$ называют *элементами взаимного ориентирования пары снимков.* Они определяют взаимное положение пары снимков при фотографировании. В элементах взаимного ориентирования нет линейных величин, это значит, что можно выполнять взаимное ориентирование снимков при любом базисе проектирования $b_П$. *В* результате выполнения взаимного ориентирования будет построена геометрическая модель местности (объекта) в том масштабе, в котором взят базис проектирования. Остальные семь элементов $X_{S_Л}$, $Y_{S_Л}$, $Z_{S_Л}$, $\alpha_л$, $\omega_л$, $\chi_л$, B_X называются элементами внешнего (геодезического) ориентирования. Они определяют положение взаимно ориентированной пары аэрофотоснимков в пространстве.

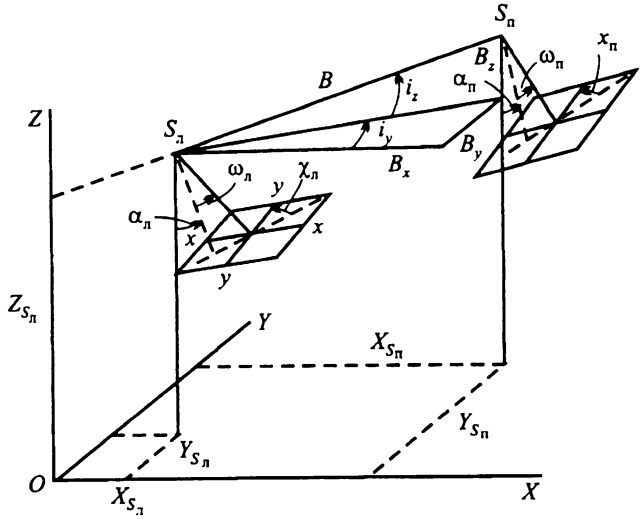


Рис. 10.28. Элементы ориентирования пары аэрофотоснимков

Для восстановления этого положения (рассматривая взаимно ориентированную пару как одно целое) достаточно расположить левый аэроснимок в соответствии с его элементами внешнего и внутреннего ориентирования и, кроме того, установить тот базис фотографирования *В*, который был при съемке. Поскольку правый аэрофотоснимок связан с левым через элементы взаимного ориентирования, правый аэроснимок также займет положение, соответствующее моменту съемки.

Аналитическое определение элементов взаимного ориентирования. Взаимное ориентирование аэрофотоснимков можно выполнить двумя основными способами: 1) угловыми движениями двух снимков при неподвижном базисе; 2) движениями только од-

ного снимка при неподвижном положении другого. В соответствии с этим различают системы координат и элементов взаимного ориентирования: базисную и систему координат левого аэрофотоснимка.

Рассмотрим элементы взаимного ориентирования и математические зависимости между координатами точек на снимке и местности. На рис. 10.29 показана базисная система координат взаимного ориентирования.

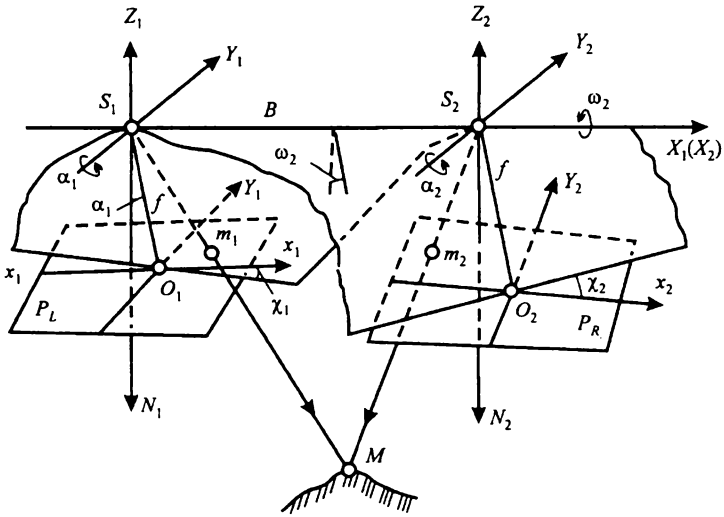


Рис. 10.29. Базисная система элементов взаимного ориентирования пары аэрофотоснимков

В этой системе базис фотографирования B независимо от его расположения в пространстве принимается за горизонтальный, находящийся на оси абсцисс вспомогательной системы координат S_1, X_1, Y_1, Z_1, плоскость X_1Y_1 которой также условно принимается горизонтальной.

Элементы, определяющие взаимное расположение снимков $P_л$ и $P_п$, связаны с системой координат $S_1X_1Y_1Z_1$, параллельно которой располагается система координат второго снимка $S_2X_2Y_2Z_2$.

Элементами взаимного ориентирования в этой системе являются: α_1 — продольный угол наклона левого снимка, угол лежит в главной базисной плоскости левого снимка; α_2 — продольный угол наклона правого снимка; χ_1 — угол на левом снимке между осью x системы координат $o_1x_1y_1$ и следом сечения левого аэрофотоснимка главной базисной плоскостью Z_1X_1; χ_2 — то же, на правом снимке; ω_2 — поперечный угол наклона правого аэрофотоснимка. Иногда этот угол называют взаимным поперечным углом. Поперечный угол наклона левого аэрофотоснимка принимается равным нулю.

Элементы взаимного ориентирования могут быть найдены фотограмметрическими методами. Численные значения элементов взаимного ориентирования считывают со шкал стереофотограмметрического прибора после ориентирования пары аэрофотоснимков или определяют аналитически.

В обоих случаях основой для их определения является положение: пара смежных аэрофотоснимков будет взаимно ориентирована, когда любая пара одноименных проектирующих лучей находится в соответствующей базисной плоскости. Очевидно, что при этом разность трансформированных ординат любой пары одноименных точек будет равна нулю. Для решения этой задачи используют аналитические зависимости между координатами соответственных точек аэрофотоснимков и элементами взаимного ориентирования.

Рассмотрим методику определения элементов взаимного ориентирования применительно к базисной системе взаимного ориентирования. Трансформированные значения ординат одноименных точек на левом $P_л$ и правом $P_п$ снимках определяются по формулам:

$$y_{1t} = -f\frac{b_1x_1 + b_2y_1 - b_3f}{c_1x_1 + c_2y_1 - c_3f};$$
$$y_{2t} = -f\frac{b'_1x_2 + b'_2y_2 - b'_3f}{c'_1x_2 + c'_2y_2 - c'_3f}, \qquad (10.32)$$

где

на левом снимке:	на правом снимке:
$b_1 = \sin\chi_1;$	$b'_1 = \cos\omega_2\sin\chi_2;$
$b_2 = \cos\chi_1;$	$b'_2 = \cos\omega_2\cos\chi_2;$
$b_3 = 0;$	$b'_3 = -\sin\omega_2;$
$c_1 = \sin\alpha_1\cos\chi_1;$	$c'_1 = \sin\alpha_2\cos\chi_2 + \cos\chi_2\sin\omega_2\sin\chi_2;$
$c_2 = -\sin\alpha_1\sin\chi_1;$	$c'_2 = -\sin\alpha_2\sin\chi_2 + \cos\alpha_2\sin\omega_2\cos\chi_2;$
$c_3 = \cos\alpha_1;$	$c'_3 = \cos\alpha_2\cos\omega_2;$

(10.33)

x_1, y_1, x_2, y_2 — координаты одноименных точек левого и правого снимков.

С помощью стереокомпаратора (монокомпаратора), марки дигитайзера, курсора на экране монитора компьютера измеряют координаты одноименных точек левого и правого снимков в системе координат $o_1x_1y_1$ и $o_2x_2y_2$.

Определяются разности ординат измеренных точек по формуле:

$$q_i = y_{1i} - y_{2i}.$$

Составляют уравнения (10.32), в которых неизвестными будут α_1, α_2, ω_2, χ_1, χ_2, а свободным членом — измеренный поперечный параллакс q_i, для каждой пары точек. Количество таких точек, соответственным образом расположенных на снимках, должно быть равно или больше числа определяемых неизвестных, т. е. не менее пяти.

В результате будет составлен ряд уравнений, которые сначала линеаризуются, а затем решаются способом последовательных приближений. Для линеаризации уравнения при малых углах наклона аэрофотоснимков используют обычно первые члены разложения тригонометрических функций в ряд.

В итоге получают приближенную математическую зависимость между разностью измеренных ординат одноименных точек q_i, и элементами взаимного ориентирования:

$$q_i \cong -\frac{x_1 y_1}{f}\alpha_1 + \frac{x_2 y_2}{f}\alpha_2 + \left(f + \frac{y_1 y_2}{f}\right)\omega_2 - x_1\chi_1 + x_2\chi_2 \qquad (10.34)$$

При малых численных значениях элементов взаимного ориентирования ординаты можно приравнять, а коэффициенты при неизвестных обозначить через $x_1 y / f = a$; $-x_2 y / f = b$; $-(f + y^2 / f) = c$; $x_1 = d$; $-x_2 = e$.

Тогда общий вид линеаризованного уравнения (10.34) примет вид:

$$a_i\alpha_1 + b_i\alpha_2 + c_i\omega_2 + d_i\varphi_2 + e_i\chi_2 + q_i = v_i. \qquad (10.35)$$

Таким образом, если на каждом аэрофотоснимке измерить координаты n точек, то можно составить n уравнений вида (10.35):

$$\begin{aligned}
&a_i\alpha_1 + b_i\alpha_2 + c_i\omega_2 + d_i\varphi_2 + e_i\chi_2 + q_i = v_i;\\
&a_2\alpha_1 + b_2\alpha_2 + c_2\omega_2 + d_2\chi_1 + e_2\chi_2 + q_2 = v_2; \qquad (10.36)\\
&\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\\
&a_n\alpha_1 + b_n\alpha_2 + c_n\omega_2 + d_n\varphi_2 + e_n\chi_2 + q_n = v_n.
\end{aligned}$$

После совместного решения уравнений (10.36) по способу наименьших квадратов находят элементы взаимного ориентирования в первом приближении. Для получения элементов более точно поступают следующим образом. Найденные элементы подставляют в формулы (10.33) и находят новые значения направляющих косинусов. Их подставляют в формулы (10.32) и, используя измеренные значения x и y, вычисляют y_1 и y_2 для каждой точки. Образуют разности $(y_{1i} - y_{2i}) = q'_i$. Сохраняя коэффициенты при неизвестных в системе нормальных уравнений с новым свободным членом q'_i и решая уравнения, находят поправки к измеренным ранее элементам.

Уточненные значения элементов взаимного ориентирования будут:

$$\alpha_1' = \alpha_1 + \delta\alpha_1; \alpha_2' = \alpha_2 + \delta\alpha_2; \omega_2' = \omega_2 + \delta\omega_2; \chi_1' = \chi_1 + \delta\chi_1; \chi_2' = \chi_2 + \delta\chi_2$$

Определение элементов взаимного ориентирования считается законченным, если в обратном приближении $y_{1i} - y_{2i} \le m_q$, где m_q — заданная средняя квадратическая ошибка поперечного параллакса (в мм).

Внешнее ориентирование модели. Полученная в результате взаимного ориентирования снимков геометрическая модель произвольно расположена в пространстве и имеет произвольный масштаб. Задачей внешнего ориентирования является приведение модели к заданному масштабу (например, масштабу создаваемой карты) и ее пространственное ориентирование относительно заданной системы координат. Для геодезических координат $X_{го}$, $Y_{го}$, $Z_{го}$ начальной точки модели одновременно известны и фотограмметрические координаты этой точки X, Y, Z, α — угол поворота модели вокруг оси Y; η — угол поворота модели вокруг оси X; θ — угол поворота модели вокруг оси Z после поворотов модели на углы α и ω, t — масштабный коэффициент.

Элементы внешнего ориентирования обычно определяют по опорным геодезическим точкам. Внешнее ориентирование модели для определения семи неизвестных величин требует семь независимых параметров, в данном случае — геодезических координат опорных точек. Могут быть различные варианты расположения точек и выбора их геодезических координат. Применительно к аэрофотосъемке, когда углы наклона малы, обычно выбирают две плановые точки с координатами X, Y и три высотные точки с известными отметками, причем плановые и высотные точки могут быть совмещены. Для контроля используют избыточное количество опорных точек.

Если элементы внешнего ориентирования модели известны, то пространственные фотограмметрические координаты можно перевычислить в геодезические по формулам:

$$\begin{aligned} X_г &= X_{го} + \Delta X_г = X_{го} + (a_1 X + a_2 Y + a_3 Z)t; \\ Y_г &= Y_{го} + \Delta Y_г = Y_{го} + (b_1 X + b_2 Y + b_3 Z)t; \\ Z_г &= Z_{го} + \Delta Z_г = Z_{го} + (c_1 X + c_2 Y + c_3 Z)t, \end{aligned} \qquad (10.37)$$

где $\Delta X_г$, $\Delta Y_г$, $\Delta Z_г$ — приращения геодезических координат точек модели относительно начальной точки; X, Y, Z — фотограмметрические координаты тех же точек модели относительно выбранной начальной точки; a, b, c — направляющие косинусы, определяемые по формулам (10.33) при замене углов α, ω, χ на углы наклона модели ε, η, θ.

Если углы наклона малы и отношение знаменателей масштабов модели и карты близко к единице, то выражение (10.37) можно записать в виде:

$$\begin{aligned} X_{\Gamma} &= X_{\Gamma O} + X_{t} - Y_{\theta} - Z_{\varepsilon}; \\ Y_{\Gamma} &= Y_{\Gamma O} + X_{\theta} + Y_{t} - Z_{\eta}; \\ Z_{\Gamma} &= Z_{\Gamma O} + X_{\varepsilon} + Y_{\eta} + Z_{t}. \end{aligned} \qquad (10.38)$$

При наличии избыточного числа опорных точек составляют нормальные уравнения и находят наиболее вероятные значения элементов ориентирования модели по методу наименьших квадратов. Если углы большие, то уравнения (10.38) также можно использовать, но решение выполняют итерациями.

Удобнее определить элементы ориентирования модели через поправки к их приближенным значениям. В этом случае уравнения (10.38) можно записать в виде:

$$\begin{aligned} X_{\Gamma} &= X'_{\Gamma O} + \Delta X'_{\Gamma O} + \delta X_{o} + X\delta t + Y\delta\theta - Z\delta\varepsilon; \\ Y_{\Gamma} &= Y'_{\Gamma O} + \Delta Y'_{\Gamma O} + \delta Y_{o} + X\delta\theta + Y\delta t - Z\delta\eta; \\ Z_{\Gamma} &= Z'_{\Gamma O} + \Delta Z'_{\Gamma O} + \delta Z_{o} + X\delta\varepsilon + Y\delta\eta - Z\delta t, \end{aligned}$$

где $X'_{\Gamma O}$, $Y'_{\Gamma O}$, $Z'_{\Gamma O}$, $\Delta X'_{\Gamma O}$, $\Delta Y'_{\Gamma O}$, $\Delta Z'_{\Gamma O}$ — приближенные значения координат соответственно начальной и опорной точек. Тогда уравнения поправок будут иметь вид:

$$\begin{aligned} \delta X_{o} - Z\delta\varepsilon + 0 - Y\delta\theta + X\delta t + l_{x} &= v_{x}; \\ \delta Y_{o} + 0 - Z\delta\eta + X\delta\theta + Y\delta t + l_{y} &= v_{y}; \\ \delta Z_{o} + X\delta\varepsilon + Y\delta\eta + 0 + Z\delta t + l_{z} &= v_{z}, \end{aligned} \qquad (10.39)$$

где $l_x = X_{\Gamma O} + \Delta X'_{\Gamma O} - X_{\Gamma}$; $l_y = Y'_{\Gamma O} + \Delta Y'_{\Gamma O} - Y_{\Gamma}$; $l_z = Z'_{\Gamma O} + \Delta Z'_{\Gamma O} - Z_{\Gamma}$.

В качестве X_{Γ}, Y_{Γ}, Z_{Γ} для опорных точек в первом приближении можно взять их пространственные фотограмметрические координаты.

При наличии избыточного числа опорных точек составляют и решают нормальные уравнения, как при определении элементов взаимного ориентирования.

Используя найденные поправки δX_o, δY_o, δZ_o, $\delta\varepsilon$, $\delta\eta$, $\delta\theta$, δt, находят во втором приближении элементы внешнего ориентирования модели, направляющие косинусы, приращения координат $\Delta X''_{\Gamma}$, $\Delta Y''_{\Gamma}$, $\Delta Z''_{\Gamma}$ (по формулам 10.37) и геодезические координаты опорных точек в первом приближении.

Вновь составляют уравнения поправок (10.39), где в качестве координат X, Y, Z будут вычислены приращения $\Delta X''_{\Gamma}$, $\Delta Y''_{\Gamma}$, $\Delta Z''_{\Gamma}$, затем составляют нормальные уравнения, решают их и т. д. Итерации заканчивают, когда разность между последующими и предыдущи-

ми значениями координат или элементов ориентирования не будет меньше заданного допуска, определяемого точностью измерений. По найденным окончательным значениям элементов внешнего ориентирования вычисляют координаты определяемых точек в геодезической системе координат по формулам (10.37).

Зависимость между превышениями и разностями продольных параллаксов. Важнейшим преимуществом применения фотограмметрических методов является то, что по паре аэрофотоснимков в камеральных условиях можно определить превышения и высоты точек.

Возьмем пару снимков идеального случая съемки, при котором аэроснимки и базис фотографирования горизонтальны (рис. 10.30). За начало координат на снимках примем их главные точки, за оси абсцисс — след сечения снимков главной базисной плоскостью $S_лS_пO_пO_л$. Выбранные оси абсцисс совпадают с начальным направлением, которое на каждом аэрофотоснимке проходит через собственную главную точку и изображение главной точки соседнего аэрофотоснимка.

Выберем на снимках идеального случая съемки соответственные точки $a_л$ и $a_п$, являющиеся изображением точки A местности.

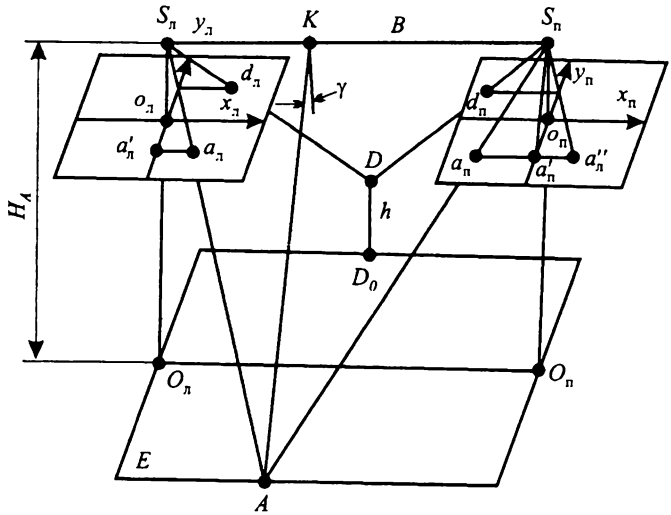


Рис. 10.30. Определение превышений между точкам по аэрофотоснимкам при идеальном случае съемки

Положение точек $a_л$ и $a_п$ на снимках определяется координатами

$$x_{a_л} = a'_л a_л,\ y_{a_л} = o_л a'_л \text{ и } x_{a_п} = a'_п a_п, y_{a_п} = o_п a'_п.$$

Проведем через точки $a_л$ и $a_п$ базисную плоскость W_A (плоскость $S_лS_пA$). Она рассечет снимки по прямым $a'_л a_л$ и $a_п a'_п$, парал-

лельным их осям абсцисс, причем $y_{a_л} = y_{a_п}$. Следовательно, при идеальном случае съемки ординаты соответственных точек снимков пары равны. Абсциссы соответственных точек левого и правого снимков пары не будут равняться друг другу, т. к. их центры проекций расположены на концах базиса фотографирования. Разность абсцисс соответственных точек снимков стереопары называется продольным параллаксом и обозначается буквой p, т.е

$$p = x_л - x_п.$$

Для точки *a:*

$$p = x_{a_п} - x_{a_п}.$$

Выведем зависимость между продольным параллаксом, высотой и базисом фотографирования при идеальном случае съемки. Для этого в базисной плоскости W_A через центр проекции $S_п$ проведем прямую, параллельную $S_л a_л$, и получим в пересечении с правым снимком точку, $a''_л$. Отрезок $a'_п a''_л$ равен x_a и, следовательно;

$$a_п a''_k = x_{a_k} + \left|x_{a_п}\right| = x_{a_k} - x_{a_п} = p_a.$$

Опустим перпендикуляр из точки A на базис фотографирования $S_л S_п$, получим точку K. На основании подобия треугольников $S_л S_п A$ и $a''_л a_п S_п$ (их соответственные стороны параллельны), можно написать:

$$a_п a''_л = \frac{S_л S_п}{AK} S_п a'_п. \qquad (10.40)$$

Как видно из рис. 10.30,

$$S_л S_п = B;\ AK = \frac{H_A}{\cos\gamma};\ S_п a'_п = \frac{S_п o_п}{\cos\gamma} = \frac{f}{\cos\gamma},$$

где B — базис фотографирования; $H_A = f m_A$ — высота фотографирования над точкой A; γ — двугранный угол между главной базисной плоскостью и плоскостью W_A. Поэтому в соответствии с (10.40)

$$p_a = \frac{B}{H_A} f = \frac{B}{m_a}, \qquad (10.41)$$

или в общем виде:

$$p = \frac{B}{m} = \frac{f}{H} B. \qquad (10.42)$$

Из формулы (10.42) следует:

– при идеальном случае съемки продольный параллакс данной точки равен базису фотографирования в масштабе изображения;

— точкам местности с одинаковыми высотами соответствуют на стереопаре точки с одинаковыми продольными параллаксами, так как в этом случае $H = \text{const}$;
— величина продольного параллакса зависит от рельефа местности: чем выше точка местности, т. е. чем меньше величина H над данной точкой, тем больше величина соответствующего продольного параллакса.

Возьмем на местности точку D, расположенную выше точки A на величину превышения h (см. рис. 10.30).

Поступая аналогично предыдущему, получим:

$$p_d = \frac{B}{H_D} f, \tag{10.43}$$

где H_D — высота фотографирования над точкой D. Из (10.41) и (10.43) имеем:

$$p_a H_A = p_d \left(H_A - h\right),$$

откуда

$$h = \frac{p_d - p_a}{p_d} H_A. \tag{10.44}$$

Разность $p_d - p_a$ называется разностью продольных параллаксов и обозначается Δp. В данном случае

$$\Delta p_{d-a} = p_d - p_a,$$

откуда

$$p_d = p_a + \Delta p_{d-a}.$$

Принимая плоскость E, проходящую через точку A местности, за начальную, назовем продольный параллакс точки a продольным параллаксом начальной точки и обозначим его через b.

Тогда $p_d = b + \Delta p_{d-a} = x_{d_л} - x_{d_п}$, или в общем виде:

$$p = b + \Delta p = x_л - x_п. \tag{10.45}$$

Учитывая (10.45) и переходя от (10.44) к общему виду, получим зависимость между превышением и разностью продольных параллаксов при идеальном случае съемки:

$$h = \frac{\Delta p}{b + \Delta p} H = \frac{\Delta p}{p} H. \tag{10.46}$$

Из формулы (10.46) следует:
— если $h = 0$, то и $\Delta p = 0$;
— чем больше превышения, тем больше и величины Δp;

– при равнинном рельефе местности, когда Δp меньше 1 – 2 мм, вместо формулы (10.46) можно пользоваться упрощенной формулой:

$$h = \frac{\Delta p}{b} H.$$

Для нахождения с достаточной точностью превышения h величину Δp необходимо измерить с ошибкой, не превышающей 0,01 – 0,02 мм. Действительно, допустим, что величина Δp определена с ошибкой $\delta(\Delta p)$. Это вызовет ошибку δh в величине h. Следовательно;

$$h + \delta h \approx \frac{\Delta p + \delta(\Delta p)}{p} H = \frac{\Delta p}{p} H + \frac{\delta(\Delta p)}{p} H,$$

откуда

$$\delta h \approx \frac{\delta(\Delta p)}{p} H. \qquad (10.47)$$

Допуская $\delta h = 0{,}17$ м и задавая $H = 500$ м и $p = 70$ мм, найдем, что $\delta(\Delta p) = 0{,}02$ мм.

Пользуясь формулой (10.47), мы можем определить, какая должна быть высота фотографирования, чтобы обеспечить заданную точность определения превышений.

Стереофототопографические методы съемок. Фотопланы (контурные планы) местности получают путем последовательного трансформирования одиночных аэрофотоснимков.

В случае применения стереофототопографической съемки изготовление топографических карт и планов производят с использованием обработки пар перекрывающихся снимков, т. к. и контурную часть плана и рельеф измеряют в камеральных условиях. По сравнению с другими видами топографических съемок использование стереофототопографической съемки намного сокращает объем полевых работ и значительно удешевляет стоимость конечной продукции. Поэтому она имеет самое широкое применение. В настоящее время в зависимости от наличия тех или иных приборов, требуемой точности, объемов и сроков работ применяют те или иные технологические схемы. Условно их можно разделить на дифференцированную и универсальную съемки.

Дифференцированный способ стереофототопографической съемки состоит из ряда отдельных видов работ, выполняемых обычно различными исполнителями. Создание плана способом дифференцированных процессов можно разделить на два основных вида работ — составление фотоплана и рисовка горизонталей. Фотопланы создают как при проведении контурной аэросъемки. Процесс рисования горизонталей осуществляется на различных приборах и различными методами.

При идеальном случае съемки, когда снимки и базис горизонтальны, превышения по снимкам стереопары определяют по формуле (10.46).

Поскольку при плановой аэрофотосъемке снимки и базис имеют углы наклона, то координаты и, соответственно, продольные параллаксы и их разности Δp будут искажаться и, следовательно, отличаться от значений при идеальном случае съемки.

При плановой съемке в измеренное значение $\Delta p_{изм}$ следует ввести поправку $\delta(\Delta p)$, т. е.

$$\Delta p = \Delta p_{изм} + \delta(\Delta p).$$

В результате получим исправленное значение Δp, которое можно затем использовать для вычислений по формуле (10.46). Тогда отметки точек

$$Z_i = Z_1 + h_i,$$

где Z_1 — отметка начальной точки, относительно которой измеряют разности продольных параллаксов.

Поправки $\delta(\Delta p)$ в разность продольных параллаксов можно ввести в процессе измерения Δp, например на стереометре, который имеет счетно-решающие механизмы для введения поправок. В результате этого сразу получают исправленные значения Δp. Однако стереометры в последние годы практического применения не имеют. Их широко использовали при составлении топографических карт масштабов 1:25 000 и мельче, а также при инженерно-геодезических изысканиях трасс линейных сооружений. В последнее время в связи с бурным внедрением в производство компьютеров пространственные координаты точек получают аналитическим способом, используя зависимости между измеренными координатами по снимку и соответствующими пространственными координатами точек местности (формулы 10.37).

Измерение снимков производят на высокоточных фотограмметрических приборах — стереокомпараторах, а иногда и на монокомпараторах. В последние годы стали использовать дигитайзеры — преобразователи графической информации в цифровую.

Стереокомпараторы выпускаются разными по конструкции и классу точности, степени автоматизации процесса регистрации результатов измерений, и предназначаются они для измерения координат и параллаксов точек снимков. Общим для всех типов стереокомпараторов является то, что измерение координат точек всегда выполняется при стереоскопическом рассматривании снимков и использовании способа мнимой марки (двух марок). Для каждого снимка имеется отдельная измерительная система, с помощью которой человек наблюдает стереоскопическую модель и осущест-

вляет совмещение пространственной марки с интересующей его точкой модели.

Порядок работ при съемке рельефа дифференцированным способом:

- по двум перекрывающимся аэроснимкам с помощью стереоскопа или интерпретоскопа получают стереомодель местности. По стереомодели определяют основные формы рельефа, изобразившиеся на паре снимков, намечают их характерные точки и линии и номеруют их соответственным образом на правом снимке стереопары;
- левый аэронегатив стереопары закладывают на левую кассету, а правый — на правую; аэронегативы центрируют по меткам, прижимают покровным стеклом;
- стереоскопически наводят марки на четыре координатные метки аэронегатива, на шесть стандартно расположенных точек и на точки, намеченные для съемки рельефа; берут отсчеты по шкалам x, y, p, q и записывают в соответствующий журнал или, при наличии устройства для автоматической регистрации, регистрируют их на магнитную ленту или дискету;
- результаты измерений обрабатывают по соответствующим программам на компьютере и определяют элементы взаимного ориентирования, по которым вычисляют трансформированные координаты измеренных точек по формулам (10.32). В результате получают аналитическую геометрическую модель. Имея координаты опорных точек, вычисляют элементы внешнего ориентирования геометрической модели, а затем вычисляют пространственные координаты измеренных точек относительно заданной геодезической системы координат по формулам (10.37).

Рисовка горизонталей может осуществляться двумя способами:

- точки, вычисленные по формулам (10.37) тем или иным способом, наносят на фотоплан. На фотоплане подписывают высоты этих точек. По этим высотным точкам производится интерполирование и проведение горизонталей;
- при наличии соответствующей программы на компьютере по координатам точек, вычисленным по формулам (10.37), создается модель рельефа в виде цепи треугольников или структурных линий, а затем выполняются автоматическое интерполирование и рисовка горизонталей на компьютере. При наличии плоттера горизонтали могут быть вычерчены сразу на фотоплане или сначала на листе бумаги, целлулоиде, а затем тем или иным способом перенесены на фотоплан.

В результате получают топографическую карту или план местности.

Универсальный способ стереофотограмметрической съемки осуществляют на универсальных стереофотограмметрических

приборах, на которых можно выполнить весь комплекс камеральных фотограмметрических работ по созданию топографических карт и планов. С помощью таких приборов возможно также построение пространственной фототриангуляции, корректировка карт и планов, построение цифровых моделей местности, проектирование трасс дорожной сети по заданному уклону и выполнение многих других работ. Поэтому эти приборы называются универсальными. Универсальные приборы основаны на принципе обратимости фотографического процесса, т. е. на восстановлении проектирующих лучей по изображениям снимков. По своему устройству они копируют геометрическую схему аэрофотосъемочного процесса. Поэтому их называют еще аналоговыми приборами. При взаимном ориентировании снимков все проектирующие лучи попарно пересекаются и образуют геометрическую модель местности, которая будет подобна местности, если восстановленная связка проектирующих лучей подобна связке лучей при съемке, что достигается установкой снимков в проектирующих камерах с восстановлением элементов внутреннего ориентирования.

Каждая точка модели образована пересечением двух лучей, образующих с базисом треугольник засечки, причем все треугольники засечки при съемке и проектировании подобны и построены в одном масштабе, т. к. опираются на одну общую сторону — базис проектирования. Следовательно, масштаб всех треугольников и модели определяется отношением базиса проектирования $b_п$ и фотографирования B:

$$1/t = H_п/H = b_п/B.$$

У некоторых универсальных приборов восстанавливается связка проектирующих лучей, не подобная существовавшей в момент съемки, поэтому их разделяют на две группы — приборы с подобными связками и приборы с преобразованными связками проектирующих лучей.

Универсальные приборы можно классифицировать также по способу построения связок проектирующих лучей и модели (оптические, механические, оптико-механические, аналитические), по форме засечек и др.

Широкое внедрение вычислительной техники, сопровождаемое снижением ее стоимости и увеличением мощности и быстродействия, успехи в области создания и использования ГИС, а также применение изображений, получаемых цифровыми съемочными системами, обусловили создание и использование цифровых фотограмметрических систем (ЦФС) и рабочих станций (ЦФРС). Эти системы начинают все шире и шире внедряться в практику фотограмметрических работ, что связано с возможностью более полной автоматизации технологических процессов создания топо-

графических карт, ортофотопланов, цифровых моделей местности и сооружений. Возможности ЦФС обеспечивают формирование цифровой информации на снимок или карту в растровой и векторной формах и ее редактирование, обработку изображений в отношении изменения контраста, резкости, выделения деталей, векторного или растрового наложения, соединение с программным обеспечением ГИС для анализа и моделирования. Дополнительными возможностями ЦФС являются сбор, редактирование и анализ информации, получаемой с космических съемочных систем, различной геометрии проектирования, в том числе отличной от центральной.

В обобщенном виде структура ЦФС может быть представлена блок-схемой на рис. 10.31.

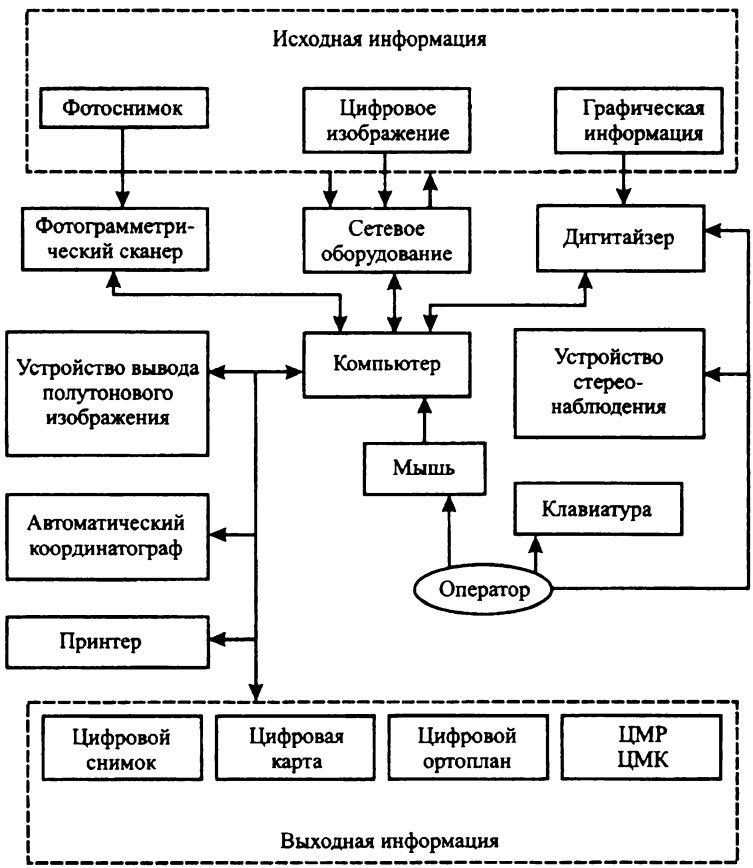


Рис. 10.31. Блок-схема цифровой фотограмметрической системы

Исходная информация для обработки на ЦФС представляется как в форме фотографических, так и цифровых аэрокосмических

изображений, а также в виде графической или цифровой картографической информации.

Оператор через клавиатуру и мышь на основе информации, отображаемой на экране дисплея, управляет работой технических и программных средств, образующих ЦФС.

Выходная цифровая информация в зависимости от требований пользователя может представлять собой цифровой снимок, цифровую карту, цифровой ортофотоплан, цифровые модели рельефа и контуров.

На рис. 10.31 структура ЦФС показана в обобщенном виде и имеет не столько практическое, сколько принципиальное значение. На практике в состав ЦФС целесообразно включать только те технические и программные средства, которые необходимы для выполнения конкретных технологических процессов, т. е. в этом случае ЦФС представляется как рабочая станция, ориентированная на выполнение конкретных технологических операций.

Под ЦФРС понимается система, созданная и используемая для решений какой-либо конкретной фотограмметрической задачи; она также может входить в состав той или иной фотограмметрической задачи, ряда задач или быть подсистемой той или иной фотограмметрической системы. Например, ЦФРС DSW-100 обеспечивает выполнение сканирования фотоснимков и цифровой фототриангуляции, DSW-161 — выполнение фотограмметрических процессов, связанных с монокулярной обработкой изображений, DWT-171 — выполнение фотограмметрических процессов, связанных со стереоскопической обработкой изображений.

Имеются примеры и более узкой специализации работы на ЦФРС, когда, например, на одной ЦФРС Leica / Helava выполняется сбор данных для ЦМР, на другой — ортофототрансформирование цифровых изображений, на третьей — сшивка этих изображений в единый продукт выравниванием плоскостей на границах снимков и, наконец, на четвертой — выдача ортофотоплана в графической форме.

10.8. Понятие о фототриангуляции

Назначение и способы фототриангуляции. Для трансформирования аэрофотоснимков, при изготовлении фотопланов, необходимо иметь опорные точки, т. е. точки, плановое положение (плановые координаты) которых известно. Для трансформирования аэрофотоснимка необходимо иметь четыре опорные точки, любые три из которых не должны лежать на одной прямой. При стереофототопографической съемке для геодезического ориентирования, полученной аналитическим способом на компьютере или

на универсальных приборах геометрической модели, необходимо иметь не менее трех опорных точек — три с известными высотами, у двух из которых должно быть известно плановое положение (плановые координаты).

Координаты всех опорных точек можно определить с помощью сплошной привязки аэрофотоснимков. Привязкой аэрофотоснимков называются работы по определению геодезических координат точек местности, опознанных на аэрофотоснимке. Любая контурная точка, опознанная на аэрофотоснимке и на местности, координаты которой определены геодезическими способами, называется опорной точкой, или опознаком. Если в процессе привязки определяют плоские координаты точек местности X, Y, то такую привязку называют плановой. При определении только высот точек местности Z привязку называют высотной, а при определении всех трех координат точки X, Y, Z — планово-высотной.

Для сокращения объема полевых геодезических работ число плановых опознаков сокращают, т. е. выполняют разреженную привязку аэрофотоснимков, а необходимое для трансформирования аэрофотоснимков и геодезического ориентирования геометрических моделей местности количество опорных точек определяют в результате камеральных фотограмметрических работ. Сгущение опорной геодезической сети по результатам фотограмметрических измерений аэрофотоснимков называют *фототриангуляцией.* Теоретической основой построения фототриангуляции является наличие геометрических связей и аналитических зависимостей между координатами соответственных точек аэрофотоснимка и местности, позволяющих решать эту задачу графическими, аналоговыми и аналитическими методами.

В *графической* фототриангуляции углы измеряют графически, копируя центральные направления с аэрофотоснимка на восковку, кальку или прозрачный пластик. Полученные восковки направлений используют для построения фототриангуляционного ряда. *Аналоговая* фототриангуляция — это измерение аэрофотоснимков на универсальных стереофотограмметрических приборах и построение фототриангуляционных рядов. *Аналитическая* фототриангуляция — это измерение координат точек аэрофотоснимка на стереокомпараторах, дигитайзерах или сканирование на сканерах и аналитическое построение сети фототриангуляции с использованием формул связи координат точек аэрофотоснимка и местности.

Фототриангуляцию делят на *пространственную*, в результате которой определяют пространственные координаты точек X, Y, Z, и *плановую*, в результате которой определяют плановые координаты точек X и Y. Пространственная фототриангуляция строится при

стереофототопографической съемке, а плановая — при контурной (плановой) съемке.

В последнее время фототриангуляцию строят аналитическими методами. Основные преимущества аналитической фототриангуляции:

- максимальное сокращение полевых геодезических работ по привязке аэрофотоснимков;
- высокая точность и производительность, обусловленные применением высокоточных методов измерения аэрофотоснимков и использованием компьютера при решении задачи по строгим формулам с учетом систематических ошибок, влияние которых выражено в математической форме: дисторсия объектива АФА; кривизна Земли; рефракция; деформация аэронегативов и т. д.

10.9. Понятие о наземной фототопографической съемке

Основные понятия. В наземной фототопографической съемке пространственное положение точки местности определяют по двум взаимно перекрывающимся фотоснимкам, полученным с некоторого базиса фотографирования, располагающегося на земной поверхности. Такая пара фотоснимков одного и того же участка образует стереоскопическую модель, или стереомодель сфотографированной местности в уменьшенном масштабе.

В основе метода лежат геометрические соотношения между положением определяемых точек на местности и их фотографическими изображениями на фотоснимках. В наземной фототопографической съемке используют следующие системы координат:

1. Плоская прямоугольная система координат фотоснимка *oxz* с началом в главной точке *o* (рис. 10.32, *а*), являющейся точкой пересечения перпендикуляра — *главного луча* (или оптической оси фотокамеры), опущенного из центра проекций (оптического центра объектива) на плоскость снимка. Оси абсцисс *x* и аппликаты *z* проходят через противоположные координатные метки *1—2* и *3—4*, которые отпечатываются на фотоснимках при фотографировании. Положение каждой точки определяется, таким образом, двумя величинами — абсциссой *x* и аппликатой *z*.

2. Пространственная фотограмметрическая система координат $S_1X_ФY_ФZ_Ф$ (рис. 10.32, *б*) с началом в центре проекции левого фотоснимка стереопары.

Осью $Y_ф$ служит проекция главного луча левого фотоснимка на горизонтальную плоскость: ось $X_ф$ лежит в горизонтальной плоскости перпендикулярно к оси $Y_ф$, ось $Z_ф$ перпендикулярна плоскости $X_фY_ф$.

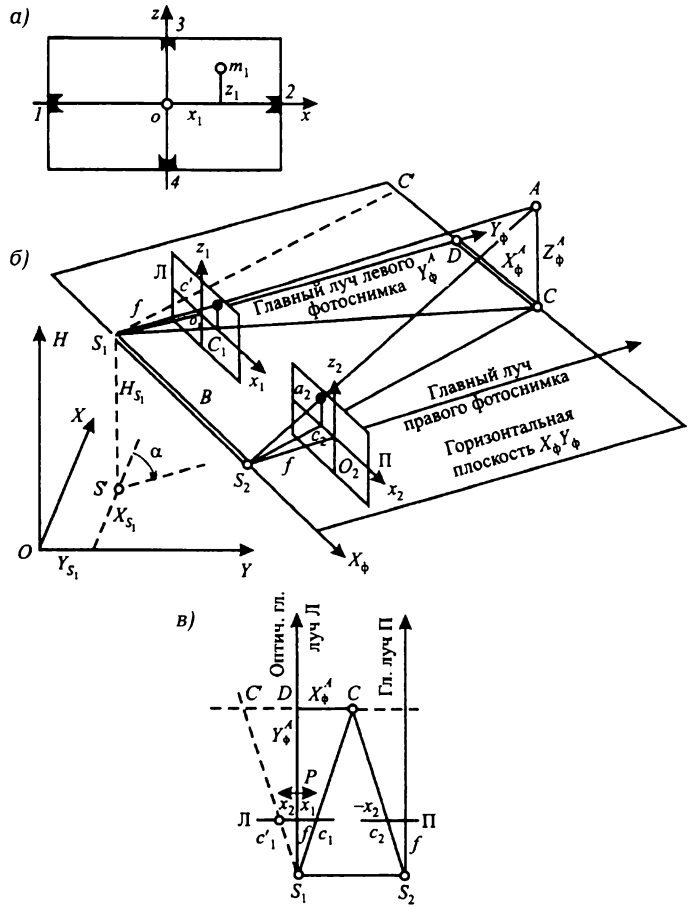


Рис. 10.32. Схема наземной фототопографической съемки:
а — плоская прямоугольная система координат фотоснимка;
б — пространственная фотограмметрическая система координат;
в — связь координат точек фотоснимка и местности

3. Пространственная геодезическая система координат и высот *OXYH*, которая может быть условной или государственной.

Измеряя по фотоснимкам плоские координаты *x и z* изображений точек местности, и используя соответствующие зависимости, определяют их пространственные фотограмметрические координаты. В дальнейшем геодезические координаты получают (если есть в этом необходимость) путем перехода от фотограмметрической системы к геодезической.

Пусть участок местности сфотографирован с двух точек S_1 и S_2 (рис. 10.32, *б*) некоторого базиса *B*. Получены два фотоснимка — Л и П, главные лучи которых горизонтальны и перпендикулярны

к базису. Фокусное расстояние фотокамеры равно $f = S_1o_1 = S_2o_2$, дирекционный угол главного луча левого фотоснимка равен α, и геодезические координаты левого конца базиса равны $X_{S_1}, Y_{S_1}, H_{S_1}$.

Из рис. 10.32, *б* можно написать на основании подобия треугольников S_1CD и $S_1C_1o_1$; S_1AC и $S_1a_1c_1$, что для некоторой точки A

$$\frac{X_\Phi}{x_1} = \frac{Z_\Phi}{z_1} = \frac{Y_\Phi}{f}. \tag{10.49}$$

Проведем через точку S_1 отрезок S_1, c'_1, параллельный лучу S_2C (рис. 10.32, *в*). Тогда на левом фотоснимке (Л) получим абсциссу точки c'_1, равную x_2, и величину продольного параллакса

$$p = x_1 - x_2.$$

Из подобия полученных треугольников $S'_1c'C$ и $S_1c'_1c_1$ можно записать, что

$$\frac{Y_\Phi}{f} = \frac{B}{p}. \tag{10.50}$$

На основании формул (10.49) и (10.50) запишем рабочие формулы наземной фототопографической съемки при, так называемом, *нормальном случае фотосъемки*, когда главные лучи фотоснимков горизонтальны и перпендикулярны к базису фотографирования:

$$\begin{aligned} Y_\Phi &= \frac{B}{p} f; \\ X_\Phi &= \frac{B}{p} x_1; \\ Z_\Phi &= \frac{B}{p} z_1. \end{aligned} \tag{10.51}$$

Нормальный случай фотосъемки широко распространен на производстве, т. к. формулы (10.51) связи координат точек объекта и точек на фотоснимках просты, а поэтому упрощены и процессы камеральной обработки фотоснимков.

Очень часто на практике используется и *равноотклоненный случай фотосъемки*, когда главные горизонтальные лучи обоих фотоснимков параллельны друг другу, но отклонены от нормали к базису на некоторый угол φ (рис. 10.33) влево L или вправо R.

Тогда формулы связи координат окажутся несколько сложнее:

$$\begin{aligned} Y_\Phi &= \frac{B}{p} f(\cos\varphi \pm \frac{x_2}{f}\sin\varphi); \\ X_\Phi &= Y_\Phi \frac{x_1}{f}; \\ Z_\Phi &= Y_\Phi \frac{z_1}{f}. \end{aligned} \tag{10.52}$$

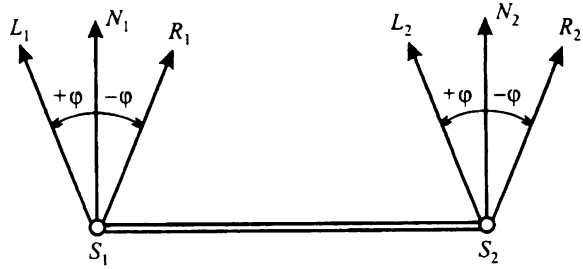


Рис. 10.33. Равноотклоненный случай фототопографической съемки

Знак «минус» в формулах (10.52) относится к случаю отклонения (скоса) главных лучей вправо от нормали к базису, и угол при этом считается отрицательным. Знак «плюс» относится к случаю скоса влево от нормали к базису (угол φ при этом положителен).

При фототопографической съемке местности с одного и того же базиса B получают сразу три стереопары фотоснимков: нормального случая съемки и двух равноотклоненных (влево и вправо) от нормали к базису. Этим достигается наиболее широкий охват местности и обеспечивается минимум фотосъемочных и геодезических работ.

По значению дирекционного угла главного луча левого фотоснимка и геодезическим координатам левого центра фотографирования фотограмметрические координаты точек местности тем или иным способом преобразуют в геодезические координаты.

Фототеодолитный комплект. Для выполнения полевых работ при наземной фототопографической съемке используются приборы, называемые фототеодолитами (рис. 10.34, *а*), или различные камеры: UMK (рис. 10.34, *б*), SMK (рис. 10.34, *в*) производства Германии.

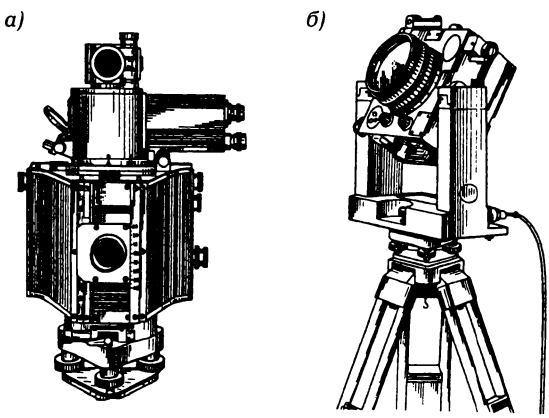


Рис. 10.34. Фотокамеры, применяемые при наземной фотосъемке: А — фототеодолит «Фотео 19/ 1318»; б — камера UMK

Фототеодолит состоит из фотокамеры и угломерного прибора. Они или конструктивно связаны в один прибор, или выполняют свою роль каждый самостоятельно. В настоящее время чаще всего применяют фототеодолиты, где фотокамера и угломерный прибор (теодолит) разделены, и каждый из них выполняет только свою задачу.

Наиболее широкое применение на производстве получили так называемые фототеодолитные комплекты — наборы приборов, полностью обеспечивающие весь комплекс полевых работ при наземной фототопографической съемке.

Одним из типичных фототеодолитных комплектов является комплект «Фотео 19 / 1318» производства предприятия «Карл Цейс» (Германия). В комплект входят: фотокамера с ориентирующим устройством (см. рис. 10.34, *а*), 24 деревянные или металлические фотокассеты, оптический пятисекундный теодолит, горизонтальная двухметровая базисная дальномерная рейка, три штатива, три трегерные подставки, три визирные марки, три отвеса, полевое юстировочное устройство и котировочный накладной уровень.

Фототеодолит представляет собой фотокамеру с укрепленным на ней ориентирующим устройством. Фотокамера имеет жестко встроенный объектив с постоянной диафрагмой 1:25, отфокусированной на бесконечность. Фокусное расстояние объектива — около 19 см.

В задней фокальной плоскости объектива расположена металлическая прикладная рамка с укрепленными на ней четырьмя координатными линейками, положение которых определяют оси координат фотоснимка. К прикладной рамке в момент фотографирования прижимается фотографическая стеклянная пластинка размером 13 × 18 см. На прикладной рамке укреплены пластинка с вырезанным на ней значением фокусного расстояния, а также пластины с регистратором используемого случая съемки (нормальной, равноотклоненной влево или вправо) и нумератор фотоснимков. Все эти данные автоматически фиксируются на фотопластинке при ее экспонировании.

Объектив не имеет затвора, и выдержка осуществляется от руки снятием и надеванием темного колпачка на объектив, т. к. в наземной фототопографической съемке используют фотопластинки низкой светочувствительности (2—10 единиц ГОСТ), обладающие очень высоким геометрическим качеством фотоизображения. Перед экспонированием на заднюю стенку фотокамеры, предварительно сняв матовое стекло, устанавливают фотокассету с заряженной фотопластинкой.

Над фотокамерой укреплено ориентирующее устройство, включающее в себя неподвижный стеклянный лимб и зрительную трубу, вращающуюся вокруг вертикальной оси. Вместе с двумя ци-

линдрическими уровнями ориентирующее устройство обеспечивает установку оси вращения фотокамеры в вертикальное положение, а оптической оси объектива — в горизонтальную плоскость и под заданным углом к базису фотографирования.

Фототеодолитный комплект работает по так наз. «трехштативной» системе, т. е. фотокамера, теодолит, дальномерная рейка, визирные марки могут взаимно заменяться в трегерных подставках, что обеспечивает удобство и высокую производительность работ.

Производство наземной фототопографической съемки. Как и при любом методе съемки, комплекс работ по наземной фототопографической съемке участка местности состоит из подготовительных, полевых и камеральных работ.

В подготовительный период на основе имеющихся картографических, геодезических и других материалов составляют проект фотосъемки. При этом на карту или схему наносят все базисы фотографирования с указанием направления оптических осей и производят предварительные расчеты для базисов. Их длина зависит от заданной точности составления плана, и от максимальных отстояний, которые могут быть при фотосъемке.

Полевые работы начинают с рекогносцировки местности в целях уточнения проекта съемочных работ и окончательной установки схемы геодезической привязки базисов и последовательности выполнения работ.

Полевая работа на базисе включает:

- фотографирование местности при трех положениях оптической оси фотокамеры на каждом конце базиса (нормальный и два равноотклоненных случая);
- измерение базиса фотографирования с использованием теодолита и горизонтальной дальномерной рейки;
- геодезические работы для привязки концов базисов фотографирования и других, необходимых при фотосъемке, точек к пунктам опорной геодезической сети.

На обоих концах базиса устанавливают штативы с трегерными подставками. Последовательность работ зависит от времени дня, освещенности объекта, погоды и т. д. Желательно соблюдать минимальный интервал времени между фотографированием на левом и правом концах базиса.

Геодезические наблюдения на базисе заключаются в измерении направлений на пункты опорой геодезической сети. Привязка точек базиса может производиться обратной засечкой, теодолитным ходом и другими способами, обеспечивающими заданную точность определения координат.

Кроме горизонтальных направлений, измеряют вертикальные углы на все геодезические точки, т. е. превышение точек определяют,

как правило, методом тригонометрического нивелирования. Во всех случаях привязки необходимо определить дирекционный угол базиса и превышение правого конца базиса над левым. Работы на базисе заканчивают составлением схемы отснятого участка и дешифрированием трудно распознаваемых по фотографии объектов местности.

По завершении полевых работ выполняют фотолабораторную обработку экспонированных фотопластинок.

По результатам геодезических измерений вычисляют пространственные координаты левых точек базисов, горизонтальные про-ложения базисов, дирекционные углы и направления главных лучей фотоснимков.

Затем приступают к измерениям фотоснимков и составлению топографического плана. План может быть составлен путем аналитической, графической и графомеханической обработки стереопар фотоснимков.

При аналитической обработке фотоснимков на стереокомпараторе измеряют координаты x_i и z_i и параллаксы p_i отдельных точек изображений на фотоснимках. Далее по формулам нормального или равноотклоненного случаев фотосъемки вычисляют пространственные фотограмметрические координаты точек местности. Затем их перевычисляют в геодезические и по этим координатам наносят точки на план, который составляют так же, как при тахеометрической съемке, или фотоснимки сканируют на сканерах; таким образом, получают цифровую модель местности, а на экране монитора — электронное изображение. После соответствующей обработки получают стереомодель местности, по которой сначала на экране, а затем с помощью графопостроителя на бумаге получают план местности.

Графическая обработка состоит в том, что по измеренным на стереокомпараторе координатам точек фотоснимков положение их на плане получают путем графических построений с помощью несложного чертежного прибора.

Наиболее широко распространенным методом обработки наземных стереофотоснимков с целью создания топографических планов является графомеханический метод. Он заключается в том, что контурная и высотная части топографического плана составляются одновременно путем обработки стереопар на фотограмметрическом приборе — стереоавтографе, или топокарте. В отличие от аналитического и графического методов обработки контуры и рельеф местности в горизонталях зарисовываются на плане с помощью стереоавтографа автоматически, непрерывным вычерчиванием. Этот способ высокопроизводителен, но требует наличия сложного фотограмметрического оборудования.

Производительность и особенно качество работ, выполняемых методом наземной фототопографической съемки, значитель-

но выше, чем при тахеометрической съемке, т. к. на полевые работы затрачивается не более 20—30 % от общего времени. Однако наиболее ярко преимущества наземной фототопографической съемки проявляются на сравнительно небольших по площади и сложных по рельефу участках, а при съемках значительных территорий она уступает по эффективности аэрофототопографической съемке.

10.10. Дешифрирование аэрофотоснимков

Распознавание по фотоизображению объектов местности и выявление их содержания с обозначением условными знаками качественных и количественных характеристик называется *дешифрированием.*

Дешифрирование — наиболее важный, ответственный и весьма трудоемкий процесс при изучении местности по аэрофотоснимкам.

От точности определения положения на фотоизображении дешифрируемых элементов местности, достоверности и полноты их характеристик в значительной степени зависит качество получаемой по фотоснимкам информации.

Все элементы местности при одинаковой их освещенности обладают различной спектральной отражательной способностью, благодаря чему при аэрофотосъемке они различаются на аэрофотоснимках по фототону и структуре рисунка; кроме того, при аэрофотосъемке сохраняются в известной степени подобия и соотношения размеров объектов, а также неизменность их взаимного расположения, т. е. фотоизображение местности обладает весьма ценными изобразительными свойствами, выделяющими данный объект среди других. В то же время одни и те же объекты на аэрофотоснимке могут иметь одинаковые изображения. Например, на аэрофотоснимке имеем изображения строений, они могут быть по назначению жилыми или нежилыми; по материалу изготовления — из дерева, кирпича и т. д. Однако аэрофотоизображение должно читаться однозначно (одинаково), и для решения этого вопроса необходимо производить дешифрирование.

В зависимости от содержания дешифрирование делят на топографическое и специальное (тематическое, отраслевое). При топографическом дешифрировании с аэрофотоснимков получают информацию о земной поверхности и элементах местности для составления топографических карт и планов местности. При специальном дешифрировании отбирают тематическую информацию (геологическую, геоботаническую, об элементах железнодорожного пути и т. д.).

Различают следующие методы дешифрирования:

- визуальный, когда информация с аэрофотоснимков считывается и анализируется человеком;
- машинно-визуальный, когда видеоинформация предварительно считывается специальными или универсальными интерпретационными машинами, а затем осуществляется визуальный анализ полученного изображения;
- автоматизированный (диалоговый), когда считывание с аэрофотоснимков и анализ или непосредственный анализ записанной видеоинформации осуществляется специализированными и универсальными машинами при активном участии оператора;
- автоматический (машинный), когда дешифрирование полностью выполняется интерпретационными машинами. Человек определяет задачи, программу обработки видеоинформации.

При дешифрировании фотоснимков железнодорожных станций и перегонов применяют в основном визуальный метод.

В любом методе распознавание выполняется путем сопоставления и определения степени близости некоторого набора признаков дешифрируемого объекта с соответствующими эталонными признаками, называемыми дешифровочными.

При визуальном дешифрировании объектов и элементов местности используются их геометрические и оптические характеристики (прямые признаки), а также взаимосвязи и взаимообусловленности природных и антропогенных явлений (косвенные признаки).

Прямые дешифровочные признаки объекта: форма, размеры, тон, цвет, тень (собственная, падающая), текстура.

Форма. Является достаточным признаком для разделения многих объектов природного и антропогенного происхождения. Для объектов, созданных человеком, характерна правильная геометрическая форма. Так, например, железные дороги состоят из прямолинейных участков, сопряженных плавными кривыми. Строения изображаются прямоугольниками или квадратами.

В отличие от искусственных сооружений объекты местности естественного происхождения (ручьи, озера, бровки оврагов, границы естественных угодий и т. п.) имеют криволинейные формы. Фотографическое изображение формы объекта как дешифровочного признака имеет важное значение, облегчающее процесс дешифрирования.

Размеры. Размеры дешифрируемых объектов, определяемые по фотоизображению, дополняют информацию о дешифрируемом объекте, уточняя его содержание. Размеры объектов зависят от масштаба фотоизображения, поэтому для их определения необходимо знать масштаб фотоснимка.

Тон. Означает степень почернения изображения объекта на фотоснимке, является функцией яркости объекта, которая может изменяться в зависимости от времени съемки (лето, весна, осень, утренние и дневные часы), влажности объекта, плотности воздушной дымки и других факторов. Все многообразие объектов передается на фотоизображении целой гаммой тонов — от белого до черного. Например, в более светлых тонах изображаются грунтовые дороги, в серых — пахотные земли, в более темных — леса, водная поверхность и т. д.

Цвет. Цвет изображения — более информативный признак, чем тон черно-белого изображения. Применение цветных и спектрозональных аэрофотоснимков повышает степень дешифрируемости объектов на аэрофотоснимках.

Тень. Собственная и особенно падающая от предмета тень — характерный дешифровочный признак для таких объектов местности, как различные постройки, деревья, опоры электропередач и контактной сети, столбы связи, светофоры, крутые склоны оврагов, обрывы и т. д. Собственная тень у таких объектов образуется с неосвещенной солнцем стороны, падающая тень направлена от основания объекта в противоположную от солнца сторону. Размеры падающих теней зависят от высоты предметов и положения солнца относительно горизонта в момент фотографирования.

Текстура. Это характер распределения оптической плотности по полю изображения объекта. Через текстуру передаются структурные особенности объекта — форма, размеры и взаимное положение слагающих объект или образующих его поверхность элементов и их яркость. В формировании текстуры значительную роль играют собственные и падающие тени. Например, лесные угодья, картофельное поле имеют зернистую структуру изображения. Для распаханных полей характерен линейчатый рисунок — результат параллельного расположения борозд.

Косвенные признаки. Взаимное расположение объектов местности подчинено определенным закономерностям, отражающим взаимную связь явлений и предметов. Их делят на три основные группы: природные (ландшафтные), антропогенные, природно-антропогенные. Природные признаки — взаимосвязь и взаимообусловленность объектов и явлений в природе. Например, зависимость растительного покрова от типа почвы, ее засоленности и увлажненности. Антропогенные признаки позволяют опознать объекты, созданные человеком. Так, если светлая линия соединяет два населенных пункта, ее относят к проселочной дороге, пересечение проселочной дороги с железной дорогой дешифрируют как переезд и т. д. К природно-антропогенным косвенным признакам относят зависимость хозяйственной деятельности человека от определенных природных условий, проявление свойств природных

объектов в деятельности человека и т. д. Так, по размещению некоторых видов культур можно судить о свойствах почвы. Логический анализ прямых и косвенных признаков значительно повышает достоверность опознавания объектов.

Визуальное дешифрирование может производиться на аэрофотоснимках (контактных или увеличенных), фотосхемах, фотопланах. С целью удобства размещения условных знаков на аэрофотоснимках и более полного использования имеющейся на них информации при дешифрировании элементов железнодорожного пути наряду с контактными используют увеличенные до масштаба 1:1000 аэрофотоснимки.

При визуальном методе дешифрирования различают полевой, камеральный и комбинированный способы.

Полевой способ дешифрирования заключается в сличении аэрофотоснимка с местностью. Этот способ обеспечивает наивысшую полноту качества и достоверность результатов дешифрирования. Однако полевое дешифрирование требует значительных затрат времени и средств.

Камеральный способ дешифрирования заключается в анализе фотоизображения объектов местности с использованием всего комплекса дешифровочных признаков и распознавании их в камеральных условиях.

В целях повышения качества и эффективности камерального метода дешифрирования используют топографические карты наиболее крупного масштаба последнего издания, планы железнодорожных станций и перегонов, профили железнодорожных путей, технико-распределительные акты (ТРА) станций, материалы инженерно-геодезических изысканий, выполненных в районе работ, материалы аэрофотосъемок прошлых лет и результаты их дешифрирования.

Комбинированный способ дешифрирования сочетает в себе процессы камерального и полевого дешифрирования. Распознаваемые бесспорно объекты местности и явления природы дешифрируются в камеральных условиях, затем осуществляют полевую доработку сложных участков с одновременным контролем результатов камерального дешифрирования.

При дешифрировании для повышения точности выявления и проведения границ угодий, оврагов, промоин, насыпей, возвышающихся объектов, бровок балок, подошв скатов, береговых линий гидрографических объектов, линий резких изменений крутизны склонов осуществляют стереоскопическое наблюдение аэрофотоснимков.

Для стереоскопического рассматривания аэрофотоснимков используют стереоскопы (в полевых и стационарных условиях), ин-терпретоскопы (в стационарных условиях) и другие аналогичные приборы.

В производстве широкое применение получил настольный складной стереоскоп ЛЗ (линзово-зеркальный). При полевом дешифрировании для стереоскопического изучения местности по аэрофотоснимкам используют полевые портативные стереоскопы СП-2 или П-5, стереоскопические бифокальные очки или насадки.

Глава 11

ГЕОДЕЗИЧЕСКИЕ РАЗБИВОЧНЫЕ РАБОТЫ

11.1. Понятие о геодезических разбивочных работах

Разбивка есть обратное по отношению к съемке геометрическое отображение плана (проекта) сооружения на местность. В соответствии с этим, процесс съемки сопровождается измерением углов и длин отрезков, а процесс разбивки — отложением этих величин на местности.

Точность съемочных работ определяется графической точностью плана и принимается обычно равной 0,1 мм в масштабе плана. Для наиболее крупного масштаба съемки 1:500 эта точность составляет 50 мм. Точность же разбивочных работ зависит от допусков на геометрические параметры и размеры строящихся сооружений. Эти допуски имеют порядок 1 — 50 мм, поэтому точность разбивочных работ, как правило, выше точности съемочных. При этом следует различать два вида точности разбивочных работ:

- точность определения положения точек одного сооружения относительно других объектов или сооружений. Эта точность в зависимости от класса сооружения и взаимосвязи его с окружающими объектами может колебаться от 10 до 100 и более мм;
- точность определения взаимного положения точек внутри одного сооружения. Эта точность на порядок выше. Она определяется допусками на изготовление и монтаж отдельных конструкций сооружений и имеет порядок 1 — 10 мм.

При строительстве уникальных сооружений и монтаже промышленного технологического оборудования точность разбивки и выведения деталей конструкции в проектное положение достигает 0,01 мм. Для обеспечения такой высокой точности на объекте создается *геодезическая разбивочная основа*. Геометрической основой проекта сооружения при выносе его в натуру являются *разбивочные оси*, относительно которых на рабочих чертежах проекта указывают расположение отдельных конструкций сооружений и их размеры. Обычно выделяют следующие виды разбивочных осей:

- *главные*, или оси симметрии сооружений (для линейных сооружений — их продольные оси);
- *основные оси*, определяющие форму и размеры сооружений;

— *промежуточные* или детальные оси отдельных элементов зданий и сооружений.

На строительных чертежах продольные оси обычно подписывают буквами, а поперечные — арабскими цифрами в кружках (рис. 11.1).

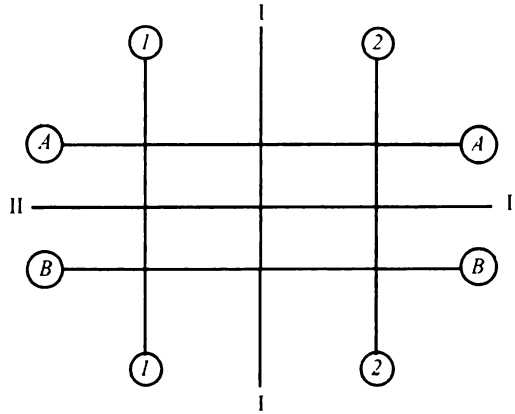


Рис. 11.1. Главные и основные оси сооружений

Высоты на чертежах задают обычно в условной системе. За начало отсчета высот здания принимают уровень чистого пола после отделки первого этажа, который принято называть *исходным горизонтом*. Пол любого другого этажа здания называют *монтажным горизонтом*.

11.2. Геодезическая основа разбивочных работ

Геодезической основой разбивочных работ или *разбивочной сетью* называют закрепленную на местности систему геодезических пунктов с известными координатами или высотами. В соответствии со СНиП 3.01.03-84 «Геодезические работы в строительстве» ее принято делить на три вида: *разбивочную сеть объекта* (строительной площадки), *внешнюю* и *внутреннюю* разбивочные сети зданий (сооружений).

1. Разбивочная сеть объекта создается для выноса в натуру главных и основных осей сооружений и производства *исполнительных съемок*.

Внешняя разбивочная сеть здания (сооружения) служит для закрепления на местности проектных размеров сооружений, выполнения *детальных разбивочных работ* и исполнительных съемок.

В соответствии с принятым на практике делением систем координат, разбивочные сети делят на плановые и высотные. В качестве

плановой геодезической разбивочной сети объекта могут использоваться:

- пункты государственных геодезических сетей и сетей сгущения;
- пункты *городских геодезических сетей*;
- пункты *реперных систем* железных дорог;
- закрепленные на местности *красные линии* застройки;
- точки *базисных геодезических сетей* железнодорожных станций;
- точки *магистрального теодолитного хода* и пикетаж главного пути при строительстве железных дорог и сопутствующих сооружений.

Если густота существующих на местности пунктов перечисленной геодезической основы недостаточна для строительства объекта, то разбивочная сеть сгущается методами полигонометрии или аналитических сетей 1-го или 2-го разряда точности. При строительстве уникальных или особо ответственных сооружений создаются специальные высокоточные линейно-угловые разбивочные сети.

Наиболее распространенным видом плановой разбивочной сети строительной площадки в городах и поселках являются сети городской полигонометрии, абрисы привязки пунктов, координаты и отметки пунктов которых всегда можно получить в городском архитектурном управлении.

При строительстве промышленных сооружений наиболее распространеным видом плановой разбивочной сети является *строительная сетка.* Строительная сетка представляет собой закрепленную на местности сетку прямоугольных координат. В зависимости от вида строящегося объекта стороны сетки назначают в интервале от 50 до 400 м и располагают параллельно главным осям сооружений (рис. 11.2).

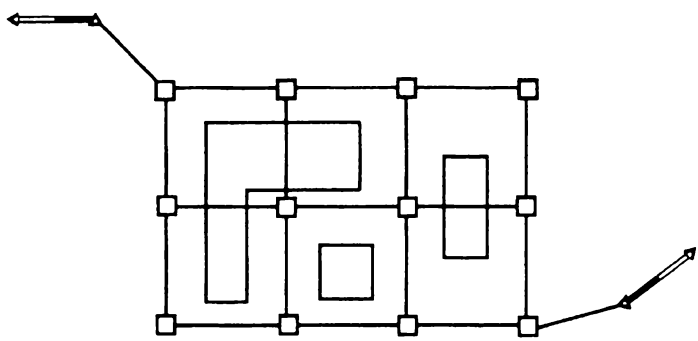


Рис. 11.2. Строительная сетка

Вначале строительную сетку проектируют на генеральном плане строительного объекта. Узлы сетки при этом располагают так,

чтобы обеспечить максимальную сохранность пунктов в период строительства. Запроектированную сетку выносят в натуру от ближайших пунктов опорной геодезической сети или твердых контуров. Вначале выносят в натуру одно исходное направление, от которого с помощью теодолита и рулетки с точностью обычного теодолитного хода намечают все точки сетки, закрепляя их временными центрами. Затем, по сетке выполняют линейно-угловые измерения как в полигонометрии или аналитических сетях 1 или 2 разряда, уравнивают их и вычисляют фактические координаты временных центров. По их отступлениям от проектных координат вычисляют *редукции*, на величину которых смещают точки строительной сетки и закрепляют их постоянными центрами такого же типа, как центры полигонометрии.

11.3. Элементарные виды разбивочных работ

Весь комплекс геодезических разбивочных работ складывается из элементарных геометрических построений на местности, которые мы назовем *элементарными видами* разбивочных работ. Основными из них являются: построение проектного угла, отложение проектного расстояния, вынос в натуру проектных отметок и уклонов.

Построение проектного угла. Построение проектного угла выполняют от имеющегося на местности направления *AB* способом отложений, а затем, если есть необходимость, уточняют разбивку способом *редуцирования*.

Для разбивки угла способом отложений устанавливают теодолит в точке *A* (рис. 11.3, *а*), приводят его в рабочее положение, наводят визирную ось зрительной трубы в точку *B* и делают отсчет *a* по горизонтальному кругу.

Вращением алидады устанавливают по горизонтальному кругу отсчет, равный $a + \beta_{пр}$, и в створе визирной оси на определенном расстоянии *s* фиксируют точку *c'*. Построение повторяют при втором положении вертикального круга, получая на местности точку *c''*, и по линии *c'c''* намечают среднюю точку *c*. Построенный таким образом угол *BAc* считают равным проектному. Точность такого построения зависит от точности отсчета теодолита.

Способ редуцирования применяют для уточнения угла, уже построенного способом отложений. В этом случае угол *BAc* измеряют теодолитом *n* приемами, вычисляют среднее значение

$$\overline{\beta} = \sum\beta / n$$

и вычисляют разность $\Delta\beta = \beta_{пр} - \overline{\beta}$, после чего смещают точку *c* перпендикулярно отрезку *Ac* на величину линейной редукции $e = (\Delta\beta s) / \rho''$ в точку c_0 (рис. 11.3, *б*).

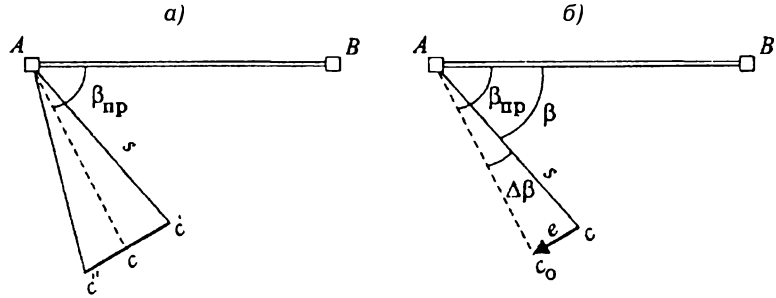


Рис. 11.3. Построение проектного угла:
а — способом отложений; б — способом редуцирования

Угол Bac_o принимают за окончательное значение проектного угла. Его значение в $\sqrt{n}$ раз точнее построенного способом отложений угла *BAc*.

Построение проектного расстояния. При построении проектного расстояния на местности должна быть зафиксирована исходная точка *A* (рис. 11.4) и направление отложения отрезка.

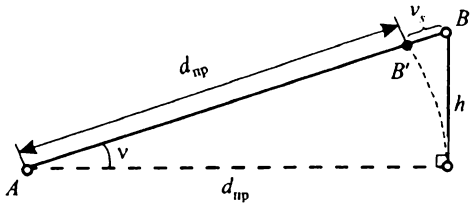


Рис. 11.4. Построение проектного расстояния

Суть операции состоит в том, что проектный отрезок, заданный горизон-тальным проложением $d_{пр}$, необходимо отложить по наклонной местности с углом наклона *v*. Наиболее просто эта задача решается способом редуцирования. Для этого от точки *A* в заданном направлении откладывают рулеткой отрезок $d_{пр}$, закрепляя на местности точку *B'*, от которой в том же направлении откладывают поправку v_s, получая на местности положение точки *B*. Длину отрезка *AB* считают равной проектной. Таким образом, суть задачи сводятся к вычислению поправки

$$v_s = -v_v + v_t + v_k,$$

включающей в себя известные поправки: за угол наклона $v_v = 2d_{пр} \times \times \sin^2(v/2) = h^2/2d_{пр}$, где *h* — превышение между точками *A* и *B*; за температуру мерного прибора $v_t = \alpha d_{пр}(t_o - t)$ и поправку за компарирование v_k, т. е. вводятся обычные поправки линейных измерений. При отложении больших расстояний можно использовать электронный тахеометр. Для этого тахеометром, установленным в точке *A*, измеряют горизонтальное приложение до отражателя, установленного по заданному направлению вблизи предполагаемого распо-

ложения точки *B*. Вычисляют разность $d_{пр} - d$, которую откладывают с помощью рулетки, получая окончательное положение точки *B* отрезка *AB*, заданного своим горизонтальным проложением.

Вынос в натуру проектных отметок. Это наиболее распространенный в практике инженера строителя элементарный вид разбивочных работ. Для этого на строительной площадке должно быть закреплено не менее двух временных реперов. Тогда для выноса в натуру любой точки *x* сооружения (рис. 11.5) на проектную отметку $H_{пр}$ ее положение фиксируют на местности (колышком, дюбелем или каким-либо другим образом).

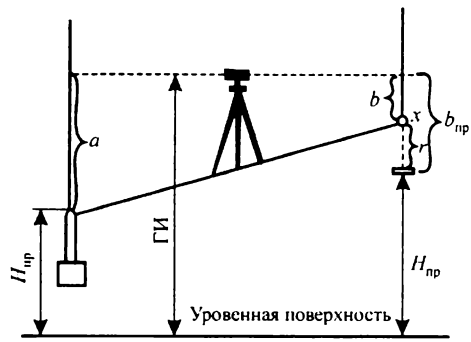


Рис. 11.5. Вынос в натуру проектной отметки

Устанавливают нивелир примерно по середине между репером и точкой *x* и приводят его в рабочее положение. После этого берут отсчет *a* по рейке, установленной на репере, и *в* — в точке *x*. Вычисляют горизонт инструмента ГИ = $H_{пр} + a$ и отсчет $в_{пр}$, соответствующий проектной отметке $H_{пр}$:

$$в_{пр} = ГИ - H_{пр}.$$

Далее поступают по-разному: либо подбивкой колышка добиваются того, чтобы отсчет по рейке, установленной в точке *x*, точно равнялся $в_{пр}$, либо вычисляют рабочую отметку $r = в - в_{пр}$, отмеряя которую от верха первого колышка по линейке, забивают рядом второй колышек на проектную отметку, контролируя по нивелиру отсчет $в_{пр}$. При наиболее точных работах окончательное выведение точки *x* на проектную отметку осуществляют подвинчиванием болтов закладных деталей на проектную отметку.

При передаче проектных отметок на дно котлована или на монтажный горизонт, если обычное сложное нивелирование вызывает затруднение, применяют, по сути, одну схему двойного нивелирования (рис. 11.6).

Для этого на верхнем горизонте укрепляют кронштейн и подвешивают компарированную рулетку с грузом. На нижнем и верхнем горизонтах устанавливают два нивелира, с помощью которых

по команде снимают отсчеты с и d по рулетке, а затем и отсчеты по рейкам, установленным в точках A и x. Как видно из рис. 11.6, превышение h между ними определяется по формуле:

$$h = a - в + (d - c).$$

При наличии электронного тахеометра передачу отметок на другие уровни легко осуществляют тригонометрическим нивелированием.

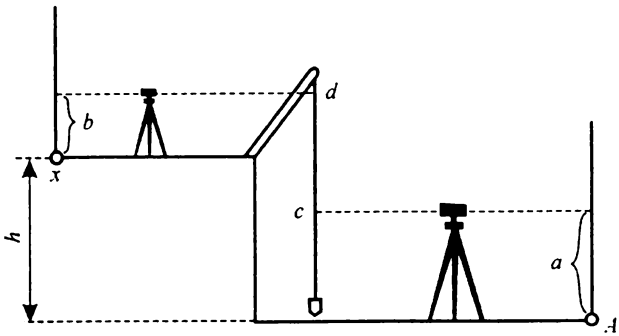


Рис. 11.6. Схема передачи отметок на другой горизонт

Вынос в натуру отрезка линии заданного уклона. Этот вид разбивочных работ особенно важен при строительстве линейных сооружений (строительстве железных дорог, укладке труб и т. п.).

Суть работы состоит в закреплении на местности промежуточных точек отрезка через некоторый заданный интервал d.

Предварительно на местности должны быть зафиксированы либо концы отрезка AB, выведенные на проектные отметки, либо начальная точка A и направление разбиваемой линии. В первом случае, установив в точке A теодолит или нивелир и наклонив зрительную трубу прибора, наводят среднюю горизонтальную нить сетки на высоту прибора p (рис. 11.7) по рейке, установленной в точке B.

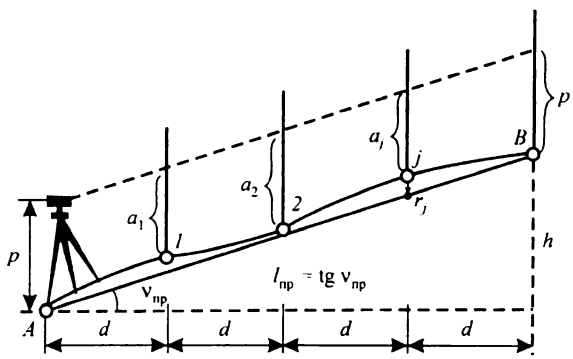


Рис. 11.7. Разбивка линии заданного уклона

После этого на местности закрепляют промежуточные точки створа *1*, *2*, ..., *J*, ... так, чтобы отсчет на любой из них был равен *p*. В этом случае все они будут принадлежать отрезку *AB* заданного уклона $i_{пр}$.

При ведении земляных работ вместо приборов допускается применение Т-образных планок — визирок. Две из них устанавливают на концах отрезка, а третью — ходовую визирку — помещают в промежуточных точках так, чтобы верх всех трех визирок располагался в одной горизонтальной плоскости. Низ визирки в этом случае фиксирует точку, принадлежащую линии заданного уклона.

Во втором случае в точку *A* устанавливают теодолит и приводят его в рабочее положение, визируют трубу вдоль разбиваемой линии, после чего по вертикальному кругу теодолита устанавливают отсчет, равный $v_{пр} + MO$. При этом визирная ось теодолита будет параллельна линии заданного уклона, проходящей через точку *A*. Механизм закрепления промежуточных точек совершенно аналогичен предыдущему случаю.

Если величины рабочих отметок $r_j = a_j - p$ велики, то их записывают на соответствующих кольях и используют при работе землеройных механизмов.

Разбивка плоскости заданного уклона. Эта задача возникает при вертикальной планировке площадок. Проще всего эту работу выполнить нивелиром, если ось его вращения располагать перпендикулярно разбиваемой плоскости. Для этого на разбиваемой площадке намечают прямоугольник *ABCD* (рис. 11.8) и выводят его вершины на проектные отметки.

После этого устанавливают нивелир в одной из вершин, например *A*, располагая два подъемных винта параллельно стороне *AD* (на рис. 11.8 — это винты *1* и *2*). Вращением этих винтов добиваются, чтобы отсчет по рейке, усыновленной в точке *D*, был равен высоте прибора *p*. Вращением третьего подъемного винта (на рис. 11.8 — это винт *3*) добиваются того, чтобы тот же отсчет получить по рейке, установленной в точке *B*.

При этом плоскость, образованная вращением визирной оси нивелира, будет параллельна плоскости (*ABCD*) местности. Точку *C* обычно используют для контроля. Разбивка любых других точек $J \in \{ABCD\}$ становится элементарной. Любая точка фиксируется на местности так, чтобы отсчет по рейке был равен *p*. В последние годы для задания линий и плоскостей заданного уклона с успехом используются лазерные геодезические приборы.

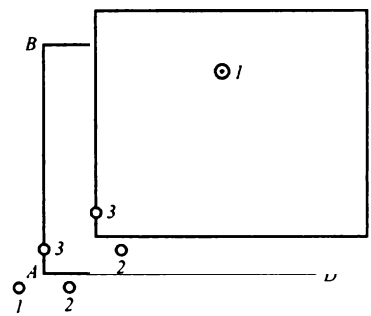


Рис. 11.8. Разбивка плоскости заданного уклона

11.4. Способы разбивочных работ

Разбивка сооружений является обратным по отношению к съемке геометрическим преобразованием и сводится к построению на местности характерных точек сооружений. Положение точек, как и при съемке, получают пересечением известных *линий положения*: лучей и окружностей.

Собственно и *способы разбивочных работ*, под которыми мы будем пони мать способы определения положения точек сооружения на местности, используют те же геометрические образы и понятия, что и при съемочных работах. По существу они связаны с определенной системой координат на плоскости и носят их названия: *способ полярных координат, способ прямоугольных координат, способы угловой, линейной* и *створной засечек.*

Способ полярных координат. Является основным способом выноса в натуру точек главных и основных осей сооружений. При этом способе положение точки сооружения на местности (рис. 11.9) получают построением двух разбивочных элементов: проектного угла β со средней квадратической ошибкой m_β от стороны *AB* разбивочной сети и проектного отрезка *S* со средней квадратической ошибкой m_s по направлению луча *AC*.

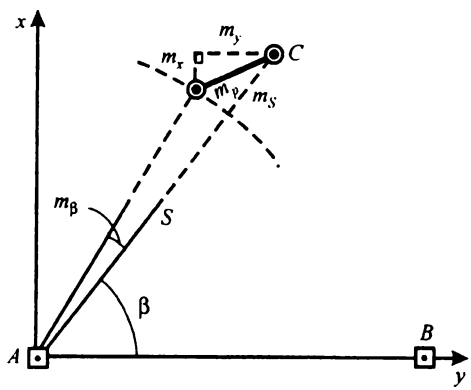


Рис. 11.9. Разбивка точки C способом полярных координат

В полярной системе координат положение точки *C* получают как пересечение луча и окружности, т. е.

$C = [AC) \cap Окр\ (A,S)$.

Поскольку луч проходит через центр окружности, то линии положения пересекаются под прямым углом; следовательно, средние квадратические ошибки углового и линейного построений действуют на общую среднюю квадратическую ошибку разбивки m_p независимо друг от друга. Тогда по теореме сложения дисперсий независимых случайных величин с учетом того, что угловая сред-

няя квадратическая ошибка действует на среднюю квадратическую ошибку точки пропорционально расстоянию, можно написать формулу

$$m_p^2 = m_s^2 + (m_\beta^2 S^2 / \rho^2), \qquad (11.1)$$

которую используют для расчета точности разбивочных работ способом полярных координат.

Способ прямоугольных координат. Этот способ широко используется при строительстве линейных сооружений, железнодорожных станций и промышленных сооружений при наличии на объекте строительной сетки (рис. 11.10).

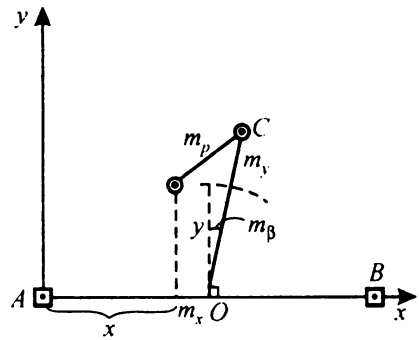


Рис. 11.10. Разбивка точки С способом прямоугольных координат

Приняв сторону *AB* разбивочной сети за ось *x*, а точку *A* за начало координат, положение точки *C* получают последовательным построением трех разбивочных элементов. Отложением вдоль *[AB)* отрезка *x* со средней квадратической ошибкой m_x получают точку *O* — основание перпендикуляра. Построением в точке *O* прямого угла со средней квадратической ошибкой m_β получают направление луча *OC*, отложением вдоль которого ординаты *y* со средней апатической ошибкой m_y получают окончательное положение точки *C* на местности. Очевидно, что все три построения независимы друг от друга, что дает нам право для расчета точности вновь воспользоваться формулой обобщенной дисперсии и записать выражение для дисперсии разбивки в виде:

$$m_p^2 = m_x^2 + (m_\beta^2 y^2 / \rho^2) + m_y^2. \qquad (11.2)$$

Способ удобен при небольшой длине перпендикуляров.

Способ прямой угловой засечки. Прямую угловую засечку применяют при разбивке мостовых переходов и гидротехнических сооружений. В этом случае положение проектной точки *P* на местности определяется пересечением лучей *AP* и *BP*, полученных отложением проектных углов β_1 и β_2. (рис. 11.11) с помощью обычных или лазерных теодолитов.

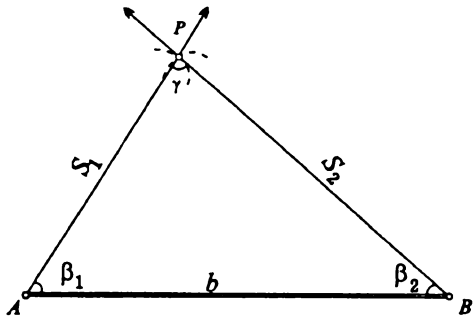


Рис. 11.11. Разбивка точки P способами угловой и линейной засечек

В последнем случае можно обеспечить непосредственную видимость пересечения лучей на местности. Поскольку угол засечки γ в общем случае не равен 90°, то ошибки построения углов оказывают влияние друг на друга, выражаемое через синус угла засечки. В результате формула для средней квадратической ошибки разбивки принимает вид

$$m_p = (m''_\beta / \rho'')b\sqrt{(\sin^2\beta_1 + \sin^2\beta_2) / \sin^2\gamma}, \qquad (11.3)$$

или

$$m_p = (m''_\beta\sqrt{S_1^2 + S_2^2} / \rho''\sin\gamma, \qquad (11.4)$$

где b — базис разбивки, S_1 и S_2 — длины сторон AP и BP.

Линейная засечка. В этом способе точка P получается непосредственным пересечением дуг окружностей, прочерчиваемых на местности радиусом S_1 и S_2, т. е.

$$P = Окр\ (A,S_1) \cap Окр\ (B,S_2).$$

Угол засечки γ оказывает такое же влияние, как и в угловой засечке, поэтому формула для m_p имеет вид:

$$m_p = m_s\sqrt{2} / \sin\gamma. \qquad (11.5)$$

Способ удобен при небольших, не превышающих длины рулетки расстояниях S_1 и S_2.

Створные засечки. Эти способы широко применяют для разбивки основных и детальных осей зданий и сооружений. В способе створной угловой засечки точку P находят как пересечение створов AA' и BB' (рис. 11.12, *а*), задаваемых визирной осью теодолита. В способе створно-линейной засечки (рис. 11.12, *б*) вдоль створа AA', задаваемого теодолитом, установленным в точке A, откладывают проектное расстояние S, так что

$$P = [AA') \cap Окр\ (A,S).$$

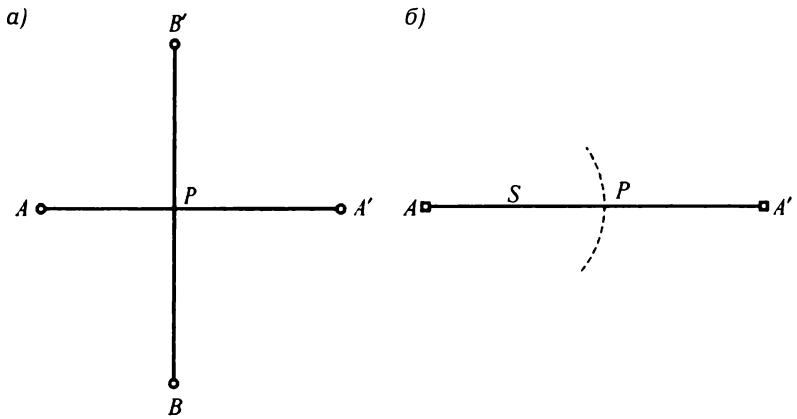


Рис. 11.12. Разбивка точки P способом створно-угловой засечки (а); способом створно-линейной засечки (б)

Порядок геометрических построений в створных засечках отличается от угловой и полярной засечек заменой построения проектного угла операцией построения створа и потому могут рассматриваться как частные случаи последних при $\beta_{пр} = 0°$.

11.5. Геодезическая подготовка проекта для выноса его в натуру

Необходимым условием для *выноса проекта в натуру* является наличие разбивочной основы строительной площадки. От ее пунктов путем построения разбивочных элементов выносят в натуру основные оси и характерные точки сооружений. Для вычисления разбивочных элементов необходимо перевычислить координаты основы и проекта в единую систему координат (если это не было предусмотрено проектом). В дальнейшем подготовку проекта для выноса в натуру осуществляют в три этапа:

1) определяют координаты характерных точек сооружений;

2) вычисляют разбивочные элементы и составляют разбивочные чертежи;

3) производят расчет точности и выбирают методику измерений.

Предварительно методом электронной тахеометрии определяют координаты углов существующих зданий и других твердых контуров, которые могут быть использованы для выноса в натуру отдельных точек проектируемых сооружений, либо для контроля этого выноса.

Определение координат характерных точек проекта осуществляют графическим, аналитическим либо графо-аналитическим способами. При графическом способе координаты точек проекта

определяют по плану крупного масштаба. Ввиду его неточности способ в чистом виде практически не применяют.

При графо-аналитическом способе координаты двух точек одной продольной оси сооружения (причем вторая точка берется только для задания ориентировки оси) определяют графически. Координаты всех других характерных точек определяют аналитически, используя проектные размеры сооружений.

При аналитическом, наиболее точном способе, координаты характерных точек определяют путем прокладки через них фиктивных теодолитных ходов, в которых вместо измерений используют проектные размеры сооружений. При вычислениях в таких ходах невязки теоретически не возникают, и координаты точек получаются практически безошибочными. Аналитический способ подготовки проекта применяют при строительстве сооружений в районах сложной застройки или промышленных объектов. Вместо теодолитных ходов в этом случае могут использоваться более сложные геодезические построения.

Вычисление разбивочных элементов. Разбивочные элементы (углы и длины отрезков) вычисляют по координатам исходных и характерных точек путем решения обратных геодезических задач (см. п. 1.7). Горизонтальное проложение отрезка d получают из решения задачи непосредственно, угловые элементы β вычисляют по разности дирекционных углов правого и левого направлений:

$$\beta = \alpha_{прав} - \alpha_{лев}.$$

На рис. 11.13, иллюстрирующем вынос в натуру отрезка основной оси от пунктов полигонометрии пз 10, пз 11 и пз 12 показаны необходимые для выноса точек A и A' полярным способом углы β_1 и β_2 отрезки d_1 и d_2 и контрольные элементы β_3 (для выноса точки A способом угловой засечки), d_3 и d_4 (для выноса точки A' способом прямоугольных координат).

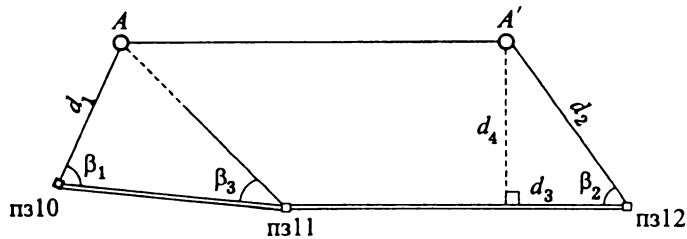


Рис. 11.13. Схема разбивки продольной оси

Непосредственно из решения обратных геодезических задач для отрезков пз10 — A и пз12 — A' можно получить расстояния $S_{10-A} = d_1$ и $S_{12-A'} = d_2$ и дирекционные углы α_{10-A} и $\alpha_{12-A'}$. В соответствии с формулой (11.6) углы можно вычислить как

$$\beta_1 = \alpha_{10-11} - \alpha_{10-A};\ \beta_2 = \alpha_{12-A'} - \alpha_{12-11}.$$

Дирекционные углы исходных направлений обычно выписывают из ведомости исходных данных. При их отсутствии они также определяются из решения обратных геодезических задач. Из решения обратной задачи для отрезка $11-A$ вычисляют дирекционный угол α_{11-A} и разбивочный элемент $\beta_3 = \alpha_{11-A} - \alpha_{11-10}$. Разбивочные элементы $x'_{A'} = d_3$ и $y'_{A'} = d_4$ способа прямоугольных координат можно найти путем перехода от системы прямоугольных координат (о, x, y) к системе (пз12, x', y') по формулам перевычисления координат:

$$d_3 = \Delta x_{12-A'} \cos\alpha_{12-11} + \Delta y_{12-A'} \sin\alpha_{12-11};$$

$$d_4 = \Delta x_{12-A'} \sin\alpha_{12-11} - \Delta y_{12-A'} \cos\alpha_{12-11}.$$

Вычисление разбивочных элементов необходимо контролировать с использованием формулы связи элементов треугольника или других геометрических фигур. Для этих целей рекомендуется вычислить все углы треугольника и контролировать их сумму.

В рассматриваемом примере линейные элементы d_1, d_2, d_3 можно проконтролировать по формулам:

$$d_1 = (S_{11-A} \sin\beta_3) / \sin\beta_1;\ d_2 = \sqrt{d_3^2 + d_4^2};\ d_3 = d_2 \cos\beta_2.$$

После вычисления разбивочных элементов составляют разбивочный чертеж, на который в удобном масштабе наносят по координатам все используемые при разбивке пункты разбивочной основы и выносимые точки, показывают все разбивочные элементы и их значения.

Расчет точности и выбор методики измерений. Точность угловых и линейных измерении при разбивочных работах определяют либо из нормативной литературы, в частности из СНиП 3.01.03-84 «Геодезические работы в строительстве», либо путем расчета по формулам (11.1 — 11.5), исходя из заданной средней квадратической ошибки разбивки m_p. В последнем случае, в зависимости от принятого способа разбивки, выбирают соответствующую формулу из (11.1 — 11.5) и находят из нее средние квадратические ошибки m_s и m_β. Если однозначное решение задачи невозможно, то применяют принцип равного влияния составляющих ошибок или применяют метод подбора, основанный на наличии той или иной измерительной техники.

Так, например, по принципу равного влияния общая эмпирическая дисперсия ошибки разбивки m_p^2, точки полярным способом, равная сумме дисперсий ошибок построения угла β и отложения расстояния S, делится на две равные части:

$$m_s = m_\beta S / \rho = m_p / \sqrt{2}. \qquad (11.7)$$

Пусть задана m_p = 0,04 м, а расстояние до разбиваемой точки 78,81 м, тогда в соответствии с (11.7)

$$m_s = 0{,}04 / \sqrt{2} = 0{,}028 \text{ м}; \quad m_\beta = 0{,}04 \cdot 206265'' / (\sqrt{2} \cdot 78{,}81) = 74''.$$

В соответствии с выполненными расчетами выбирают приборы и методику угловых и линейных построений. Так, для рассматриваемого примера углы можно строить теодолитом типа ТЗО, а расстояние откладывать с относительной средней квадратической ошибкой

$$M_s / S = 0{,}028 / 78{,}81 = 1:2800,$$

для чего вполне годится стальная компарированная рулетка длиной 50 м.

Глава 12

ГЕОДЕЗИЧЕСКИЕ РАБОТЫ, ВЫПОЛНЯЕМЫЕ ПРИ ИЗЫСКАНИЯХ ЖЕЛЕЗНЫХ ДОРОГ

12.1. Понятие о трассировании линейных сооружений

Линейными называют сооружения, имеющие большую протяженность при сравнительно малой ширине. К таким сооружениям относятся, в частности, дороги, железные и шоссейные. Ось линейного сооружения называется трассой.

В плане трасса состоит из прямых участков, соединяемых кривыми постоянного и переменного радиусов кривизны. В своем продольном профиле трасса состоит из прямых линий разного уклона, соединяемых вертикальными кривыми.

Основное требование, предъявляемое к дорожным трассам, — это обеспечение плавности и безопасности движения с заданными скоростями. Поэтому план трассы и ее профиль должны отвечать определенным требованиям, которые регламентируются техническими условиями на проектирование, где задаются предельно допустимые (руководящие) уклоны, минимально возможные радиусы кривых и другие элементы. Вместе с тем трасса должна проходить так, чтобы этим обеспечивались наименьшие расходы на строительство дороги и последующую ее эксплуатацию.

Комплекс работ по определению положения трассы называется *трассированием*. Сначала выполняется камеральное трассирование — проектирование трассы по топографическим планам и картам или материалам аэрофотосъемки. При выборе положения трассы в равнинной местности отклоняться от прямого направления между заданными опорными пунктами вынуждает необходимость обходить препятствия (водотоки, болота и др.), участки с застройкой, ценные для народного хозяйства и заповедные земли. В горной местности положение трассы диктуется рельефом. Здесь приходится часто менять направление трассы, двигаясь напряженным ходом, т. е. по линии с предельно допустимым уклоном. В сложных случаях намечают несколько вариантов трассы и после тщательного их анализа выбирают лучший.

Если положение трассы выбрано по картам мелкого масштаба (за отсутствием крупномасштабных), вдоль намеченной трассы

прокладывают на местности магистральный тахеометрический или теодолитно-нивелирный ход и, опираясь на него, выполняют в масштабе 1:5000 — 1:2000 топографическую съемку полосы местности 100 — 200 м в обе стороны от предполагаемого положения трассы. Полученный маршрутный план позволяет выполнить камеральное трассирование вновь с более детальным учетом особенностей местности.

Окончательное положение трассы устанавливают в ходе полевых изысканий. Проект трассы выносят на местность. Вершины углов поворота — точки пересечения смежных прямых — выносят измерениями от пунктов геодезической основы или от ближайших четких контуров, снятых с карты. Установив вехи на линии между соседними углами поворота, обследуют местность по трассе. При наличии препятствий линию смещают. Окончательное положение вершин углов закрепляют.

Если прямая видимость между соседними вершинами углов поворота трассы отсутствует, направление трассы на этом участке задают, откладывая расчитанный угол от направления на удаленный геодезический пункт от направления с астрономически определенным азимутом или от линии вспомогательного теодолитного хода, проложенного между вершинами углов. Определив направление прямой, соединяющей вершины углов, фиксируют на нем в пределах видимости створную точку (веху). В этой точке для продолжения линии от направления назад откладывают теодолитом угол 180°

12.2. Разбивка трассы

Закрепление и измерение углов. Выбранную трассу надежно закрепляют на местности. Вершину угла, образуемого прямыми линиями трассы, закрепляют забиваемым вровень с поверхностью земли колом (рис. 12.1).

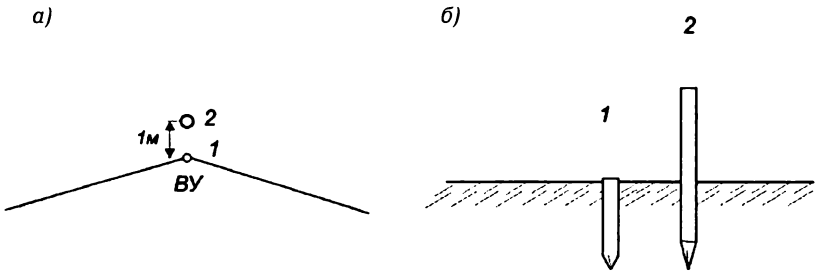


Рис. 12.1. Закрепление точек на трассе:
а — закрепление вершины угла: 1 — кол; 2 — столб;
б — закрепление пикета и плюса: 1 — кол; 2 — сторожок

На расстоянии 1 м от кола с внешней стороны угла на его биссектриссе устанавливают столб с затесом. На затесе, обращенном в сторону вершины угла, делают надпись, указывающую номер вершины угла, год, угол поворота трассы, радиус вписываемой в угол кривой, расстояние от начала трассы. Измеряют расстояния от вершины угла до расположенных вблизи приметных местных предметов (дерево, угол здания, валун и др.) и показывают их на абрисе-схеме, составляемой для облегчения отыскания вершины угла в последующем, особенно в случае разрушения опознавательного столба.

Над колом, закрепляющим вершину угла, устанавливают теодолит и измеряют лежащий справа по ходу трассы угол β, между направлениями на соседние вершины углов (рис. 12.2).

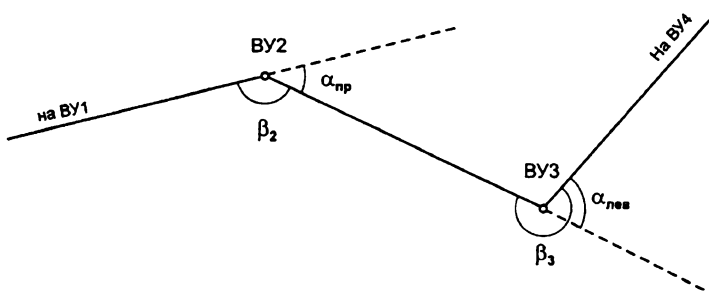


Рис. 12.2. Углы поворота трассы

Измерение выполняют одним приемом с точностью 0,5′. Угол поворота трассы вычисляют по формулам:

$\alpha_{пр} = 180° - \beta$ (при повороте трассы вправо: $\beta < 180°$) или

$\alpha_{лев} = \beta - 180°$ (при повороте трассы влево: $\beta < 180°$).

Для контроля буссолью измеряют магнитные азимуты линий.

Разбивка пикетажа и измерение длин линий. Расстояния между вершинами углов поворота трассы измеряют светодальномером или мерной лентой. Измерение выполняют дважды с предельной относительной погрешностью измерений не более 1:1000 — 1:2000. В ходе одного из измерений трассу разбивают на отрезки длиною 100 метров по горизонтальному проложению. Конец каждого отрезка — пикет закрепляют, забивая вровень с землей кол. Для облегчения отыскания пикета впереди него по ходу трассы в расстоянии 20—25 см забивают второй, возвышающийся над поверхностью земли кол — сторожок (рис. 12.1, *б*). На сторожке надписывают порядковый номер пикета, например, ПК13, что означает: номер пикета — 13, расстояние от начала трассы — 1300 м.

Чтобы получить 100-метровые горизонтальные проекции, следует, учитывая наклон местности, увеличивать длину откладываемых отрезков. Поэтому в откладываемые наклонные расстояния

вводят поправки за наклон со знаком плюс. Часто вместо введения поправок, натягивая мерную ленту, удерживают ее горизонтальною и проектируют отвесом ее приподнятый конец на землю. При этом, чтобы лента меньше провисала, поддерживают ее в середине.

Кроме пикетов колышком и сторожком закрепляют плюсовые точки (или просто — «плюсы») — точки, где на трассе изменяется наклон местности. На сторожке в этом случае пишут номер предыдущего пикета и расстояние от него в метрах, например ПК13 + 46, что означает 46 м после пикета №13 или 1346 м от начала пикетажа.

Как плюсовые точки фиксируют также места пересечения трассой любых сооружений, дорог, линий связи, водотоков, границ угодий и т. д.

Поперечники. Там, где местность имеет заметный (более 1:5) поперечный уклон, на каждом пикете и плюсовой точке разбивают перпендикуляры к трассе, называемые поперечниками. Поперечники разбивают в обе стороны длиною 15 — 30 м с таким расчетом, чтобы обеспечить съемкой всю ширину полосы местности под будущие сооружения дороги (земляное полотно, водоотводные устройства, здания и пр.). Конечные точки поперечника закрепляют точкой и сторожком; плюсовые точки, располагаемые в местах изменения наклона местности, — только сторожком. На сторожках пишут расстояние от оси трассы с буквой «П» (справа от оси) или «Л» (слева от оси).

Плановая привязка трассы. Начало и конец трассы привязывают к пунктам государственной геодезической сети, например, с помощью теодолитного хода. В результате измеренные на трассе углы и расстояния совместно с ходами привязки образуют единый разомкнутый теодолитный ход. Это позволяет проконтролировать правильность выполненных линейных и угловых измерений и вычислить координаты вершин углов поворота трассы.

На длинной трассе привязку к государственной геодезической сети выполняют не реже, чем через 25 км, а при удалении пунктов от трассы более чем на 3 км, — не реже, чем через 50 км.

Съемка полосы местности. В ходе разбивки пикетажа выполняют съемку ситуации в полосе местности шириной по 100 м в обе стороны от оси трассы. При этом на ширину 25 м вправо и влево от оси трассы снимают инструментально, — главным образом, методом перпендикуляров, а дальше — глазомерно. Результаты съемки в виде абриса масштаба 1:2000 заносят в пикетажный журнал, изготовляемый из листов миллиметровой бумаги размерами 10×15 см (рис. 12.3).

По середине листа проводят прямую, изображающую ось трассы. На ней штрихами отмечают положение пикетов и плюсов и рядом подписывают их значения. Каждая новая страница начинается с пикета, которым закончена предыдущая. В местах поворота трас-

сы стрелкой показывают направление поворота и надписывают румб следующей прямой. На свободном месте пишут основные элементы кривой. Показывают расстояния от местных предметов до оси трассы и габариты строений. Делают записи о типе дорог, характеристике леса, карьерах — обо всем, что может иметь значение для предстоящего строительства.

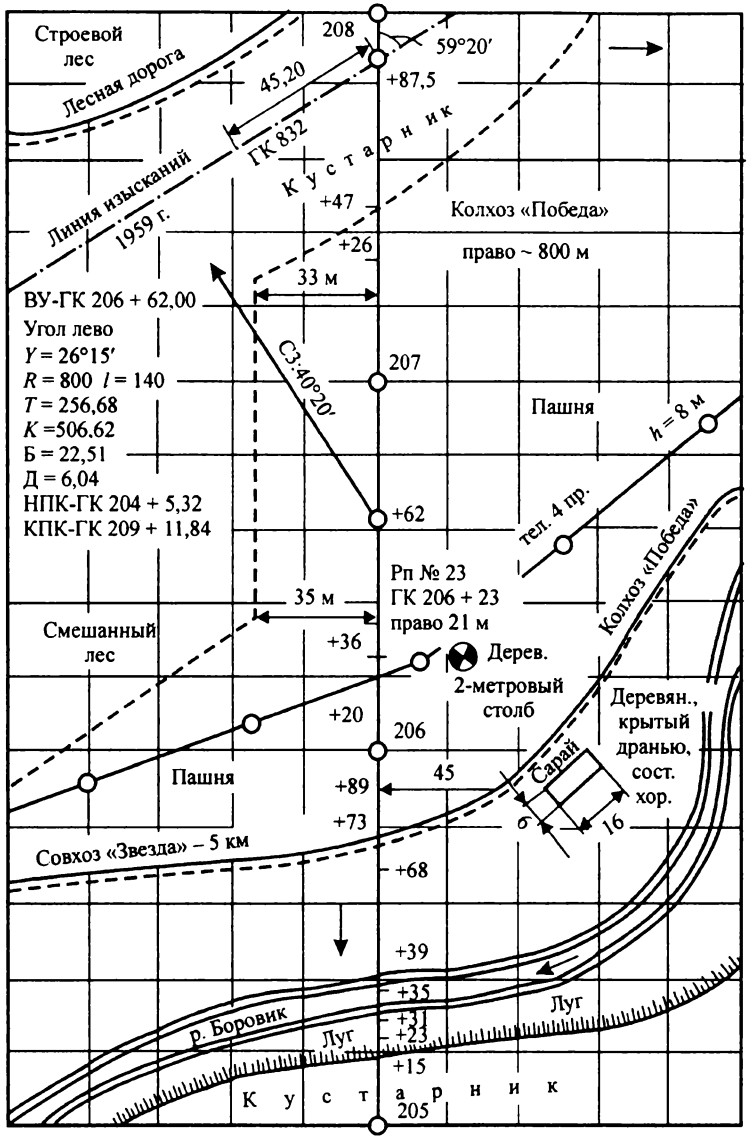


Рис. 12.3. Страница пикетажного журнала

12.3. Круговые и переходные кривые

Круговые кривые. Железнодорожные линии (также и автомобильные дороги) в плане состоят из прямолинейных участков, сопряженных между собою кривыми. Наиболее простой и распространенной формой кривой является дуга окружности. Такие кривые носят название круговых кривых. На железных дорогах применяют круговые кривые со следующими радиусами: 4000, 3000, 2000, 1800, 1500, 1200, 1000, 800, 700, 600, 500, 400 и 300 м. Решение о радиусе кривой принимают в соответствии с конкретными техническими условиями.

Главными точками кривой, определяющими ее положение на местности, являются вершина угла ВУ, начало кривой НК, середина кривой СК и конец кривой КК (рис. 12.4).

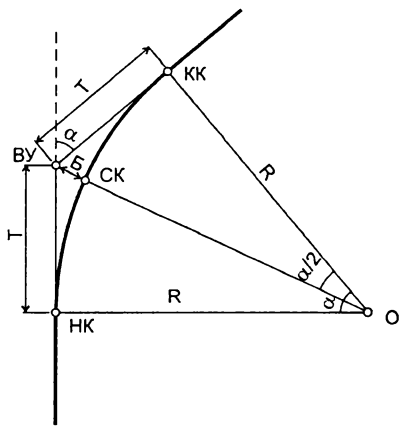


Рис. 12.4. Схема круговой кривой

Основными элементами кривой являются ее радиус R и угол поворота α. К основным элементам относятся также:

- тангенс кривой (или касательная) Т — отрезок прямой между вершиной угла и началом кривой или концом кривой;
- кривая К — длина кривой от начала кривой до ее конца;
- биссектриса кривой Б — отрезок от вершины угла до середины кривой;
- домер Д — разность между длиной двух касательных и кривой.

Во время изысканий угол α измеряют, а радиус назначают. Остальные элементы находят по формулам, вытекающим из прямоугольного треугольника с вершинами ВУ, НК и центр окружности О:

$$T = R\,\mathrm{tg}(\alpha/2);\ K = R\,\alpha = \pi R\,\alpha^\circ/180^\circ;\ Б = R\,[\sec(\alpha/2) - 1], \qquad (12.1)$$

где α° — угол поворота, выраженный в градусах. Домер вычисляют по формуле

$$Д = 2T - K. \qquad (12.2)$$

Вместо вычислений по формулам можно воспользоваться специальными таблицами для разбивки кривых, где по заданным радиусу и углу поворота сразу находят Т, К, Б и Д.

В месте поворота трассы пикетаж ведется по кривой. Пикетажное положение главных точек кривой определяют по формулам:

$$\text{ПК НК} = \text{ПК ВУ} - \text{Т};$$
$$\text{ПК КК} = \text{ПК НК} + \text{К}; \qquad (12.3)$$
$$\text{ПК СК} = \text{ПК НК} + \text{К}/2.$$

Правильность вычислений контролируют по формулам:

$$\text{ПК КК} = \text{ПК ВУ} + \text{Т} - \text{Д};$$
$$\text{ПК СК} = \text{ПК ВУ} + \text{Д}/2. \qquad (12.4)$$

Пример.

Измерено $\alpha = 18°19'$ и задан радиус $R = 600$ м. Вершина угла расположена на пикете 6 + 36,00. По формулам (12.1) и (12.2) или по таблицам находим элементы кривой: Т = 96,73 м; К = 191,81 м; Д = 1,65 м; Б = 7,75 м.

Вычислим пикетажное положение главных точек:

		Контроль:	
ПК ВУ	6 + 36,00	ПК ВУ	6 + 36,00
–Т	96,73	+ Т	96,73
ПК НК	5 + 39,27		7 + 32,73
+ К	1 + 91,81	– Д	1,65
ПК КК	7 + 31,08	ПК КК	7 + 31,08
ПК НК	5 + 39,27	ПК ВУ	6 + 36,00
+ К/2	95,90	–Д/2	0,82
ПК СК	6 + 35,17	ПК СК	6 + 35,18

Переходные кривые. Непосредственное сопряжение прямого участка пути с круговой кривой приводит к тому, что во время движения поезда в месте сопряжения внезапно возникает центробежная сила F, прямо пропорциональная квадрату скорости движения v и обратно пропорциональная радиусу кривой ($F = mv^2/R$). Чтобы обеспечить постепенное нарастание центробежной силы, между прямой и круговой кривой вставляют переходную кривую, радиус кривизны ρ которой плавно изменяется от ∞ до R. Если положить, чтобы центробежная сила менялась пропорционально расстоянию s от начала кривой, то получим

$$\frac{s_k}{s} = \frac{F_k}{F} = \frac{\rho}{R},$$

где s и ρ — текущие значения расстояния от начала переходной кривой и ее радиуса кривизны; R — радиус кривизны в конце пере-

ходной кривой. Индексом k отмечены значения переменных в конце переходной кривой. Для радиуса кривизны переходной кривой в ее точке i найдем:

$$\rho = lR / s, \tag{12.5}$$

где через l обозначена длина переходной кривой s_k. Кривая, описываемая уравнением (12.5), в математике называется клотоидой или радиоидальной спиралью.

Угол поворота трассы на переходной кривой. На бесконечно малом отрезке кривой ds (рис. 12.5, *а*) происходит поворот трассы на угол

$$d\varphi = ds/\rho.$$

Подставляя выражение радиуса кривизны ρ из (12.5), получим

$$Rld\varphi = sds.$$

Выполним интегрирование от начала кривой НК, где $\varphi = 0$ и $s = 0$, до текущей точки i:

$$Rl\int_0^{\varphi} d\varphi = \int_0^{s} sds.$$

Получим

$$Rl\varphi = s^2 / 2.$$

Из полученного уравнения вытекают формулы:

$$\varphi = s^2 / (2Rl);\ \beta = l / (2R);\ l = 2R\beta, \tag{12.6}$$

где β — угол поворота трассы в конце переходной кривой (КПК), l — длина переходной кривой, R — радиус кривизны в конце переходной кривой, равный радиусу следующей за нею круговой кривой.

Координаты точки переходной кривой. Совместим начало координат с началом переходной кривой и направим ось x по касательной к ней (см. рис. 12.5, *а*).

Бесконечно малому приращению дуги кривой будут соответствовать бесконечно малые приращения координат (рис. 12.5, *б*):

$$dx = \cos\varphi \cdot ds;\ dy = \sin\varphi \cdot ds. \tag{12.7}$$

Воспользуемся известными разложениями синуса и косинуса в ряд и подставим в них выражения для φ из (12.6):

$$\cos\varphi = 1 - \varphi^2 / 2 = 1 - s^4 / (8R^2l^2);$$

$$\sin\varphi = \varphi - \varphi^3 / 6 = s^2 / (2Rl) - s^6 / (48R^3l^3).$$

Подставляя полученные выражения в (12.7) и выполняя интегрирование, найдем:

$$x = \int_0^s \cos\varphi \cdot ds = s - s^5 / (40R^2l^2); \tag{12.8}$$

$$y = \int_0^s \sin\varphi \cdot ds = s^3 / (6Rl) - s^7 / (336R^3l^3). \tag{12.9}$$

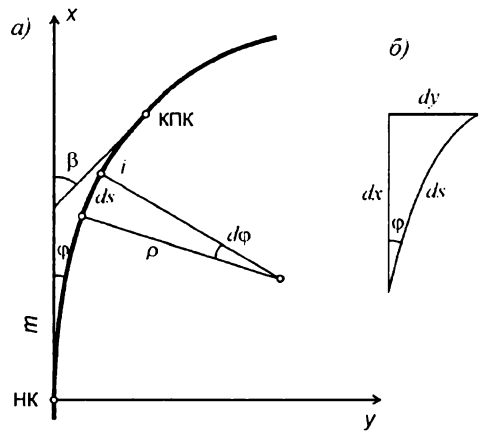


Рис. 12.5 Схема переходной кривой:
а — углы поворота трассы: φ — в текущей точке i, β — в конце переходной кривой (точка КПК); б — приращения координат

Смещение начала кривой (*сдвижка*). На рис. 12.6 дуга НК-КПК — переходная кривая, переходящая после точки КПК в круговую.

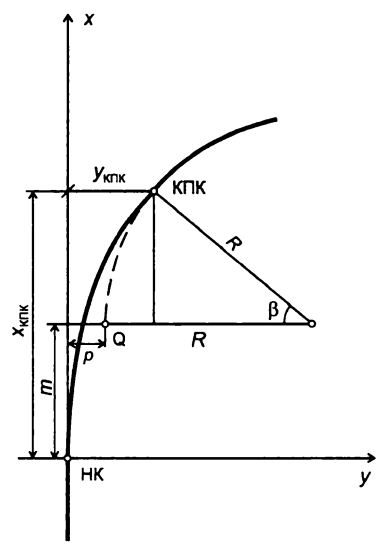


Рис. 12.6. Смещение начала переходной кривой

Продолжим круговую кривую до точки Q, где ее направление, параллельно оси x. Обозначим через m смещение, параллельное оси x, начала переходной кривой относительно точки Q, где начиналась бы круговая кривая при отсутствии переходной. Через p обозначим смещение в перпендикулярном направлении. Из рис. 12.6 видно, что

$$m = x_{КПК} - R \sin \beta;$$

$$p = y_{КПК} + R \cos \beta - R = y_{КПК} - R (1 - \cos \beta);$$

где $x_{КПК}$ и $y_{КПК}$ — координаты конца переходной кривой, вычисляемые по формулам (12.8) и (12.9) с аргументом $s = l$.

Сочетание круговой кривой с переходными. На рис. 12.7 показана кривая, поворачивающая трассу на угол α и состоящая из круговой части с радиусом R и двух переходных кривых одинаковой длины l.

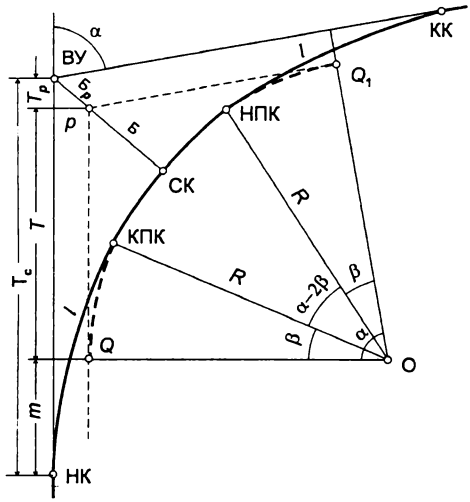


Рис. 12.7. Сопряжение круговой кривой с переходными

Если бы не было переходных кривых, в образованный прямыми линиями трассы угол была бы вписана дуга окружности радиуса R, равная $Q - CK - Q_1$ и имеющая длину $K = R\alpha$.

При наличии переходных кривых на каждой из них происходит поворот направления трассы на угол β, отчего на долю круговой кривой приходится поворот на угол $\alpha - 2\beta$. Следовательно, суммарная длина кривой равна:

$$K_c = R (\alpha - 2\beta) + 2l = R\alpha - 2R\beta + 2l = K - l + 2l = K + l.$$

Увеличиваются у такой кривой также и длины тангенса и биссектриссы (см. рис. 12.7):

$$Т_с = Т + m + Т_р;$$

$$Б_с = Б + Б_р,$$

где

$$Т_р = p\text{tg}\,(\alpha/2);\ Б_р = p\text{sec}\,(\alpha/2).$$

Домер в этом случае равен

$$Д_с = 2Т_с - К_с = Д + 2\,(m + Т_р) - l.$$

В полевых условиях вычисления по приведенным формулам удобно выполнять по заранее составленной стандартной программе на программируемом микрокалькуляторе или пользуясь таблицами для разбивки кривых, где для стандартных значений длины переходной кривой l приведены значения m, $Т_р$ и $Б_р$.

Пикетажное положение главных точек кривой вычисляют по формулам, аналогичным (12.3) и (12.4).

Разбивка главных точек кривой. Закрепив на местности вершину угла и предшествующие ему пикеты и расчитав элементы кривой и пикетажные наименования ее главных точек, разбивают и закрепляют главные точки.

Положение начала кривой НК определяют, отложив вычисленное расстояние от ближайшего пикета. Так, если ПК НК = 5 + 39,27, то от пикета №5 откладывают вперед 39,27 м и закрепляют точку колышком и сторожком.

Середину кривой СК закрепляют, отложив от ВУ по направлению биссектриссы угла, образованного направлениями трассы, отрезок, равный Б (или $Б_с$).

На новом после вершины угла направлении трассы откладывают величину домера, после чего продолжают разбивку пикетажа. При этом в месте отложения домера две точки (начало домера и его конец) получают одно и то же пикетажное наименование, благодаря чему в конце кривой пикетаж совпадает с пикетажом по прямой. Положение конца кривой КК определяют, используя разбитый пикетаж. Например, если ПК КК = 7 + 31,08, то после пикета № 7 откладывают отрезок 31,08 м. Найденное положение КК закрепляют колышком и сторожком.

12.4. Нивелирование трассы и поперечников

Нивелирование трассы. Для получения продольного профиля трассы по закрепленным ее точкам прокладывают ход технического нивелирования. Ход начинают и кончают на реперах государственной нивелирной сети, что позволяет определить абсолютные высоты точек трассы и проконтролировать правильность измере-

ний. На длинных трассах такую привязку выполняют не реже, чем через 25 – 50 км.

Сообразуясь с рельефом, выбирают на пикетах или плюсах связующие точки с расстоянием между ними до 200 – 300 м и с превышением, меньшим длины рейки. В связующих точках на колышки устанавливают рейки, а в середине, на равных расстояниях от них — нивелир. Наведя трубу на заднюю рейку, берут отсчет ($З_ч$) по черной стороне рейки. Затем наводят трубу на переднюю рейку и берут отсчеты по черной ($П_ч$) и красной ($П_к$) стороне. После этого вновь наводят трубу на заднюю рейку и берут отсчет ($З_к$) по красной ее стороне. Превышение передней точки над задней вычисляют как разности отсчетов по черным и красным сторонам реек:

$$h_ч = З_ч - П_ч; \quad (12.10)$$

$$h_к = З_к - П_к. \quad (12.11)$$

Полученные значения не должны различаться более чем на 5 мм. В противном случае отсчеты по рейкам повторяют.

За окончательное значение превышения принимают среднее:

$$h = (h_ч + h_к) / 2. \quad (12.12)$$

Затем выполняют нивелирование промежуточных точек — пикетов и плюсов, оказавшихся между связующими (на рис. 12.8 для станции нивелира № 1 связующими точками являются ПК0 и +38, а промежуточной — ПК1).

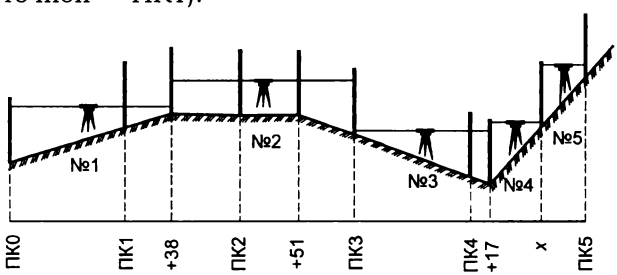


Рис. 12.8. Нивелирование трассы

Задний реечник переносит рейку и ставит ее поочередно на промежуточные точки, а нивелировщик берет отсчеты по черной ее стороне.

Этим работа на станции завершается, и нивелир переносят на следующую станцию (на рис. 12.8 — на станцию №2). Бывший задним реечник переходит на переднюю точку новой станции (ПК3), а передний остается на месте (на точке +38) и становится задним.

На крутых склонах, где превышение между соседними точками трассы превышает длину рейки, измерить его с одной станции невозможно. На рис. 12.8 таким является превышение между точками +17 и ПК5. В этом случае превышение измеряют по частям, введя до-

полнительную связующую точку, называемую икс-точкой. Рейку в икс-точке ставят на колышек или переносный башмак. На больших склонах приходится делать несколько икс-точек. Для профиля трассы икс-точки не нужны и расстояния до них от пикетов не измеряют.

При перерыве в работе нивелирование заканчивают на репере, постоянном или специально для этого устраиваемом временном.

Результаты измерений записывают в журнал нивелирования (табл. 12.1). В графы 2, 3 и 4 вписывают отсчеты по рейкам. Отсчеты по красным сторонам реек подписывают под соответствующими отчетами по черным. Так, 2487 и 101 — отсчеты по черным сторонам, а 7172 и 4788 — по красным. В графах 5 и 6 пишут превышения, вычисленные по формулам (12.10) – (12.12).

Отметки связующих точек (графа 8) вычисляют поочередно, прибавляя к отметке задней точки среднее превышение $h_{ср}$:

$$H_{пер} = H_{задн} + h_{ср};$$

где $H_{пер}$ и $H_{задн}$ — отметки передней и задней связующих точек.

Каждая страница журнала должна содержать целое число станций, т. е. начинаться отчетами на заднюю, а кончаться отчетами на переднюю рейку. Это облегчает выполнение постраничного контроля вычислений. В последней строке на странице суммируют все отсчеты по задним рейкам, отсчеты по передним рейкам, вычисленные превышения. Разность суммы задних (графа 2) и суммы передних (графа 3) должна равняться сумме превышений (графа 5). Половина суммы превышений с точностью округлений должна равняться сумме средних превышений (графа 6). Этому же числу должна равняться разность вычисленных отметок — первой и последней на странице.

Начав нивелирный ход на репере с высотой $H_{нач}$, последовательно вычисляют высоты всех связующих точек хода. При этом вычисленная высота последней точки будет равна:

$$H_{кон}^{(выч)} = H_{нач} + \Sigma h_{ср},$$

где $\Sigma h_{ср}$ — сумма средних превышений по всему ходу.

Вследствие погрешностей измерений вычисленная высота, как правило, отличается от истинной высоты $H_{кон}$. Полученная невязка (мм)

$$f_h = H_{кон}^{(выч)} - H_{кон}$$

не должна превосходить допуска, определяемого по формуле

$$f_{h доп} = 50\sqrt{L},$$

где L — длина хода (км). При числе станций n на 1 км хода более 25, допуск определяется по формуле

$$f_{h доп} = 10\sqrt{n}.$$

Таблица 12.1

Журнал нивелирования

Номера пикетов	Отсчеты по рейкам, мм			Превышения, мм		Горизонт инструмента	Отметки, м	
	задние	передние	промежуточные	черные красные	средние		вычисленные	уравненные
1	2	3	4	5	6	7	8	9
ПК0	2487					54,490	52,003	52,003
	7172							
ПК1			1714		+1			52,776
+38		101		+2386	+2385		54,388	54,389
		4788		+2384				
+38	1491					55,880		
	6175							
ПК2			1594					54,286
+51			1526		+2			54,354
ПК3		2520		−1029	−1028		53,360	53,363
		7203		−1028				
ПК3	120					53,483		
	4805							
ПК4			2023		+1			51,460
+17		2400		−2280	−2282		51078	51,082
		7089		−2284				
Σ	22250	24101		−1851	−925	$H_к - H_н = -0{,}925$		
	−1851							

Допустимую невязку f_h распределяют в виде поправок с обратным знаком примерно поровну в превышения $h_{ср}$. С исправленными превышениями вычисляют уравненные высоты связующих точек (графа 9).

Для тех станций, где взяты отчеты на промежуточные точки, вычисляют высоту горизонта инструмента

$$H_{ГИ} = H_{задн} + З_ч, \tag{12.13}$$

которую используют для вычисления высот промежуточных точек:

$$H_{пром} = H_{ГИ} - c_{пр}, \tag{12.14}$$

где $c_{пр}$ — отчет по рейке, установленной на промежуточной точке. Так, в табл. 12.1 высота горизонта инструмента на отрезке между точками +38 и ПК3 равна 54,389 + 1,491 = 55,880 м. Отметки промежуточных точек ПК2 и +51 получены вычитанием из этой высоты отсчетов 1,594 и 1,526 м и равны 54,286 и 54,354 м.

Нивелирование поперечников может выполняться в процессе нивелирования трассы, но чаще его делают отдельно. Нивелир устанавливают в таких местах, чтобы с одной станции можно было прочесть отсчеты по рейкам на возможно большем числе точек одного, двух, а то и трех поперечников (рис. 12.9).

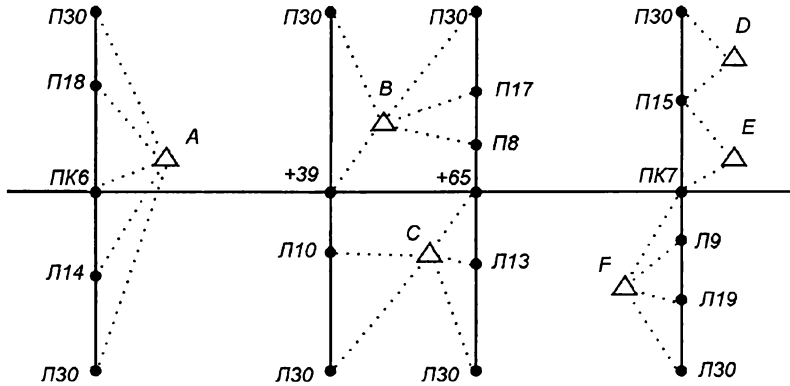


Рис. 12.9. Нивелирование поперечников:
Δ — стоянки нивелира; • — точки на поперечниках

Отчеты берут только по черной стороне реек. При этом исходной (задней) точкой служит пикет или плюсовая точка трассы, зная высоту которой по форм. (12.13) вычисляют высоту горизонта инструмента. Например, при установке нивелира на станции *А* такой точкой является ПК6. Высоты точек на поперечниках вычисляют по той же формуле (12.14), что и высоты промежуточных точек на трассе.

На крутых склонах и в закрытой местности приходится вдоль поперечника проложить короткий нивелирный ход (точки *Е* и *Д*).

12.5. Особые случаи нивелирования

Нивелирование через реку. При пересечении трассой реки шириною до 150 м нивелирование ведут как обычно.

При ширине реки до 300 м на берегах ее примерно на одинаковой высоте закрепляют точки, превышение между которыми должно быть измерено. В 20 — 30 м от закрепленной точки устанавливают нивелир и берут отсчеты, сначала по рейке, установленной на этой точке, а затем по рейке на другом берегу. Переносят нивелир на другой берег и выполняют там такие же измерения — берут отсчет по дальней рейке, а затем по ближней. По разностям отсчетов вычисляют два превышения и их среднее.

Для повышения точности измерения выполняют двумя нивелирами, установленными на разных берегах. В этом случае погрешности из-за рефракции в одновременных отсчетах по дальним рейкам окажутся близкими, а среднее значение превышения — ближе к истине. Затем меняют нивелиры местами и повторяют измерения. Окончательное значение превышения вычисляют как среднее из четырех результатов измерений.

Чтобы сделать возможным взятие отсчетов по рейкам при расстояниях более 200 м, на рейку надевают передвижной щиток размером 15 см по высоте и 20 см по ширине. Щиток имеет на черном фоне белую горизонтальную полосу и индекс для отсчитывания по рейке. Отсчет по рейке берет реечник после установки щитка по указанию нивелировщика в такое положение, чтобы середина белой полосы была видна в центре сетки нитей зрительной трубы.

На широких реках отметку передают нивелирным ходом, проложенным в обход — через острова, косы, расположенный в стороне мост или в зимнее время нивелированием по льду. Если передать высоту через реку невозможно, трассу на каждом берегу привязывают к реперам государственной нивелирной сети.

Через реку со спокойным течением возможна упрощенная передача отметки. На обоих берегах реки выкапывают небольшие ямки и соединяют их канавками с рекой. В обе ямки одновременно вровень с поверхностью воды забивают колья. Пренебрегая малым поперечным уклоном реки, считают, что верх кольев располагается на одной высоте.

Нивелирование оврагов. При пересечении трассой глубокого оврага на крутых его склонах приходится делать много икс-точек, что ведет к быстрому накоплению погрешностей. Для повышения точности нивелирования отметку через овраг, с одной его бровки на другую, передают так же, как через реку (рис. 12.10).

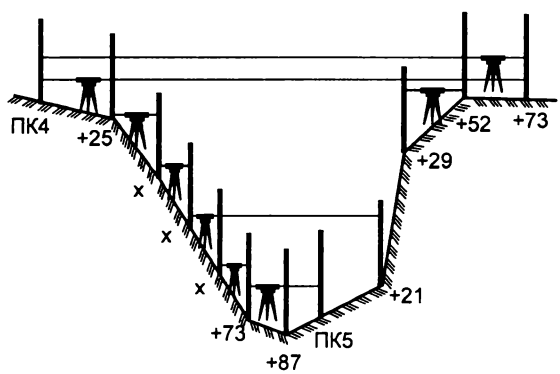


Рис. 12.10. Нивелирование оврага

Полученные при этом высоты точек на бровках служат исходными при нивелировании склонов оврага. При спуске в овраг следует брать отсчеты и на точки трассы, расположеннные на противоположном склоне оврага, записывая их в журнал как промежуточные.

Иногда, если устанавливать нивелир на склоне затруднительно, измерения выполняют с помощью ватерпаса (или рейки и на-

кладного уровня). Одну рейку по уровню устанавливают горизонтально, другую — вертикально (рис. 12.11).

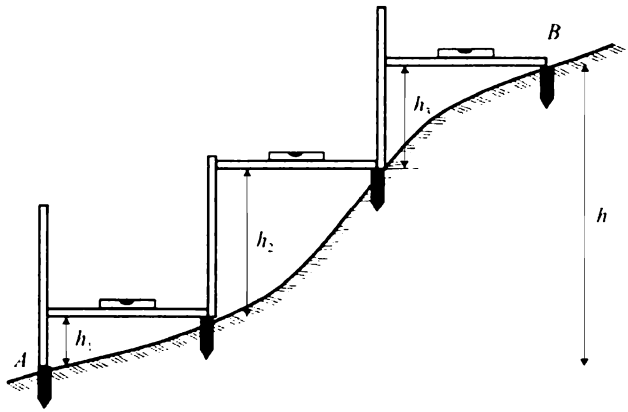


Рис. 12.11. Вaтерпасирование

Отсчеты по вертикальной рейке дают превышения, а отсчеты по горизонтальной — расстояния. На рис. 12.11 превышение точки *B* над точкой *A* равно сумме трех отсчетов $h = h_1 + h_2 + h_3$.

12.6. Построение продольного профиля трассы и поперечников

Профили трассы и поперечников являются основными документами, составляемыми по результатам изысканий. По ним выполняют проектирование железной дороги, а затем ее строительство.

Продольный профиль. Профиль строят на листе миллиметровой бумаги по вычисленным в журнале нивелирования отметкам точек трассы и сведениям о трассе и прилегающей местности из пикетажного журнала. Масштаб профиля: горизонтальный — 1:10 000, вертикальный — 1:200.

Сначала в нижней части листа строят сетку профиля, состоящую из горизонтальных полос (граф), ширина которых в мм и названия указаны на рис. 12.12 слева.

Под графой расстояний пишут номера пикетов и ставят указатели километров. В графе расстояний вертикальными линиями отмечают пикеты и плюсы и пишут расстояния от плюсов до соседних точек (в пределах одного пикета сумма таких расстояний должна равняться 100 м).

Отметки земли для пикетов и плюсов, округленные до 0,01 м, выписывают из журнала нивелирования.

План трассы содержит сведения о прямых и кривых. Кривую при повороте трассы влево изображают дугою с выпуклостью вниз,

а при повороте вправо — выпуклостью вверх. Концы кривой располагают в местах, соответствующих их пикетажу, при них пишут расстояния до ближайших пикетов. Надписывают элементы кривой. На прямых пишут их длину и дирекционный угол.

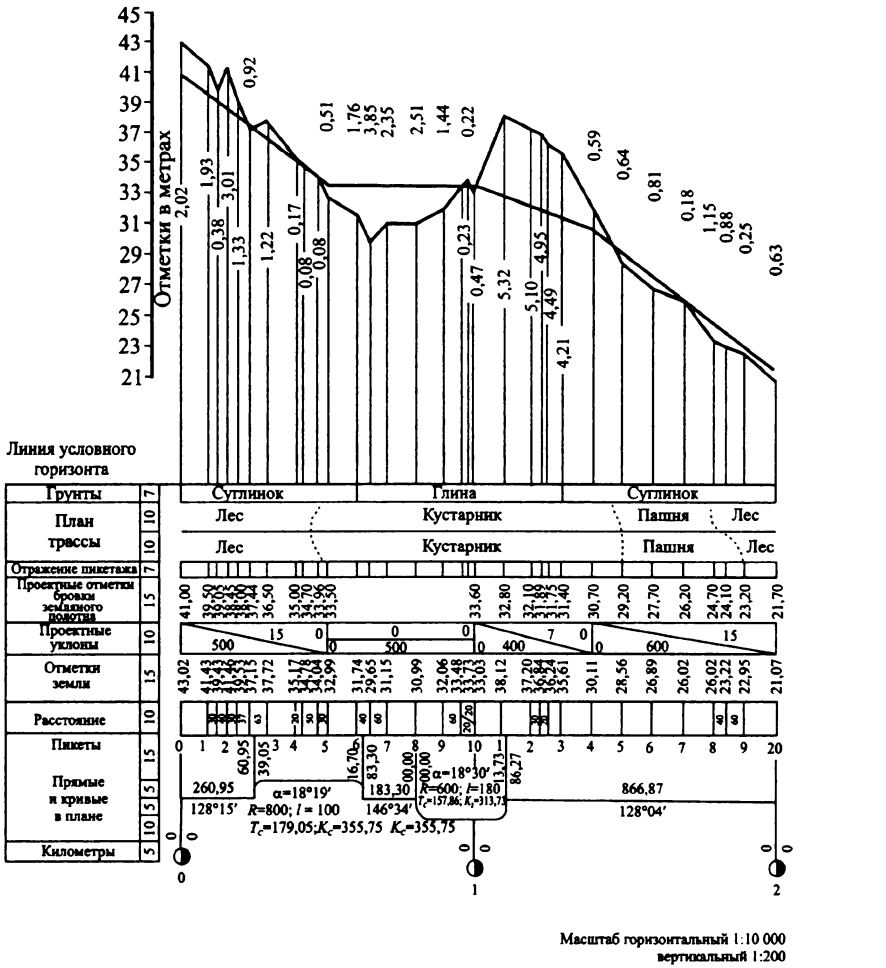


Рис. 12.12. Профиль железнодорожной трассы

Графу «Грунты» заполняют по данным геологического обследования трассы. В графе «Ситуация» показывают ось трассы и сведения о примыкающей к ней местности из пикетажного журнала.

От верхней линии сетки откладывают отметки земли и, соединяя их ломаной линией, строят профиль трассы. Чтобы откладываемые отрезки были не очень велики, верхней линии сетки присваивают круглое значение высоты, близкое к минимальной отметке

трассы, и откладывают только часть отметки, эту величину превышающую.

Проектирование по профилю. На продольный профиль наносят проектную линию — профиль бровки будущего земляного полотна. Она имеет вид ломаной, состоящей из наклонных и горизонтальных отрезков. Ее наносят с таким расчетом, чтобы обеспечить при постройке дороги минимум земляных работ и выполнить требования технических условий, регламентирующих ограничения на уклоны, длины отрезков профиля, радиусы кривых и другие.

В графе «Проектные уклоны» вертикальные линии — это границы между участками с разным уклоном. Горизонтальной линией обозначают площадку, диагональю с правым поднятым концом — подъем, диагональю с правым опущенным концом — спуск. Над линией пишут уклон в тысячных, под линией — длину в метрах. Уклон отрезка проектной линии вычисляют по формуле $i = h / d$, где h — графически снятое с профиля превышение между концами отрезка проектной линии, а d — ее горизонтальное проложение. Вычисленный уклон округляют, обычно — до тысячных.

Отметка начала проектной линии задается. Проектные отметки остальных точек вычисляют последовательно — проектная отметка H_n каждой следующей точки равна проектной отметке H_{n-1} предыдущей точки плюс произведение уклона на расстояние между точками

$$H_n = H_{n-1} + i \cdot d.$$

При этом сначала вычисляют отметки концов отрезков, а затем отметки пикетных и плюсовых точек внутри отрезков. Результаты записывают в графу «Проектные отметки бровки земляного полотна».

Разность проектной отметки и отметки земли называется рабочей отметкой. Положительные рабочие отметки указывают высоту насыпи, пишут их выше проектной линии профиля. Отрицательные проектные отметки указывают глубину выемки, их вписывают ниже проектной линии.

Место, где рабочая отметка равна нулю, называется точкой нулевых работ. Ее иногда показывают на продольном профиле. В этой точке выемка граничит с насыпью и линия профиля пересекается с проектной линией. На рис. 12.13 h_1 — отрицательная и h_2 — положительная рабочие отметки, расстояние между которыми равно l.

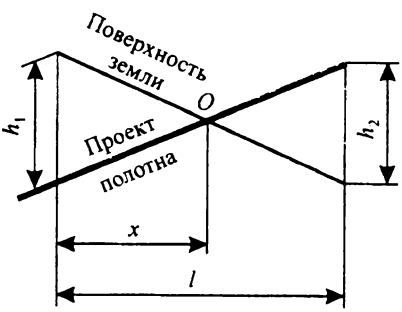


Рис. 12.13. Точка нулевых работ

Расстояние x от первой из них до точки нулевых работ равно $x = h_1 l / (h_1 + h_2)$.

Разные элементы профиля вычерчивают разным цветом. Черным вычерчивают существующее: пикеты, расстояния, отметки земли, ситуацию, профиль. Красным показывают проектируемые элементы: план трассы, километры, проектные уклоны, проектные отметки, ось трассы в графе с ситуацией, проектную линию, рабочие отметки и, кроме того, линии сетки, ограничивающие графы с проектными уклонами и проектными отметками. Синим вычерчивают урезы вод и их отметки, а также отметки точек нулевых работ и расстояния от них до ближайших точек.

Поперечные профили. По результатам нивелирования поперечников составляют поперечные профили, принимая одинаковый масштаб для горизонтальных расстояний и высот (обычно — 1:200). При проектировании насыпей и выемок подбирают для поперечников типовые профили или разрабатывают индивидуальные с учетом условий местности.

12.7. Компьютеризация обработки материалов изысканий

Изыскания железных дорог связаны с выполнением значительного объема полевых и камеральных геодезических работ. Повышение производительности труда на полевых работах обеспечивается применением современных приборов и средств автоматической регистрации результатов измерений. Совершенствование технологии камеральных работ идет по пути использования электронной вычислительной техники и соответствующего программного обеспечения. Наибольшее распространение в России получил пакет программ CREDO, разработанный компанией «Кредо-Диалог» (г. Минск, Республика Беларусь). Пакет представляет собой единый комплекс, состоящий из систем, объединенных общим набором данных.

Система CREDO_DAT обеспечивает решение таких геодезических задач, как обработка плановых и высотных геодезических сетей, обработка результатов измерений при съемке местности, расчеты для переноса проектов в натуру. Система импортирует и обрабатывает данные из форматов, принятых в полевых геодезических приборах, изготавливаемых фирмами Sokkia, Leica, Geodimeter, Zeiss, Nikon, Topcon. Возможен импорт свободных текстовых форматов, позволяющий ввод данных, представленных в виде традиционных записей в полевых журналах и ведомостях.

Система CREDO_TER служит для создания цифровой модели местности (ЦММ), состоящей из цифровой модели рельефа и цифровой модели ситуации. Цифровая модель рельефа описыва-

ет сетку пространственных треугольников, совокупность которых отражает рельеф земной поверхности. Цифровая модель ситуации описывает положение и вид точечных, линейных и площадных условных знаков, сопровождаемых семантической информацией, состоящей из поясняющих условных знаков и текстов.

ЦММ создается на этапе камерального трассирования по результатам съемки местности или путем дигитализации и сканирования имеющихся карт и планов, а на этапе проектирования — по результатам выполненной съемки трассы.

Результат построения ЦММ отражается в виде плана на экране дисплея и при надобности вычерчивается графопостроителем на бумаге.

Система CREDO_PRO обеспечивает проектирование горизонтальной планировки объектов автодорожного, железнодорожного, промышленного и гражданского строительства. Проектирование выполняется в режиме интерактивной графики на изображении плана местности на экране. Модель проектируемого объекта представляется системой точек и отрезков линий — прямых, окружностей, клотоид. Система позволяет по цифровой модели местности выполнить трассирование конкурирующих вариантов дороги.

Система CAD_CREDO предназначена для проектирования строительства и реконструкции дорог. Используя цифровую модель местности и модель оси дороги, созданную с помощью системы CREDO_PRO, средствами системы CAD_CREDO получают проектную линию профиля трассы и поперечные профили земляного полотна, а также выполняют решение целого ряда технических задач, сопутствующих проектирование дороги.

Благодаря использованию комплекса CREDO проектирование дорог значительно облегчается, что позволяет каждый раз проектировать несколько вариантов дороги, оценить каждый из них и выбрать для реализации оптимальный.

12.8. Гидрометрические работы

В местах пересечения трассой реки выполняют гидрометрические работы с целью сбора данных, необходимых для проектирования мостового перехода.

Определение уклона реки. На берегу реки на участке протяженностью 1 — 3 км закладывают 2 — 3 репера: один — выше перехода, другой — ниже, третий — вблизи перехода. Вблизи реперов в дно реки забивают колья. Одновременно, по времени или по сигналу, измеряют линеечкой расстояние от поверхности воды до верха кола. Геометрическим нивелированием определяют превышения

между реперами, а также между реперами и кольями. По результатам измерений вычисляют превышения между уровнями воды в реке у разных кольев. Уклон реки будет равен $i = h / d$, где h — превышение между уровнями реки в соседних пунктах и d — расстояние между ними. Расстояние определяют проложением теодолитного хода. Для повышения точности уклон реки определяют на обоих берегах и принимают среднее значение.

Устройство водомерного поста. Вблизи мостового перехода на время гидрометрических работ устраивают водомерный пост — реечный или свайный.

Вертикальную рейку с сантиметровыми делениями крепят к прочному сооружению в воде (причалу, свае). Отметку нуля рейки определяют нивелированием от ближайшего репера. По рейке в 7, 13 и 19 часов отсчитывают уровень воды.

На пологом берегу с большими изменениями уровня воды реечный пост неудобен — при отливе обсыхает, при приливе недоступен. Тогда устраивают свайный водомерный пост. В откос берега забивают ряд свай так, чтобы их верх был на 10 — 15 см выше земли, а разность высот соседних свай не превышала 0,9 м. Нижняя свая должна всегда быть в воде, а верхняя — вблизи наивысшего уровня воды. В торец свай забивают гвозди с выпуклыми шляпками и определяют их высоты нивелированием от ближайшего репера. Для измерения уровня воды на залитую водой сваю ставят рейку, ноль которой совмещен с ее пяткой. Отметка уровня равна отметке сваи плюс отсчет по рейке.

Съемка профиля дна реки на створах. На берегу перпендикулярно направлению течения разбивают створ и обозначают его двумя вехами. На широкой реке вехи ставят и на другом берегу. Ближе к воде на обоих берегах вкапывают по столбу и натягивают между ними один над другим два каната. Нижний канат — с метками через 5, 10 или 20 м. При большой длине канат с метками поддерживают лодками, установленными на якорях. К каждой метке, держась за верхний канат, подводят лодку, с которой измеряют глубину. Измеренные глубины исправляют поправками за колебания уровня реки.

Для измерения глубин служат *эхолоты, наметки и лоты.*

Эхолот излучает в воду ультразвуковые сигналы и принимает их отражения от дна, измеряя время между излучением и приемом, пропорциональное глубине. В состав прибора входят центральный прибор, гидроакустическая антенна (вибратор), блок питания. Измеренные глубины регистрируются самописцем эхолота в виде графика на бумажной ленте — *эхограмме.*

Малые глубины (до 5 м) измеряют *наметкой* — шестом с делениями по 10 см. Чтобы наметка не погружалась в ил, на ее нижнем конце укреплен диск диаметром 15 — 20 см.

Лот — размеченный на метры и дециметры тросик с грузом на его конце.

На берегах по линии створа разбивают пикетаж и выполняют нивелирование до уровня на 1 — 2 м выше самого высокого горизонта воды, когда-либо наблюдавшегося. По результатам измерения глубин и нивелирования строят поперечный профиль реки.

На изысканиях мостового перехода снимают не менее 3 створов: один — по оси перехода, два — расположенные выше и ниже по течению на расстоянии, равном половине ширины разлива реки.

На больших реках съемку профиля дна на створе чаще всего выполняют зимой по льду. В летнее время для оперативного определения места промерного катера и удержания его на створе применяют спутниковые или радиотехнические системы. Применимы и иные методы: определение с берегового пункта электронным тахеометром направления и расстояния до отражателя на лодке; угловая засечка двумя теодолитами с концов базиса, разбитого на берегу. Последние методы более трудоемки и требуют связи катера с берегом.

Определение скорости течения. Для проектирования опор моста, дамб, укрепления берегов необходимо определить расход воды в реке и направление струй течения, для чего выполняют измерения скорости течения.

Расход воды определяют по результатам измерения скорости по всей ширине реки и на разных глубинах. На сечении реки, перпендикулярном течению, намечают положение вертикалей, где предстоят измерения. Число вертикалей при ширине реки до 50 м равно 5 — 7, при ширине 50 — 100 м — 7 — 8, при ширине 100 — 300 м — 8 — 10, при ширине 300 — 1000 м — 10 — 15, при ширине более 1000 м — 15 — 20. На каждой вертикали измеряют скорость течения на пяти глубинах, равных 0; 0,2z; 0,6z; 0,8z и z, где z — глубина. На малых глубинах число горизонтов с измерениями уменьшают.

Скорость течения измеряют гидрометрической вертушкой, опускаемой на нужную глубину с лодки на штанге или тросе. На нужную вертикаль лодку выводят теми же методами, что и при съемке профиля дна на створах, и на время измерений ставят ее на якоря.

Результаты измерения скорости течения используют для определения расхода воды в реке — количества воды, проходящей в 1 с через ее поперечное сечение («живое» сечение реки). Расход воды равен площади живого сечения, умноженной на среднюю (для данного сечения) скорость течения.

Определение направления струй течения выполняют, пуская с лодки в разных местах выше по течению поплавки и наблюдая их траекторию. Один из способов съемки траекторий — прямая угловая засечка. На берегу в точках с известными координатами уста-

навливают два теодолита и ориентируют друг на друга. Поворачивая алидаду, наводят трубы обоих теодолитов на поплавок и по сигналу, прекратив наведение, берут отсчеты по горизонтальному кругу. Повторяя наведения, засекают поплавок несколько раз, чем определяют его траекторию. Нанеся на план точки с теодолитами, по углам засечек определяют точки поплавков. Соединив эти точки, получают изображение траектории поплавка на плане. Поплавки пускают на разных расстояниях от берегов. Нанеся на план траектории всех поплавков, получают линии, показывающие направление течения по всей ширине реки. По этому же плану, если записывать показания часов во время засечек, можно определить и поверхностную скорость течения для приближенного расчета расхода воды в реке. Вычисленный по средней поверхностной скорости расход воды следует умножить на коэффициент уменьшения (0,85 – 0,90).

Глава 13

ГЕОДЕЗИЧЕСКИЕ РАБОТЫ ПРИ СТРОИТЕЛЬСТВЕ ЖЕЛЕЗНЫХ ДОРОГ

13.1. Восстановление трассы

Восстановление трассы, разбитой на местности при окончательных изысканиях, имеет целью возобновление и закрепление на местности всех плановых и высотных точек трассы и их дополнение в необходимых случаях. Основанием для таких работ является утвержденный план и профиль железнодорожной линии, составленные при окончательных изысканиях. Если при окончательных изысканиях длины измерялись электронными тахеометрами и пикеты через 100 м на местности не были разбиты, то их определяют и закрепляют при восстановлении трассы.

Для начала работ необходимо иметь следующие приборы и принадлежности: один теодолит типа Т30, одну или две прокомпарированные стальные двадцатиметровые мерные ленты, один или два нивелира с двумя трехметровыми рейками при каждом, экер, 10 — 20 вех, топоры и колья.

Желательно при восстановлении трассы отыскать на местности, возобновить и прочно закрепить наибольшее число знаков, установленных при окончательных изысканиях, и это необходимо, прежде всего, для вершин углов поворота. Если сохранились все центры вершин углов поворота, то последовательно на всех вершинах центрируют теодолит и производят инструментальное вешение прямых участков. В лесу расчищают визирки на ширину до 1 м.

Прямые закрепляют не реже чем через 500 м створными столбами длиною 2 м и толщиною 15 — 20 см с надписью «ось». Эти столбы закапывают в землю на 1 — 1,5 м. Теодолитом измеряют правые по ходу углы одним приемом. Величина угла, показанная в продольном профиле, при этом не исправляется, если вновь измеренный угол отличается от него не более, чем на 1′. Параллельно с восстановлением точки трассы закрепляют за пределами зоны земляных работ по следующей примерной схеме (рис. 13.1).

Каждая точка трассы закрепляется двумя створными кольями, а вершины углов поворота — четырьмя. Расстояния между кольями и точками трассы измеряют на местности с точностью до сантиметров и выписывают на схему закрепления трассы, которая является основным документом для сооружения земляного полотна.

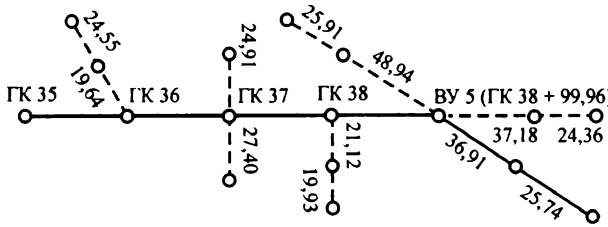


Рис. 13.1. Схема закрепления трассы

По закрепленной трассе проводят контрольные, линейные и угловые измерения, рассчитывают заново кривые. При расхождении сторон, чтобы не допускать сплошной сдвижки пикетажа, используют резанные пикеты (не равные 100 м). Одновременно проводят контрольное нивелирование по пикетажу, и если отметки точек отличаются от прежних более чем на 5 см, исправляют профиль. Кроме того, производят сгущение сети временных реперов, располагая их через 0,5 км и у каждого искусственного сооружения.

На этом же этапе производят детальную разбивку кривых.

13.2. Основные способы детальной разбивки кривых

Детальная разбивка кривой способом ординат от касательной (способом прямоугольных координат). Для выполнения разбивки этим способом достаточно иметь землемерную ленту и рулетку.

Направим ось x из начала кривой НК (рис. 13.2) по направлению касательной, а ось y — перпендикулярно к ней. Координаты точки i круговой кривой можем найти по формулам:

$$x = R\sin\varphi,\ y = R\cos\varphi,$$

где R — радиус кривой, $\varphi = k/R$ — угол поворота в радианах, k — длина кривой от НК до точки i.

На практике при выносе очередной точки i удобно по оси x отложить лентой имеющую круглое значение длину кривой k, а затем линеечкой отмерить в обратном направлении отрезок $k - x$. В полученной точке вооставляется перпендикуляр y.

Вместо вычислений по формулам значения $k - x$ и y можно выбрать из «Таблиц для разбивки железнодорожных кривых».

Там же есть аналогичная таблица и для переходных и следующих за ними круговых кривых. В ней координаты x и y в пределах переходной кривой вычислены по формулам (12.8) и (12.9), а в пределах круговой части кривой — по формулам:

$$x = m + R\sin\left(\beta + \frac{k-l}{R}\right);\ y = p + R\left[1 - \cos\left(\beta + \frac{k-l}{R}\right)\right].$$

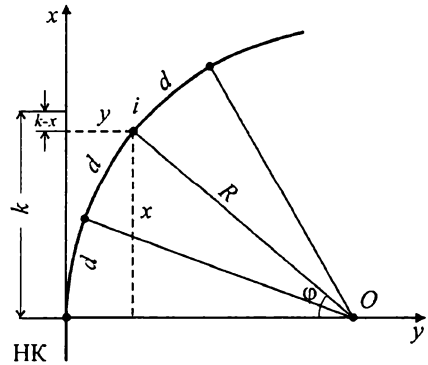


Рис. 13.2. Разбивка кривой ординатами от касательной

Детальная разбивка кривой электронным тахеометром. По формулам, приведенным выше, вычисляют координаты x, y точек кривой. Выбирают место для съемочной точки T такое, чтобы с него видеть весь разбиваемый участок кривой. В точке начала кривой НК (Рис. 13.3) тахеометром измеряют угол $\alpha_{НК\text{-}T}$ и горизонтальное расстояние d. Вычисляют координаты точки T и дирекционный угол $\alpha_{T\text{-}НК}$:

$$x_T = d\cos\alpha_{НК\text{-}T},\ y_T = d\sin\alpha_{НК\text{-}T},\ \alpha_{T\text{-}НК} = \alpha_{НК\text{-}T} \pm 180°.$$

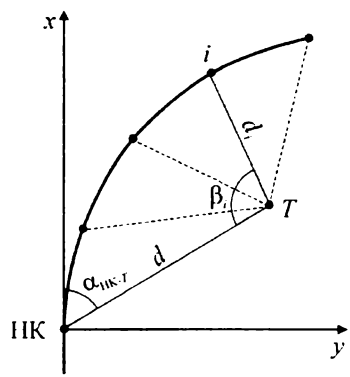


Рис. 13.3. Разбивка кривой тахеометром

Для выноса каждой точки i по ее координатам x_i, y_i вычисляют соответствующий разбивочный угол β_i и расстояние d_i:

$$\beta_i = \alpha_{T\text{-}i} - \alpha_{T\text{-}НК},\ d_i = \sqrt{(x_i - x_T)^2 + (y_i - y_T)^2};$$

где $\alpha_{T\text{-}i}$ определяется решением обратной геодезической задачи по формуле:

$$\operatorname{tg}\alpha_{T\text{-}i} = (y_i - y_T) / (x_i - x_T).$$

Разбивка круговой кривой способом продолженных хорд. Способ менее точен, но прост в исполнении. Положение точки 1 (рис. 13.4) определяется отложением с помощью ленты ЛЗ от НК хорды d = 10м и построением перпендикуляра к касательной длиною $c_0 = d^2 / 2R$.

Натянув 20-метровую ленту через точки НК и 1, в ее конце получают точку 2′. Удерживая середину ленты в точке 1, ее конец смещают на величину $c = d^2 / R$, отмеряемую от точки 2′ рулеткой. Так находят положение точки 2.

Аналогично, опираясь на точки *1* и *2*, определяют положение точки *3* и т. д.

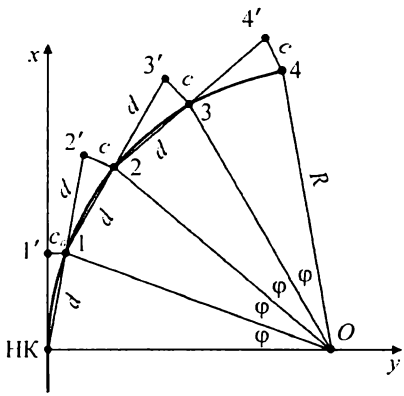


Рис. 13.4. Способ продолженных хорд

13.3. Разбивка строительных поперечников

Для производства земляных работ выполняют детальную разбивку профиля земляного полотна по поперечникам через 50 м на прямых и 20 м на кривых участках. При этом на местности обозначают все характерные точки полотна — оси бровок, кюветов, подошвы насыпи и т. п.

Одновременно с разбивкой поперечников выносят в натуру проектные отметки характерных точек. Для удобства выноса проектных отметок и уклонов перед выходом в поле составляют так наз. писанный профиль, в котором на основании проекта вычисляют проектные и рабочие отметки, глубины кюветов и др.

Разбивка поперечников полностью определяет очертания будущего земляного полотна. Рассмотрим особенности разбивки поперечников в насыпи и в выемке.

Разбивка поперечников в насыпи. При разбивке поперечников в насыпи) на равнинной местности от оси трассы *O′* рулеткой

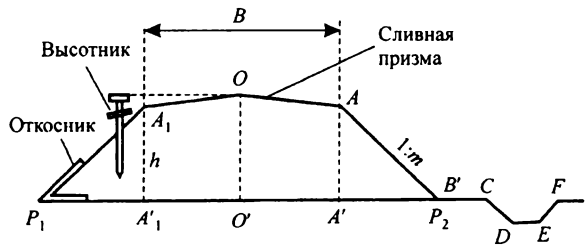
откладывают отрезки $B/2$ (B — ширина насыпи поверху) до бровок A_1' и A′ и отрезки $h \times m$ до подошвы точек P_1 и P_2. Здесь h — высота насыпи, 1: m — крутизна (уклон) откоса. Полные расстояния от оси до подошвы насыпи одинаковы:

$$|O'P_1| = |O'P_2| = B/2 + hm. \qquad (13.1)$$

Далее от точки P_2 откладывают ширину бермы B' и резерва $|CF|$, Все точки закрепляют кольями и подписывают их наименования.

На косогорах разбивка насыпи значительно усложняется. Из рис. 13.5, *б* видно, что вследствие наклона местности на угол v, расстояния от оси до подошвы $|O'P_1|$ и $|O'P_2|$ будут различны.

а)



б)

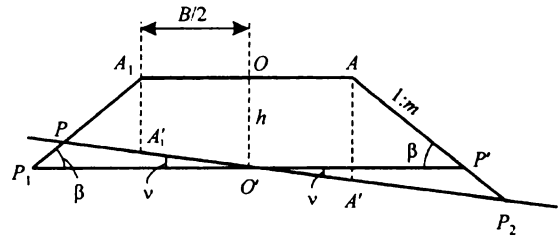


Рис. 13.5. Разбивка поперечника в насыпи:
а — на равнине; б — на косогоре

Если обозначить угол откоса через β, то по теореме синусов будем иметь:

$$|O'P_1| = (B/2 + hm)\sin\beta / \sin(\beta + v); |O'P_2| = (B/2 + hm)\sin\beta / \sin(\beta - v).$$

Чтобы получить точки бровок A и A_1, достаточно от точки O' отложить расстояние $O'A'_1 = (O'A' = (B/2) / \cos v$.

Разбивка поперечников в выемке. При разбивке поперечника в выемке от осевой точки трассы O' (рис. 13.6, *а*) в равнинной местности откладывают отрезки

$$|O'A'| = |O'A_1'| = B/2 + K$$

где K — ширина кювета поверху, и отрезки

$$|O'B| = |O'B_1| = B/2 + K + h_o m,$$

где h_o — глубина выемки.

На косогорах отрезки на местности с углом наклона v и углом откоса β будут соответственно равны (рис. 13.6, *б*)

$$|O'Б| = (B/2 + K + h_o\, m)\, \sin\beta / \sin(\beta + v);$$

$$|O'Б_1| = (B/2 + K + h_o\, m)\, \sin\beta / \sin(\beta - v).$$

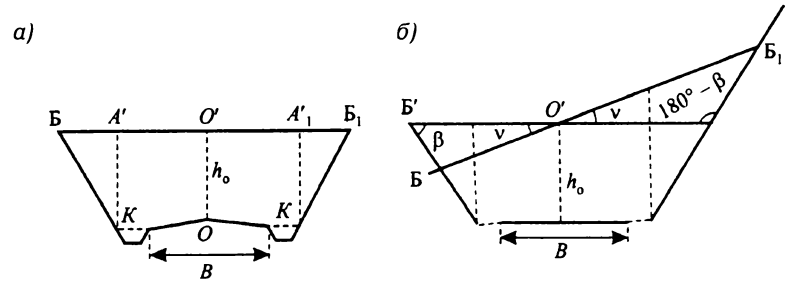


Рис. 13.6. Разбивка поперечника в выемке: а — на равнине; б — на косогоре

13.4. Геодезические работы при сооружении земляного полотна

Комплекс работ по сооружению земляного полотна выполняют механизированные колонны. Геодезическое обеспечение работ при этом падает на плечи линейного персонала этих подразделений. В их задачу входит обозначение характерных точек строительных поперечников, установки у подошвы насыпи бровки выемки откосников. Применение при строительстве высокопроизводительных землеройных машин требует задания для их работы опорных лучей и плоскостей с помощью светотехнических и лазерных указателей и систематического контроля за правильностью возведения земляного полотна.

Когда сооружение насыпи подходит к концу, на нее выносят осевую точку, закрепляют колом и нивелируют; на откосе на расстоянии 0,7 — 1 м от бровки закрепляют кол-высотник с горизонтальной планкой на проектной отметке основной площади с запасом на осадку насыпи и вторую наклонную планку-визирку, указывающую направление ската сливной призмы. После этого выполняют планировку откосов и сливной призмы.

Резервы разбивают от оси трассы одновременно с разбивкой подошвы насыпи. Сначала обозначают только ширину дна резерва, а по мере его разработки до нужной глубины разбивают и разрабатывают откосы. Дну резерва придают проектный уклон с помощью нивелира или визирок.

Выемки чаще всего разрабатывают слоями (рис. 13.7). Для каждого слоя по его глубине назначают высоту h_1 его дна над проектной отметкой бровок и по формуле (13.1) вычисляют расстояния от оси

до границ выемки на уровне дна траншеи, где устанавливают вешки f и f'. После разработки слоя вновь восстанавливают ось и повторяют процедуру до конца выработки выемки. Оставшиеся на краях уступы срезают ножом грейдера, контролируя правильность крутизны склона с помощью откосников. На границе верха полотна в выемке разбивают сливную призму, бровки и кюветы.

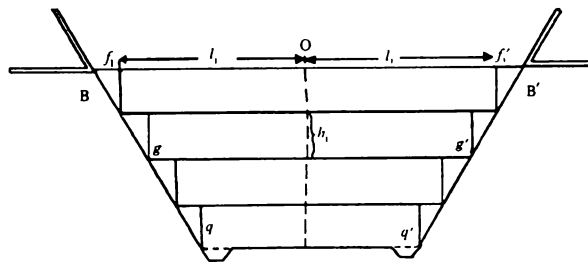


Рис. 13.7. Разработка выемки по слоям

При разбивке кавальеров на местности обозначают только их границы. Форму откосов контролируют с помощью откосников. Нагорные канавы трассируют и рассчитывают на месте. Разбивками обеспечиваются расчетная ширина канавы по дну и верху, глубина и уклон.

При отсыпке насыпей и разработке выемок применяют устройства, задающие опорные плоскости, видимые оператору землеройной машины, либо визирки, либо лазерные указатели направлений. В последнем случае на стекле кабины водителя экскаватора закрепляется матовая мишень, на которой хорошо виден луч лазера. Задача водителя в этом случае состоит в ведении машины по центру этого луча. Для тех же целей можно использовать трафаретные указатели, разработанные В.В. Просиным (рис. 13.8).

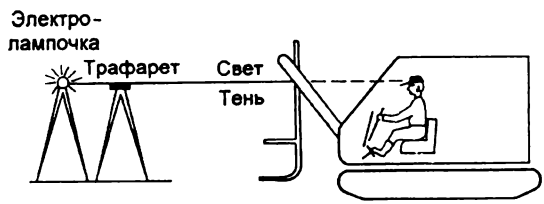


Рис. 13.8. Схема использования световых указателей

В этом случае водитель перемещает экскаватор, наблюдая глазом видимую границу света и тени, заранее установленную в горизонтальной плоскости.

После планировочных работ выполняют исполнительную съемку насыпей и выемок, допуская недобор грунта до 5 см.

13.5. Геодезические работы при укладке верхнего строения пути

При разбивке элементов верхнего строения пути: балласта, шпал или плит, рельсов, стрелочных переводов — приходится неоднократно восстанавливать ось пути, поэтому рекомендуется по обочине полотна, или в междупутье разбить параллельную дублерную ось и закрепить ее с помощью высотников, от которых легко вести монтаж верхнего строения с помощью строительных шаблонов. Монтаж верхнего строения выполняет линейный персонал строительно-монтажных поездов (СМП).

На закруглениях полотна восстанавливают детальную разбивку железнодорожных кривых, размечая ось трассы через каждые 20 или 10 м, если радиус кривой менее 600 м.

Наибольшие трудности вызывает разбивка стрелочных переводов, которые, как правило, устраивают на прямых участках пути при соединении соседних путей, пересечение которых называют центром стрелочного перевода (ЦСП). Расстояния a до центра перевода (рис. 13.9) и b до конца крестовины, а также до других частей стандартны и даются для каждого типа стрелочного перевода, который характеризуют маркой крестовины и обозначают дробью $1/N$:

$$1/N = 2\mathrm{tg}\frac{\alpha}{2} \approx \mathrm{tg}\alpha,$$

где α — угол крестовины.

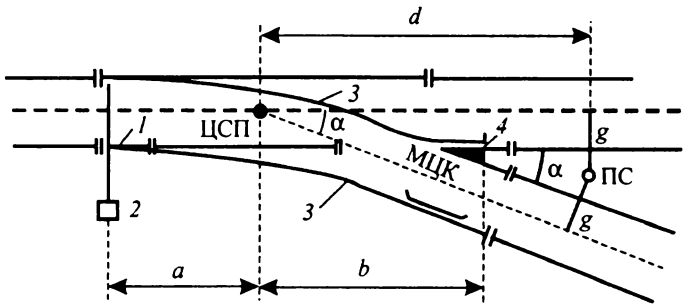


Рис. 13.9. Схема стрелочного перевода

Наиболее распространенные марки стрелочных переводов $1/N = 1/9$ ($\alpha = 6°20'25''$) и $1/11$ ($\alpha = 5°11'40''$).

Если известно положение ЦСП на оси пути, то легко разбить все части перевода. При разбивке различают два основных случая.

1. Соединение параллельных путей (рис. 13.10).

В этом случае от ближайшего элемента пути находят положение ЦСП 1 с точностью до 10 см, а затем по известному междупут-

ному расстоянию вычисляют и откладывают рулеткой расстояние $x = l\,N$ до ЦСП 2 с точностью до 1 см.

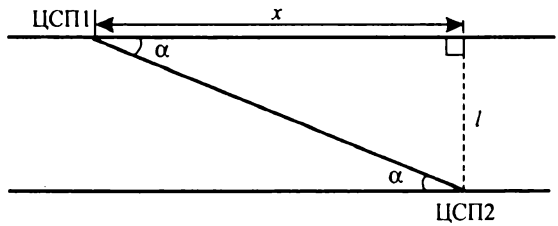


Рис. 13.10. Соединение путей

2. Примыкание непараллельных путей (рис. 13.11).

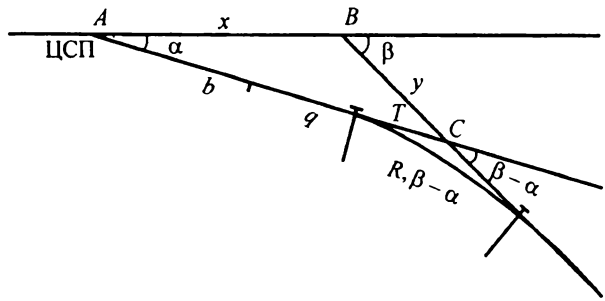


Рис. 13.11. Схема примыкания путей

При примыкании бокового пути к главному теодолитом находят точку B пересечения путей и измеряют угол прмыкания β.

Зная угол крестовины α, из треугольника ABC по теореме синусов находят расстояния x и y:

$$x = ((b + q + T) / \sin\beta))\ \sin(\beta - \alpha);\ y = ((b + q + T) / \sin\beta))\ \sin\alpha,$$

где расстояние b определяется по марке перевода, прямая вставка q также известна, а тангенс T вычисляют как при обычной вставке кривой по формуле:

$$T = R\ \mathrm{tg}((\beta - \alpha) / 2).$$

Отложив от точки B вычисленные отрезки x и y, получают положение ЦСП и угла поворота (точка C). Отложив от последней в обе стороны величины тангенсов получают начало и конец переводной кривой.

Если точка ЦСП заранее фиксирована, то поступают иначе. В этом случае теодолитом, установленным в точке A, откладывают угол α и находят точку пересечения с путем примыкания (точка C), в которой измеряют угол β – α а и производят вставку переводной кривой.

13.6. Геодезические работы на строительной площадке железнодорожной станции

Геодезические работы при строительстве пути и сооружений на станции включают создание разбивочной основы станции в виде базисных и теодолитных ходов и высотной основы IV класса точности. Проект станции обычно создают в системе координат станции, где за ось *x* принимается поперечная ось пассажирского здания, а за ось *y* — ось первого главного пути. Все размеры на проекте путевого развития станции заданы с точностью до 1 см. Фактически лимитирующей является точность разбивки поперечных размеров соседних элементов путевого развития, которая в пределах станции составляет 2 см. Такая точность достигается прокладкой вдоль главных путей базисных теодолитных ходов точности полигонометрии 2 разряда и ходов сгущения точности 1:2000.

При строительстве станций производят аналитическую подготовку проекта, при которой определяют необходимые разбивочные элементы. Разбивку характерных точек (центров стрелочных переводов, прямых участков, главных точек кривых и т. п.) ведут чаще всего способами прямоугольных и полярных координат.

С целью совершенствования текущего содержания пути на станциях и перегонах (по инициативе кафедры «Геодезия» МИИТ'а) на железнодорожных станциях и перегонах создается постоянное планово-высотное обоснование, так наз. «реперные сети», представляющие собой закрепленные вблизи главных путей специальные опорные геодезические сети, пункты которых располагают в фундаментах опор контактной сети и других фундаментальных сооружений. Такие сети развивают с применением GPS-измерений и электронной тахеометрии в трехмерной системе координат. Проект путевого развития пересчитывается в систему координат этой сети. Таким образом, любая точка путевого развития может быть вынесена или восстановлена от ближайшего пункта реперной сети с высокой степенью точности линейным персоналом дистанции пути.

Данные по измерению и уравниванию сети и проекту закладывают в базу данных компьютера и вводят в геоинформационную систему (ГИС) для использования по мере необходимости.

Глава 14

ГЕОДЕЗИЧЕСКИЕ РАБОТЫ ПРИ СТРОИТЕЛЬСТВЕ МОСТОВ И ТОННЕЛЕЙ

14.1. Закрепление оси моста на местности

Мосты представляют собой сложные инженерные сооружения, строительство которых на всех его этапах нуждается в выполнении геодезических работ. Это работы, связанные с изысканиями мостового перехода, созданием геодезической разбивочной сети, разбивочными работами при возведении мостовых опор, разбивкой и контролем монтажа пролетных строений. Выполняется разбивка регуляционных и берегоукрепительных сооружений и пути на подходах к мосту. Ведутся наблюдения за осадками и кренами опор и деформациями пролетных строений в ходе строительства и эксплуатации моста.

Для описания содержания и методов геодезических разбивочных работ и пооперационного геодезического контроля при строительстве мостов длиной более 300 м, вантовых мостов, мостов на кривых, а также мостов с опорами высотой более 15 м генеральная проектная организация разрабатывает в составе рабочей документации на строительство моста проект производства геодезических работ (ППГР). Для остальных мостов и труб решения по методам геодезических работ и технических средствах геодезического контроля строительно-монтажных работ включают в проект производства работ.

При разработке ППГР учитывают конкретные особенности проектируемого моста и организации его строительства, влияющие на технологию геодезических работ. В проект включают характеристики применяемых геодезических приборов, схему геодезической разбивочной сети, данные о точности и методах измерений при создании разбивочной сети, абрисы расположения пунктов сети, типы знаков, закрепляющих пункты, данные о точности, методах и средствах разбивочных работ, контрольных измерений и исполнительных съемок. В раздел наблюдений за деформациями сооружения включают данные о точности, методах, средствах и порядке наблюдений за деформациями, схему опорной геодезической сети, данные о ее точности, методах построения, типах центров и реперов, график выполнения работ.

На этапе изысканий выбирают окончательное положение мостового перехода такое, чтобы оно мало отклонялось от общего направления проектируемой дороги и отвечало требованиям наилучшего обслуживания хозяйственного района, наименьших затрат на строительство и последующую эксплуатацию моста, устойчивости сооружения, судоходных и сплавных организаций. Ось мостового перехода закрепляют на местности знаками, располагаемыми в устойчивых в геологическом отношении незатопляемых местах. Разбивают пикетаж на трассе подходов к мосту и определяют пикетажные значения для точек, закрепляющих ось мостового перехода.

На мостах длиной более 100 м, вантовых мостах, мостах на кривых и мостах с опорами высотой более 15 м ось моста закрепляют знаками с железобетонными центрами и устройствами для принудительного центрирования геодезических приборов. На остальных мостах, трубах и на трассе подходов допускается закреплять пункты деревянными столбами.

Устройство знака с железобетонным центром показано на рис. 14.1, *а*. Нижний конец стальной трубы *2* диаметром 160 мм укреплен в массивном бетонном якоре *5*, основание которого располагают в котловане на 0,5 м ниже наибольшей глубины промерзания грунта. Котлован засыпают щебнем или крупнозернистым песком *4*. Наверху трубы приваривают стальную пластину *1* толщиной 10 мм с отверстием d = 16,5 мм. Пластина предназначена для установки на ней геодезических приборов, а отверстие в пластине — для принудительного центрирования и крепления прибора становым винтом. Центр отверстия служит центром знака.

Часто тот же знак используют как пункт высотной сети. При этом репером служит приваренный к трубе штырь *3* (уголок или арматурный стержень), на который при выполнении нивелирования устанавливают рейку.

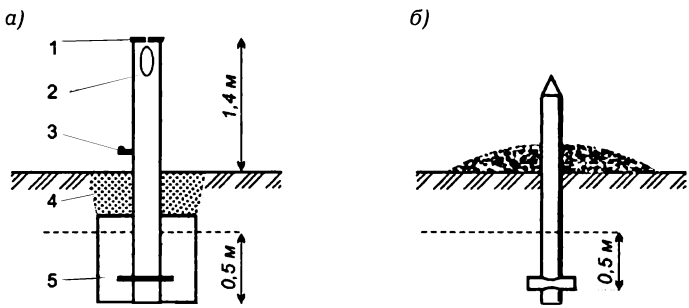


Рис. 14.1. Знаки закрепления оси моста и пунктов разбивочной сети: а — знак с железобетонным центром; б — деревянный столб; — — — — уровень наибольшего промерзания грунта

Закрепление пункта деревянным столбом показано на рис. 14.1, *б*. Верхний конец столба диаметром не менее 15 см затесывают на конус, а на нижнем конце устраивают якорь. Столб вкапывают на глубину, превышающую глубину промерзания грунта на 0,5 м. Знак окапывают канавкой в виде квадрата со сторонами 1,5 м, глубиной 0,3 м, а в середине вокруг столба выполняют подсыпку высотой до 0,1 м. Коническую часть столба окрашивают белой или красной краской. Центр отмечают крестообразной насечкой на шляпке гвоздя, забиваемого в вершину столба.

Ось мостового перехода при длине моста до 50 м закрепляют на местности двумя знаками — по одному на каждом берегу. При длине моста более 50 м, а также вантовых мостов, мостов на кривой и мостов с опорами высотой более 15 м устанавливают не менее 2 знаков на каждом берегу. Для закрепления трасс подхода устанавливают по 2 знака на 1 км трассы.

Если ось моста пересекает остров, то на нем дополнительно следует установить не менее одного створного знака.

При строительстве моста, перекрывающего пойменные участки длиной более 100 м, при строительстве в сложных условиях, а также в случае, если пункты, закрепляющие ось моста, могут быть повреждены в процессе строительства, кроме главной оси моста закрепляют еще параллельную ей вспомогательную ось.

Если мост расположен на кривой, то на местности закрепляют хорду, стягивающую начало и конец моста.

14.2. Съемка района мостового перехода

Для проектирования моста необходимы два плана: ситуационный сравнительно мелкого масштаба и детальный — крупномасштабный. Ситуационный план служит для разработки конкурирующих вариантов мостового перехода, регуляционных сооружений, подходов к мосту и составления технического проекта по выбранному варианту. На его основе составляют генеральный план строительства, поэтому ситуационный план должен включать всю территорию, где будут построены мостовые сооружения, а также временные, необходимые на период строительства. Генплан составляют на реках шириной до 500 м в масштабе 1:2000 или 1:5000, а при большей ширине — в масштабе 1:5000 или 1: 10 000. Ситуационный план можно составлять как в государственной системе координат, так и в системе координат мостового перехода. Высоты пунктов определяются в абсолютной системе и привязываются к реперу водомерного поста гидрометеослужбы.

Для составления ситуационного плана применяют аэрофототопографическую, фототеодолитную или тахеометрическую съемки.

При наличии на район перехода топографической карты масштаба 1:10 000 или 1:25 000 или материалов прежних съемок ситуационный план составляется на основе этих материалов в камеральных условиях, после чего его проверяют в натуре и наносят на него происшедшие изменения (очертания берегов, постройки и т. п.). На ситуационный план наносят водомерные посты, коренное русло с островами и отмелями, протоки и староречья, границы разлива воды при высоком историческом горизонте и высоком паводке, населенные пункты, дороги, существующие сооружения, растительность, характерные элементы рельефа.

Детальный план служит основой для разработки рабочих чертежей и составляется на территорию выбранного варианта мостового перехода протяженностью вверх по течению и вниз от оси моста на 1 — 1,5 величины отверстия моста, а по берегам — до отметки, превышающей уровень высоких вод на 1 — 2 м. Масштаб детального плана принимают в зависимости от площади равным 1:500 (до 10 га), 1:1000 (до 50 га) или 1: 2000 (более 50 га). Горизонтали снимают через 0,5 — 1 м. Координаты точек определяют в местной системе координат мостового перехода, а высоты — в той же системе, что и высоты на генплане. Подводный рельеф снимают в пределах границ, установленных для детального плана.

14.3. Геодезическая плановая разбивочная основа моста

Геодезической основой для строительства моста служат пункты специально создаваемой разбивочной сети моста. Опираясь на эти пункты, в ходе строительства выносят в проектное положение центры и оси опор, трассы подходов к мосту, регуляционные и другие сооружения. Различают пункты плановой разбивочной сети и пункты высотной сети — реперы. Часто один и тот же пункт является одновременно плановым и высотным.

Простейшим видом разбивочной сети является закрепленная на местности ось моста, измерениями вдоль которой определяют положение центров опор. Однако в ходе возведения моста на его оси ведутся активные строительные работы, отчего измерения часто оказываются затрудненными или даже невозможными. Поэтому создают более сложные сети с пунктами, расположенными вне оси моста, с таким расчетом, чтобы с этих пунктов можно было определять положение центров опор во время строительства.

Схема разбивочной сети моста определяется, главным образом, условиями местности и имеющимися средствами измерений. При выборе положения пунктов сети предусматривают удобство последующих разбивочных работ и обеспечение требуемой их точности. Пункты разбивочной сети располагают на берегах реки и

островах, в незатопляемых и устойчивых в геологическом отношении местах. По возможности пункты разбивочной сети стремятся приблизить к местам строительства опор, но так, чтобы они оказались вне зоны строительных работ, и чтобы в течение всего строительства сохранялась видимость с этих пунктов по сторонам сети и на опоры моста.

Пункты сети закрепляют на местности надежными знаками, имеющими обычно такую же конструкцию, как показанная на рис. 14.1.

Основным методом построения плановой разбивочной сети моста в настоящее время является линейно-угловая сеть. При этом пункты, закрепляющие ось моста и подходов к нему, включают в число пунктов сети с тем, чтобы все они оказались связаны геодезическими измерениями в единую сеть.

На широких реках пункты, расположенные на берегах, приблизить к местам строительства русловых опор невозможно. Наиболее распространенной, применяемой в таких условиях, является схема, показанная на рис. 14.2 *а*. При этом в случае отсутствия видимости между соседними пунктами по линиям, направленным вдоль берега, что случается из-за застройки, залесенности или рельефа, схема сети принимает вид, показанный на рис. 14.2 *б*. В зависимости от местных условий форма сети может значительно изменяться.

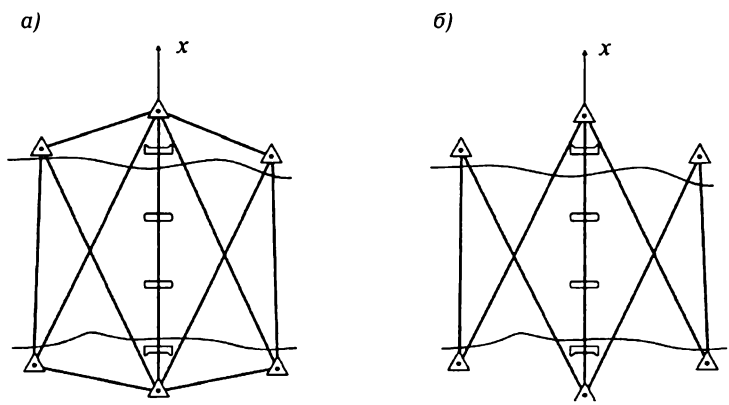


Рис. 14.2. Схемы плановой разбивочной сети:
а — линейно-угловая сеть; б — то же при отсутствии видимости между соседними береговыми пунктами

Координаты пунктов разбивочной сети моста выражают во многих случаях в местной системе координат. Начало системы координат совмещают с началом мостового перехода (одной из точек, закрепляющих ось моста). Ось абсцисс направляют по оси мостового перехода, при этом дирекционный угол оси моста оказывается

равным нулю. Чтобы не было отрицательных значений абсцисс и ординат, к ним прибавляют некоторое одинаковое круглое число (например, 1000 м).

Строительные нормы и правила (СНиП) требуют, чтобы координаты пунктов плановой геодезической сети были определены со средними квадратическими ошибками, не превышающими 6 мм. Для обеспечения такой точности в разбивочной сети измеряют, по возможности, все углы и расстояния. При этом расстояния измеряют со средними квадратическими погрешностями 2 — 3 мм, а углы — в зависимости от длин сторон сети: со средними квадратическими ошибками от 2″ (при длинах сторон до 600 м) до 5″ (при длинах сторон до 200 м).

Особенностью измерения углов в мостовых разбивочных сетях является повышенная горизонтальная рефракция, вызванная тем, что лучи проходят над границами двух различно нагревающихся подстилающих поверхностей — воды и суши. Для ослабления рефракции горизонтальные углы рекомендуется измерять в пасмурную, ветреную погоду. Измерения на каждом пункте следует выполнять не все сразу, а в несколько сеансов, чтобы разные приемы оказались выполненными в разных условиях. При этом влияние рефракции ослабляется.

Для ослабления влияния на светодальномерные и угловые измерения водной поверхности пункты опорной сети стремятся располагать на возвышенных участках берега. Измерения лучше выполнять в пасмурные ветреные дни. Если измеряют не все стороны, то предпочитают измерить более длинные, т. к. определение светодальномером больших расстояний выполняется с меньшими относительными ошибками, чем коротких. В результате повышается точность всей сети.

В результате выполненных измерений получают избыточное число измеренных углов и расстояний, позволяющих вычислить координаты пунктов сети разными путями. Из-за ошибок измерений вычисленные разными путями координаты различаются. Чтобы привести результаты измерений во взаимное согласие и во всех случаях получать одинаковые координаты, результаты измерений по методу наименьших квадратов. Вычисление координат пунктов и оценку их точности выполняют на компьютерах по стандартным программам.

Современным методом определения координат пунктов разбивочной сети являются спутниковые измерения. Синхронные фазовые измерения выполняют двумя или несколькими спутниковыми приемниками, один из которых установлен на исходном пункте сети и служит опорным для передвижных приемников, устанавливаемых на прочих пунктах. В результате обработки спутниковых измерений вычисляют разности ΔX, ΔY, ΔZ пространственных ко-

ординат пунктов сети относительно исходного пункта. Выполнив поворот системы координат, преобразуют разности пространственных координат в разности принятых в данной мостовой разбивочной сети плоских координат Δx, Δy и высот Δz. При этом разности координат Δx и Δy получают со средними квадратическими ошибками, не превышающими при использовании двухфазовых геодезических приемников 5 мм + $D \cdot 10^{-6}$, где D — расстояние между пунктами. Разности высот ΔH определяются в 2 — 3 раза грубее, поэтому высотную сеть лучше строить методами геометрического нивелирования.

Создание разбивочной сети моста является обязанностью заказчика строительства. Перед началом строительства техническая документация на созданную сеть и закрепленные на местности знаки передаются строительной организации. Передача оформляется актом, к которому прилагается схематический план мостового перехода с указанием местоположения пунктов, типов и глубины заложения закрепляющих их знаков, список координат пунктов, их пикетажных значений и высотных отметок в принятой системе координат и высот.

14.4. Высотная разбивочная основа моста

Высотной основой строительства моста являются устанавливаемые на участке строительства постоянные реперы. Согласно требованиям СНиП, для обеспечения строительства моста длиной до 50 м достаточно иметь один репер. Для строительства моста длиной до 300 м требуется заложить на каждом берегу по одному постоянному реперу. В случае строительства моста длиною более 300 м, вантового моста, моста на кривой или моста с опорами высотой более 15 м должно быть заложено на обоих берегах не менее, чем по два репера. Для обеспечения трасс подхода устанавливают не менее 1 репера на 1 км трассы.

Постоянные реперы закладывают в устойчивых местах, где не предстоят строительные работы, за пределами земляного полотна, резервов, водоотводов и т. п., но не далее чем в 80 м от оси моста.

Кроме постоянных реперов, в ходе строительства в устои моста на высоте 0,5 м от земли закладывают стенные реперы, а при необходимости — временные грунтовые реперы, располагаемые вблизи строящихся сооружений.

Согласно СНиП отметки постоянных реперов должны быть определены со средними квадратическими ошибками, не превышающими 3 мм относительно репера, отметка которого принята за исходную. Для определения их отметок реперы связывают ходами геометрического нивелирования.

Класс нивелирования и соответствующая методика измерений зависят от расстояний между реперами и схемы сети. Среднюю квадратическую ошибку геометрического нивелирования приближенно оценивают формулой:

$$m_h = \eta\sqrt{L},$$

где L — длина нивелирного хода, км; η — средняя квадратическая ошибка (мм) на 1 км хода, равная для IV класса 10 мм, для III класса — 5 мм, для II класса — 2 мм.

Зная требуемую точность передачи отметки m_h и длину хода L, найдем допустимое значение

$$\eta = m_h/\sqrt{L};$$

что позволяет указать, какого класса нивелирный ход следует проложить. Обычно реперы связывают двумя независимыми ходами нивелирования: при этом требование к точности работ несколько снижается и вычисленное значение η можно увеличить, умножив его на $\sqrt{2}$.

Например, для передачи отметки к постоянному реперу от исходного со средней квадратической ошибкой $m_h = 3$ мм на расстояние $L = 0{,}6$ км находим $\eta = 3/\sqrt{0{,}6} = 3{,}8$ мм на 1 км. При проложении двух независимых ходов нивелирования допустима точность $\eta\sqrt{2} = 5{,}4$ мм на 1 км хода. Значит, в данном случае следует применять приборы и методику нивелирования III класса.

Отметки временных реперов определяют со средними квадратическими ошибками до 5 мм.

Ходами технического нивелирования постоянные реперы разбивочной сети моста связывают с реперами государственной нивелирной сети и репером водомерного поста гидрометеослужбы.

Передачу отметки через реку при ширине реки до 300 м можно выполнить разными способами.

При двойном геометрическом нивелировании на обоих берегах примерно на одинаковой высоте закладывают реперы (Р-1 и Р-2 на рис. 14.3) так, чтобы высота визирного луча над водой была не менее 2 — 3 м.

На расстоянии 10 — 20 м от них закрепляют места постановки нивелира J_1 и J_2 таким образом, чтобы получить равенство расстояний

$$l_1 = l_2 \text{ и } L_1 = L_2.$$

Установив нивелир в точке J_1, делают отсчет $З_1$ по рейке на репер Р-1 и, перефокусировав трубу, отсчет $П_1$ по рейке на репер Р-2. Сняв нивелир, не нарушая фокусировку трубы, перевозят его на другой берег и устанавливают в точке J_2. Не меняя фокусировку, делают отсчет $З_2$ по рейке на репер Р-1, а затем, изменив ее, произ-

водят отсчет $П_2$ по передней рейке на репер Р-2. На этом заканчивается прием. Обычно делают 3 — 4 приема в разное время суток, не допуская расхождений между ними более 10 мм.

Отсчеты по дальней рейке при больших расстояниях производят при помощи передвижных щитков с утолщенными штрихами (рис. 14.4). Приведя пузырек уровня на середину, дают команду помощнику, который передвигает щиток до тех пор, пока штрих не расположится в биссекторе сетки нитей, и делают отсчет по рейке через прорезь в щитке.

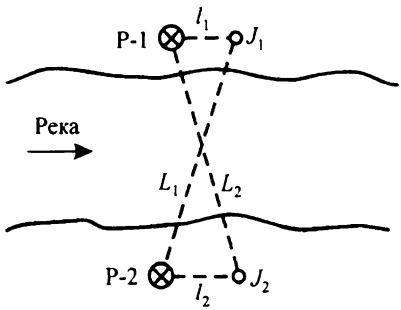


Рис. 14.3. Передача отметки через реку

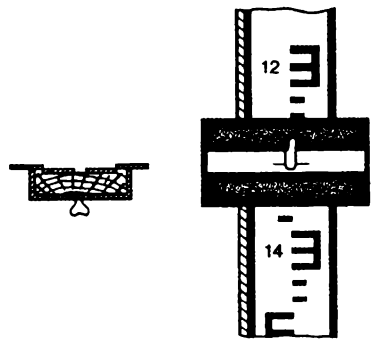


Рис. 14.4. Рейка с подвижным щитком

Точное тригонометрическое нивелирование осуществляют с помощью электронных тахеометров или точных теодолитов (типа Т2). Зенитные расстояния измеряют в часы спокойной видимости: пасмурные дни, утренние и вечерние часы (у точных теодолитов по вертикальному кругу измеряют не вертикальные углы, а отличающиеся от них на 90° зенитные расстояния). Наблюдения ведут в прямом и обратном направлениях одновременно двумя приборами. Точки *A* и *B*, между которыми определяют превышение (рис. 14.5), закрепляют ось мостового перехода или являются пунктами разбивочной сети.

Электронные тахеометры и визирные цели размещают в вершинах параллелограмма (см. рис. 14.5), соблюдая равенство расстояний *AD* и *BC*, длина которых не должна превышать 3 м. В точках *A* и *B* устанавливают вертикально рейки и закрепляют их растяжками. В качестве визирных целей

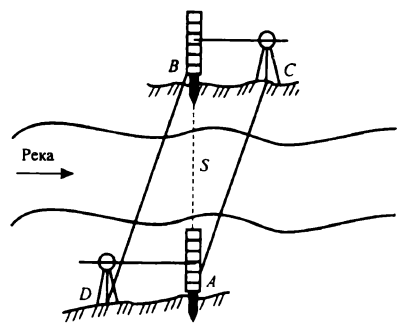


Рис. 14.5. Передача отметки тригонометрическим нивелированием

используют марки с утолщенными штрихами (см. рис. 14.4), оси которых тщательно совмещают с соответствующими штрихами реек.

Установив на вертикальных кругах теодолитов отсчет $90° + M_Z$ (где M_Z — место зенита, аналогичное месту нуля), одновременно на обоих берегах наводят зрительную трубу на ближнюю рейку и делают отсчет по ней, который соответствует высоте прибора i над репером. Зенитные расстояния измеряют на утолщенные штрихи дальней рейки при двух положениях вертикального круга, выполняя 2—3 приема. Затем тахеометры меняют местами. Наблюдения с противоположного берега начинают с измерения зенитных расстояний на дальние рейки, а заканчивают определением высот приборов. Расстояния измеряют в прямом и обратном направлениях. Превышения находят по формуле:

$$h = S\operatorname{tg}\frac{Z_2 - Z_1}{2} + \frac{i_1 + i_2}{2} - \frac{l_1 + l_2}{2},$$

где Z_1, Z_2 — зенитные расстояния; l_1, l_2 — высоты визирных целей; i_1, i_2 — высоты приборов над реперами А и В.

Точная передача высот через очень большие водные преграды может быть осуществлена гидростатическим нивелированием. По дну водотока прокладывают шланг, который под большим давлением (чтобы не оставалось воздушных пузырьков) заполняют водой. К концам шланга присоединяют стеклянные трубки с делениями, которые укрепляют на береговых столбах N_1 и N_2 (рис. 14.6).

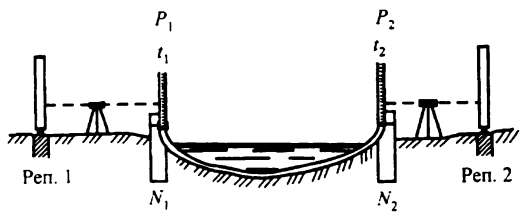


Рис. 14.6. Передача отметки гидростатическим нивелированием

При наблюдениях принимают, что жидкость в трубках устанавливается на одном уровне и при помощи нивелиров связывают этот уровень с реперами. Наблюдения ведут через определенные промежутки времени. При этом измеряют давление воздуха P и температуру t воздуха и воды, чтобы при необходимости вводить поправки. При благоприятных условиях метод обеспечивает точность в несколько миллиметров.

На более широких реках отметку передают в зимнее время нивелированием по льду или прокладывают нивелирный ход в обход — через острова, косы, мост, расположенные в стороне от строящегося моста.

При нивелировании по льду заблаговременно намечают места для установки реек и нивелира, очищают их от снега, вмораживают в лед деревянные колья под рейку и ножки нивелирного штатива. В колья для реек забивают гвозди со сферической шляпкой. Расстояния от нивелира до реек допускают до 100 м. Нивелирный ход прокладывают дважды — в прямом и обратном направлениях. При наличии двух бригад нивелирование через широкую реку выполняют одновременно навстречу друг другу. Измерения производят в возможно кратчайшее время и в периоды наименьших суточных изменений высоты льда. При нивелировании через водоем, где возможны резкие изменения уровня льда, контролируют неподвижность льда. Для этого с помощью нивелира, установленного на берегу, через каждые 10 мин берут отсчеты по рейке, прикрепленной к столбу, вмороженному в лед на расстоянии не менее 50 м от берега.

При невозможности передать высоту с берега на берег реперы на каждом берегу привязывают к государственной нивелирной сети.

В процессе строительства моста, как только возникнет возможность устанавливать нивелир и рейки на опорах, реперы, заложенные на разных берегах, связывают ходом нивелирования, проложенным по опорам.

Устойчивость реперов контролируют путем периодического измерения превышений между расположенными на одном берегу недалеко друг от друга реперами. Неизменность превышений указывает на устойчивость реперов.

14.5. Геодезические работы при строительстве опор моста

Строительство начинают с того, что восстанавливают на участке мостового перехода трассу и контролируют пикетаж. Проверяют правильность расположения исходных точек моста на оси трассы и расстояние между ними. Для контроля геодезической сети измеряют длины сторон сети и углы между ними и сравнивают их с полученными ранее. Проверяют высотную сеть, путем измерения геометрическим нивелированием превышения между реперами. Ось моста закрепляют дополнительными знаками, вынесенными за пределы земляных работ так, чтобы измерениями от этих знаков положение исходных пунктов мостового перехода в случае их повреждения могло быть восстановлено.

Задачей разбивочных работ при строительстве опор моста, а именно при возведении шпунтового ограждения, свайного основания, ростверка, тела опоры, ригеля, подферменных площадок, является вынос в натуру центра опоры и ее осей, а также основных точек и осей элементов опоры. Конкретный перечень таких точек и

осей зависит от устройства опоры в каждом конкретном случае. При выносе этих точек в натуру положение одних точек определяют измерениями относительно пунктов разбивочной сети, а других — измерениями от ранее вынесенных точек.

Вынесение точек в проектное положение с помощью измерений относительно пунктов разбивочной сети выполняется с помощью разного вида линейно-угловых засечек. При этом обычно применяют метод редуцирования, который состоит в определении координат некоторой вспомогательной точки и вычислении элементов редукции, т. е. элементов вектора перехода от вспомогательной точки к проектной. Отложив элементы редукции, находят проектное положение точки.

На рис 14.7 показан пример вынесения центра опоры O в проектное положение с применением метода редуцирования. Проектные координаты x_O, y_O центра опоры O заданы. Вблизи центра опоры в любой удобной для измерений точке P устанавливают электронный тахеометр и измеряют расстояния и направления на несколько пунктов разбивочной сети. По результатам измерений определяют координаты x_P, y_P точки P.

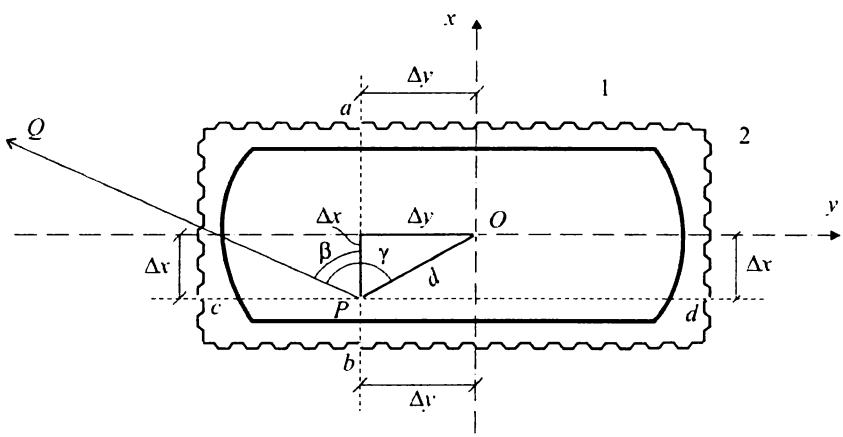


Рис. 14.7 Вынос центра опоры методом редуцирования: 1 — тело опоры; 2 — шпунтовое ограждение; С — центр опоры; Р — вспомогательная точка; х — ось моста; у — ось опоры.

Вычисляют элементы редуцирования — разности координат

$$\Delta x = x_O - x_P;\ \Delta y = y_O - y_P.$$

Для определения положения центра опоры O надо от точки P отложить в направлении оси моста x отрезок Δx и перпендикулярно ему, в направлении оси опоры y — отрезок Δy.

Возможен и такой прием. По координатам точек P, O и Q вычисляют угол γ и расстояние d. Здесь Q — один из пунктов разби-

вочной сети. Отложив от направления на пункт Q угол γ, а затем расстояние d, находят положение точки O.

Когда центр опоры недоступен и необходимо вынести на опору ось моста x и ось опоры y, тахеометром, установленным в точке P, откладывают от направления на пункт разбивочной сети Q вычисленный угол β. При этом зрительная труба будет направлена параллельно оси моста. Направление отмечают точками a и b на теле опоры или шпунтовом ограждении. Отложив от этих точек отрезки Δy, перпендикулярные к оси моста, фиксируют положение оси моста x. Повернув зрительную трубу на 90°, отмечают точки c и d и, отложив отрезки Δx, перпендикулярные к оси опоры, фиксируют положение оси опоры y.

Для разбивки опоры по высоте на обрезе фундамента, подферменной площадке и других местах делают временные реперы, отмечая их краской и определяя отметки. Вынос отметок на опоры выполняют методами геометрического или тригонометрического нивелирования. При передаче отметки в котлован или на верхние части опоры используют вертикально подвешенную рулетку с грузом 10 кг или ручной безотражательный дальномер. Для контроля высоту каждой точки определяют дважды — измерениями, опирающимися на разные реперы геодезической разбивочной сети.

Завершая строительство опоры, наверху вновь разбивают ось моста и ось опоры и измерениями от этих осей размечают положение осей опорных частей.

Результаты разбивочных работ тщательно контролируют, измеряя расстояния между центрами или другими точками соседних опор, углы между направлениями с опоры на пункты геодезической сети, превышения между опорами и т. п.

При строительстве опор на суходоле положение центров опор часто определяют, откладывая проектные расстояния от исходных точек по оси моста. На знаке, закрепляющем один конец оси, устанавливают электронный тахеометр и наводят трубу на знак, закрепляющий другой конец. Отражатель перемещают по оси моста и по измеряемым тахеометром расстояниям до отражателя определяют и закрепляют на местности положение центров опор. Результаты контролируют измерениями в обратном направлении, установив тахеометр на противоположном конце оси. Часто, однако, измерения по оси моста оказываются невозможными из-за того, что видимость по оси перекрывается, например, уже построенными опорами. Тогда центры опор выносят, как описано выше — применяя метод засечек.

При строительстве моста, перекрывающего пойменные участки длиной более 100 м, и в ряде других случаев параллельно оси перехода вне зоны строительных работ может быть разбита вспомогательная ось. На эту ось по направлениям, перпендикулярным к основной оси, переносят и закрепляют знаками начало и конец

мостового перехода и центры опор. В дальнейшем эти знаки используются при строительстве моста как пункты разбивочной сети, служащие геодезической основой для разбивочных работ.

При строительстве мостов на глубоких реках опоры чаще всего строят на сваях, сваях-оболочках или опускных колодцах. Наиболее точно сваи и сваи-оболочки погружают с помощью направляющего каркаса, имеющего свою ячейку для каждой сваи. Плавучим краном или на плашкоутах каркас доставляют на место и выводят в проектное положение. Сваи забивают там, где оказались их ячейки.

Современным средством выведения каркаса в проектное положение является спутниковая аппаратура. На каркасе следует установить 2 — 3 спутниковых приемника: один — в центре и два — на концах его осей, продольной и поперечной. На берегу, на пункте разбивочной сети, координаты которого известны, должен быть установлен базовый спутниковый приемник. В ходе выведения каркаса на место, установленные на нем спутниковые приемники определяют координаты, по которым принимаются решения по управлению перемещением каркаса. Каркас должен быть выведен в такое положение, чтобы приемник, установленный в центре, оказался в центре будущей опоры, а приемники, расположенные на осях каркаса, оказались один на оси моста, а другой на оси опоры. Если при этом используется такая система координат, при которой ось x направлена по оси моста и координаты центра опоры равны x_O, y_O, то центральный приемник должен быть выведен в точку с координатами x_O, y_O, а приемники, расположенные на осях, должны иметь: один — ординату y_O, другой — абсциссу x_O.

После сооружения каждого элемента опоры выполняют его планово-высотную исполнительную съемку, в результате которой составляют чертежи, аналогичные проектным, но отражающие кроме проектных фактические размеры, позволяющие судить о точности исполнения проекта и допустимости величины отклонений от проектных размеров.

14.6. Разбивка пролетных строений

Методы геодезических работ, обеспечивающих постройку пролетных строений, различаются в зависимости от материала, конструкции, технологии сборки пролетных строений. По материалу их изготовления пролетные строения бывают металлическими, железобетонными, каменными, деревянными. По конструкции различают пролетные строения балочные, арочные, рамные, вантовые, комбинированные. При сборке пролетного строения непосредственно в пролете различаются сборка на подмостях, навесная и полунавесная. Сборка пролетного строения может выполняться

на берегу с последующей доставкой его на место путем продольной надвижки по готовой части моста или поперечной надвижки с доставкой строения по воде. Все эти особенности влияют на содержание и методы разбивочных и контрольных геодезических работ, и находят отражение в ППГР.

При сборке пролетного строения на берегу на строительной площадке разбивают и надежно закрепляют ось пролетного строения или параллельный ей створ. От этих линий разбивают оси обеих ферм и на них — места расположения нижних (опорных) узлов ферм. Нивелированием определяют отметки мест расположения узлов и назначают высоту клетей под каждый узел, руководствуясь при этом заданными значениями строительного подъема — плавного возвышения средней части фермы относительно ее концов.

В дальнейшем, в ходе сборки пролетного строения, геодезические работы состоят в контроле точности монтажа собираемых элементов пролета. Распространенным методом контроля в плане является метод бокового нивелирования, выполняемый с помощью нивелирной рейки и теодолита, установленного на оси строения в одном его конце и ориентированного по оси на другой. Рейку устанавливают горизонтально, упирая ее пятку в стойки фермы поочередно у верхнего и нижнего узлов. Отсчеты, взятые по рейке, позволяют построить планы поясов ферм. По плану судят о прямолинейности пояса, а сравнивая планы верхнего и нижнего поясов — о вертикальности ферм.

Другой, более современный метод — выполнение измерений электронным тахеометром. Ноль горизонтального круга тахеометра T (рис. 14.8) ориентируют по оси пролета (или по линии, ей параллельной). Наводят трубу на отражающие марки *1*, *2*, ..., *5*, укрепленные в контролируемых узлах фермы. По измеренным расстояниям r_1, r_2,..., r_5 и отсчетам по горизонтальному и вертикальному кругам тахеометра вычисляют горизонтальные отрезки d_1, d_2,..., d_4, a_1, a_2,..., a_5, а при необходимости и относительные высоты точек *1*, *2*, ..., *5*. Результаты сравнивают с проектными величинами и определяют соответствие отклонений установленным допускам.

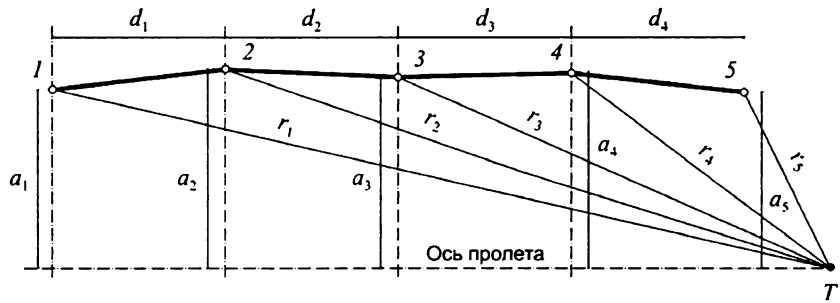


Рис. 14.8. Контроль сборки пролетного строения в плане

Строительный подъем проверяют техническим нивелированием соответствующего пояса ферм. В фермах с ездой понизу нивелируют нижний пояс, в фермах с ездой поверху — верхний. По результатам нивелирования строят график строительного подъема — профиль, по которому судят о точности выполнения проекта.

Кроме проектных размеров пролетного строения и его частей геодезическими измерениями контролируют, чтобы все пролетное строение в целом заняло проектное положение в плане и по высоте.

Если пролетное строение сооружают в пролете, выполняют следующие геодезические работы: разбивку временных опор, вынесение оси пролетного строения на временные опоры, контроль правильности сооружения кружал и подмостей, наблюдение за деформациями временных опор, периодическую проверку плана ферм и строительного подъема. При навесной сборке контролируют правильность установки каждого устанавливаемого элемента в плане с помощью тахеометра, установленного на опоре.

При постройке мостов иных типов способы и порядок геодезических работ имеют свои особенности.

По мере завершения отдельных этапов строительства выполняют исполнительные съемки. В результате исполнительных съемок получают чертежи опор, планы поясов ферм, профили ферм и рельсового пути, ведомости расстояний между центрами опор и отметок реперов на опорах и др.

14.7. Геодезический контроль деформаций мостовых сооружений

К характерным видам деформаций мостов относятся осадки, горизонтальные смещения и крены опор, а также прогибы, перекосы и изломы пролетных строений.

Сущность контроля деформаций заключается в том, что в характерных местах мостового сооружения закрепляют точки и определяют изменение их пространственного положения за определенный промежуток времени.

14.7.1. Традиционные методы контроля деформаций

Контроль осадок и прогибов. Контроль осадок элементов мостовых сооружений определяют преимущественно геометрическим и тригонометрическим нивелированием.

Для определения осадок на объекте работ создают высотную основу, закрепляемую реперами высотной разбивочной сети моста или глубинными реперами (рис. 14.9).

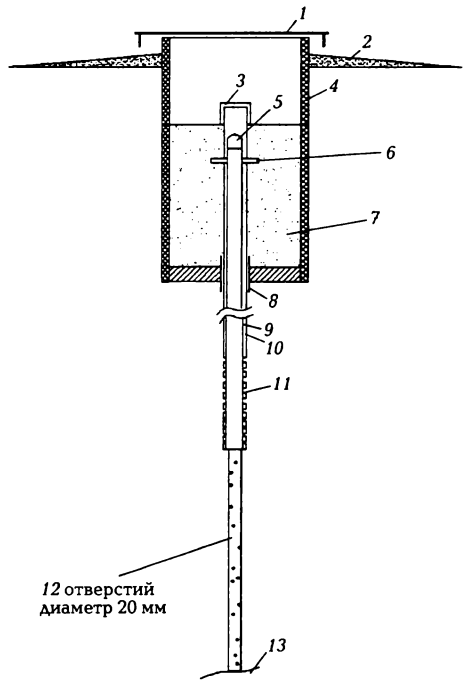


Рис. 14.9. Глубинный репер:
1 — крышка колодца; 2 — отмостка колодца; 3 — защитная крышка репера; 4 — бетонный колодец; 5 — марка репера; 6 — центрировочные шпильки; 7 — теплоизоляционный материал; 8 — рубероид; 9 — реперная труба; 10 — защитная труба; 11 — сальник; 12 — перфорированная часть; 13 — фланец

Главным требованием, предъявляемым к этим реперам, является их высотная устойчивость на весь период контроля осадок, для чего их закладывают вне зоны возможных деформаций в таких местах, где гарантировалась бы их сохранность. Высоты реперов определяют, как правило, по программе геометрического нивелирования I класса, а их устойчивость контролируют периодическими наблюдениями в сети.

Определение осадок опор и прогибов пролетных строений определяют, выполняя периодические повторные определения отметок деформационных марок, устанавливаемых на опорах и пролетных строениях. Количество деформационных марок должно быть достаточным для определения неравномерности осадок и прогибов наблюдаемых сооружений, а конструкция марок должна обеспечивать их долговременную сохранность, устойчивость и возможность надежного фиксирования положения рейки. На опоре по ее периметру достаточно установить 4 марки, представляющие собой металлический штырь со сферической головкой, забетонированный в тело опоры (рис. 14.10).

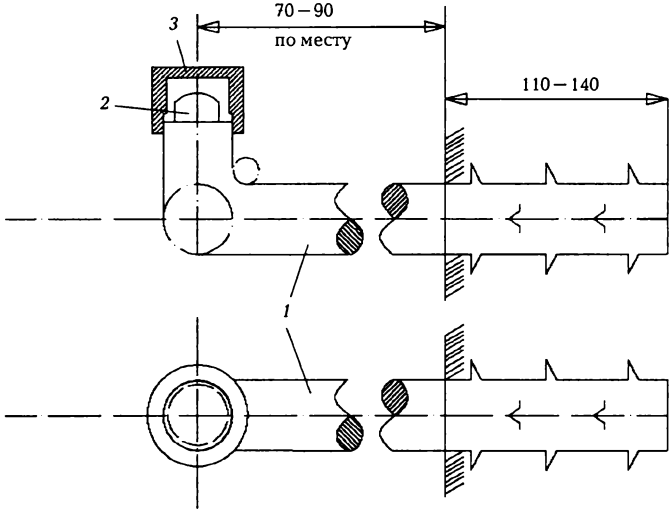


Рис. 14.10. Конструкция осадочной марки, устанавливаемой в тело опоры

На подферменных площадках и пролетах устанавливают плитные и цокольные марки. На пролетных строениях марки обычно устанавливают над поперечными балками жесткости и над точками опирания пролетного строения по его продольной оси. Для балочно-консольных и рамно-консольных мостов обязательна установка марок в их шарнирах, а для висячих и вантовых мостов — в местах соединения подвесок и вантов с пролетным строением.

Отметки деформационных марок определяют, как правило, методом геометрического нивелирования по программе II или III класса, в зависимости от категории моста.

Выбор времени между циклами измерений зависит от многих факторов: категории моста, периода его эксплуатации, транспортной нагрузки, скорости изменения осадок и др. В среднем в строительный период достаточно проводить ежемесячные определения осадок, затем по мере стабилизации осадок этот интервал увеличивается до четырех-шести месяцев. Контроль осадок опор необходимо осуществлять также после весеннего и осеннего паводка, а на замерзающих реках — после ледохода.

По результатам каждого цикла нивелирования вычисляют отметки всех деформационных марок и на их основе осадки (прогибы) между последними циклами и суммарную осадку (прогиб) с начала наблюдений. На основании каталога отметок и осадок (прогибов) составляют графики развития осадок (прогибов), графики линий равных осадок (прогибов), развернутые графики осадок (прогибов) и другие документы.

Контроль горизонтальных смещений. Определение горизонтальных смещений опор мостов осуществляют преимущественно

способом створных измерений. Для этого с одной из сторон моста намечают створ, параллельный оси моста, и его концы закрепляют на противоположных берегах геодезическими пунктами, сохраняющими свое плановое и высотное положение в течение длительного времени. Установив угломерный прибор на одном из концов створа, измеряют малые углы между направлением на другой конец створа и знаками, закладываемыми на подферменных частях опор. Разности одноименных углов между циклами измерений позволяют судить о горизонтальных смещениях опор.

Горизонтальные смещения можно определять и засечками. Для этого с пунктов геодезической разбивочной сети выполняют угловые и линейные измерения на знаки на опорах моста и определяют координаты знаков. По расхождению координат, полученных в разных циклах, судят о величине горизонтальных смещений.

В случаях, когда отсутствует видимость с пунктов геодезической сети на закладные знаки, целесообразно использовать способ свободного станционирования. Сущность способа заключается в том, что электронный тахеометр устанавливается в любом удобном месте, с которого обеспечивается видимость на знаки на опорах, и последовательно обратной линейно-угловой засечкой определяются координаты точки стояния тахеометра, а затем полярной засечкой координаты знаков.

Контроль кренов. Геометрическая сущность определения крена состоит в определении координат двух точек сооружения, которые по техническим условиям должны находиться на одной отвесной линии.

Наиболее часто для контроля кренов высоких опор и пилонов вантовых мостов используются электронные тахеометры. Для этого на удалении не менее высоты сооружения закладывают 2 геодезических пункта и в локальной системе координат определяют их плановые координаты. С одного из пунктов через определенные промежутки времени полярным способом определяют координаты отражающих пленок, которые крепят на сооружении по мере его строительства. По разности этих координат между текущим и начальным циклами наблюдений определяют составляющие крена за данный промежуток времени

$$Q_x = x_i - x_0;\ Q_y = y_i - y_0;$$

полную величину крена и его направление

$$Q = \sqrt{Q_x^2 + Q_y^2},\ \mathrm{tg}\alpha_Q = \frac{Q_y}{Q_x}.$$

Наблюдения со второго геодезического пункта могут служить контролем определения крена.

Для определения кренов можно использовать и другие способы, выбор которых определяется требуемой точностью определения крена, условиями строительства, имеющимися в наличии приборами и другими факторами. Так при высоте опор до 15 м контроль крена осуществляют с помощью тяжелого нитяного отвеса. При расположении высоких опор (пилонов) на суходоле можно использовать способ вертикального проектирования.

14.7.2. Геодезический мониторинг деформаций

Под мониторингом понимается наблюдение за окружающей средой, представляющей собой динамическую, т. е. постоянно изменяющуюся систему, с целью ее контроля, изучения, прогноза и охраны.

Мониторинг технического состояния мостовых сооружений становится необходимым элементом обеспечения безопасных условий их эксплуатации. Такой мониторинг проводится для мостов с большими пролетами и большой высоты, мостов со сложными конструктивными решениями и особенностями (висячих или вантовых систем и т. п.), мостов, эксплуатируемых в аварийном состоянии и в сложных инженерно-геологических, сейсмических или климатических условиях.

Составной часть мониторинга технического состояния является геодезический мониторинг, целью которого является своевременное выявление критичных величин деформаций, установление причин их возникновения, составление прогнозов развития деформаций, выработка и принятие мер для устранения негативных процессов.

Геодезический мониторинг бывает:

- периодический, в ходе которого поступление информации о контролируемых признаках происходит через установленные интервалы времени или операции;
- непрерывный, в ходе которого поступление информации о контролируемых признаках происходит без перерыва.

Основными средствами проведения геодезического мониторинга являются электронные тахеометры и аппаратура, работающая по сигналам спутниковых навигационных систем ГЛОНАСС и GPS

Для мониторинга мостовых сооружений, не подверженных активным динамическим деформациям, целесообразно использовать периодический мониторинг. В этом случае роботизированный тахеометр (опорная станция) устанавливается на стабильном геодезическом пункте длительной сохранности, а отражатели (мобильные приемники) — на контролируемых точках сооружения. После выполнения наблюдений данные обрабатываются, и выполняется сравнение полученных координат и высот с координатами и высотами из начального и предыдущего циклов.

При мониторинге мостовых сооружений, подверженных динамическим деформациям, на объекте создают систему непрерывного геодезического мониторинга. В этом случае роботизированный тахеометр (опорная станция) отражатели (мобильные приемники) устанавливаются только на постоянной основе, а также создаются системы коммуникаций и электроснабжения. На объекте работ оборудуется локальный центр управления, выполняющий функции сбора, обработки и анализа поступающей информации.

Системой непрерывного геодезического мониторинга кроме определения пространственного положения элементов конструкции мостов и их изменений во времени решаются также задачи определения геометрических параметров и выявления причин их изменения, производится вычисление динамических характеристик мостов и устанавливается их зависимость с внешними воздействиями, а также выдается предупреждение в случае несоответствия геометрических и динамических характеристик сооружения их допустимым значениям.

14.8. Геодезические работы при строительстве тоннелей

Геодезические работы, выполняемые в ходе строительства тоннелей, включают: создание геодезической основы строительства тоннеля; топографическую съемку местности; разбивочные работы, выполняемые в ходе строительства; наблюдения за деформациями тоннеля и земной поверхности в процессе строительства и при эксплуатации тоннеля.

Съемку местности выполняют в масштабе 1:10 000, а по трассе тоннеля в полосе шириной 100 — 200 м — в масштабе 1:1000 — 1:2000.

Геодезическая основа строительства тоннеля состоит из тоннельной геодезической сети, развиваемой на земной поверхности, и подземной полигонометрии, прокладываемой в тоннеле в ходе его строительства. Тоннельная геодезическая сеть на дневной поверхности служит для создания и закрепления на местности единой для всего тоннеля системы координат и высот и передачи координат и высот к входам в тоннель. Одновременно тоннельная геодезическая сеть служит разбивочной основой для строительства необходимых сооружений на земной поверхности.

Основным методом создания тоннельной геодезической сети при строительстве тоннелей большой протяженности (более 1 км) является построение линейно-угловой сети в виде цепочки треугольников и геодезических четырехугольников. Для подводных тоннелей сеть строят в виде одного геодезического четырехугольника с пунктами, расположенными на берегах реки. Геодезические сети для строительства метрополитенов занимают значительную

территорию и имеют более сложные формы. Пункты тоннельной геодезической сети располагают не далее 2 км от трассы тоннеля, по возможности вблизи порталов тоннеля и шахт, но вне зоны, где возможны деформации в ходе строительства тоннеля. Для тоннелей небольшой протяженности (до 1 км) тоннельную геодезическую сеть создают в виде хода полигонометрии.

Для увеличения фронта работ тоннели обычно строят, прокладывая подземные выработки встречными забоями. При этом задачей геодезических работ является обеспечение сбойки встречных забоев с необходимой точностью. При строительстве транспортных тоннелей для поперечной сбойки установлен допуск 10 см. Относя к каждому из встречных забоев половину этой величины, получим для одного забоя допуск 5 см. Этим определяются требования к точности геодезического обеспечения строительства тоннеля.

Геодезической основой подземных работ при строительстве тоннеля служит подземная полигонометрия. Ход подземной полигонометрии начинают от пункта тоннельной геодезической сети, расположенного на поверхности вблизи входа в тоннель. Координаты этого пункта и дирекционный угол направления на другой пункт тоннельной геодезической сети служат исходными для хода подземной полигонометрии, который продвигается по туннелю по мере продвижения забоя. Навстречу, от другого входа в тоннель, прокладывают такой же ход подземной полигонометрии.

Задачей тоннельной геодезической сети, построенной на земной поверхности, является передача от одного входа в тоннель к другому координат и дирекционного угла, служащих исходными для ходов подземной полигонометрии. Погрешность в передаче дирекционного угла влечет за собой неверное ориентирование встречных забоев, а вызванный ошибкой в координатах поперечный сдвиг — неверное расположение порталов тоннеля относительно его оси. При строительстве криволинейного тоннеля на точность сбойки встречных забоев влияет и продольный сдвиг. Отметим, что для обеспечения точности сбойки забоев при создании наземной тоннельной геодезической сети особенно важна точность угловых измерений.

Для приближенных расчетов необходимой точности измерений в тоннельной геодезической сети воспользуемся формулами, применяемыми в триангуляции. Заметим, что имеющая аналогичный вид линейно-угловая сеть будет несколько точнее. Названные выше погрешности в триангуляции характеризуются следующими приближенными формулами:

— средняя квадратическая погрешность передачи дирекционного угла

$$m_\alpha \approx m_\beta \sqrt{2n/3};$$

— поперечный сдвиг (при малом числе треугольников)

$$m_{п} \approx m_{\beta} L. \qquad (14.1)$$

Здесь m_{β} — средняя квадратическая погрешность измерения угла (радианы); n — число углов, используемых при передаче дирекционного угла; L — длина цепочки треугольников.

Погрешность m_{α} вызывает к середине тоннеля смещение

$$m_{см} = (L/2)m_{\alpha} = (L/2)m_{\beta}\sqrt{2n/3}. \qquad (14.2)$$

Точность измерения углов следует принимать такой, чтобы смещения, вычисляемые по формулам (14.1) и (14.2), не превышали 1/3 допуска (5 см).

Нормы точности измерений в тоннельной геодезической сети регламентируются действующей Инструкцией по геодезическим и маркшейдерским работам при строительстве транспортных тоннелей ВСН 160-69. Так, для тоннеля длиной 2 — 5 км установлены точность измерения углов 1,5″ и базисных сторон — 1/200 000 (то есть10 — 25 мм).

Новые возможности для построения тоннельной геодезической сети возникли с внедрением в практику спутниковых методов. Применение спутниковой аппаратуры позволяет уменьшить число пунктов и упростить схему сети. Взаимное положение пунктов, расположенных у входов в тоннель, с помощью относительных фазовых измерений определяют с высокой точностью — 5 мм в плане и 7 — 10 мм по высоте. При этом для создания возможности измерения примычного горизонтального угла при ориентировании подземной полигонометрии у каждого такого пункта должна быть обеспечена видимость на другой спутниковый пункт.

Если условия не позволяют создать пункты тоннельной геодезической сети у входа в тоннель, то для передачи к входу направлений и координат прокладывают ход, так называемой подходной полигонометрии, опирающийся на пункты тоннельной сети. Инструкцией ВСН 160-69 в подходной полигонометрии угловые невязки ограничены допуском $8''\sqrt{n}$, а линейные — относительной погрешностью 1/20 000. Эти допуски удовлетворяются, если выполнять измерения электронным тахеометром, обеспечивающим точность измерения углов 2″ и расстояний 2 — 3 мм. Углы в ходах полигонометрии измеряют тремя приемами, а длины линий дважды — в прямом и обратном направлениях.

Подземную полигонометрию прокладывают в виде двух висячих ходов:

— хода основной полигонометрии со сторонами 50 — 100 м, обеспечивающего точность сбойки встречных выработок;

— хода рабочей подземной полигонометрии со сторонами 25—50 м, обеспечивающего достаточное число геодезических пунктов для различных разбивочных работ внутри тоннеля.

При длине хода более 1 км строят еще главный ход со сторонами 200 — 800 м. Углы в главном ходе измеряют, а длины сторон могут быть измерены, но можно их и вычислить, проецируя на каждую сторону главного хода замыкающие ее стороны основной подземной полигонометрии.

Знаками в подземной полигонометрии служат отрезки металлических стержней в бетонных монолитах и обделке тоннеля, а также высверленные и зачеканенные медью отверстия в металлических обделках. Часто пункт полигонометрии имеет вид кронштейна со столиком, укрепленного на стенке тоннеля. Столик предназначен для установки на нем с принудительным центрированием геодезического прибора.

При строительстве транспортных тоннелей большой протяженности в ряде случаев кроме горизонтальных входов в тоннель устраивают еще входы через вертикальные шахтные стволы, которые используются для ориентирования подземных выработок, а также для устройства дополнительных забоев с целью сокращения сроков строительства. Ориентирование подземной полигонометрии и передачу координат через вертикальный шахтный ствол выполняют с помощью шахтных отвесов.

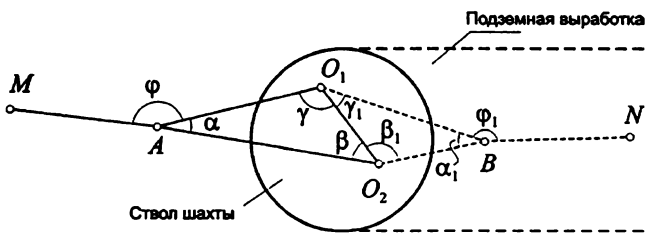


Рис. 14.11. Ориентирование подземной полигонометрии с помощью отвесов

Два шахтных отвеса опускают в шахтный ствол. Их нижние концы с грузом (от 30 до 150 кг) погружают в сосуды с жидкостью. На поверхности вблизи ствола шахты ставят теодолит на пункте геодезической сети A (рис. 14.11) и измеряют горизонтальные углы φ и α между направлениями на отвесы и на другой пункт геодезической сети M, а рулеткой — расстояния между отвесами O_1O_2 и от теодолита до отвесов AO_1 и AO_2. По результатам измерений с контролем из треугольника AO_1O_2 находят углы β и γ и, зная дирекционный угол α_{MA} направления с пункта M на пункт A, вычисляют дирекционный угол направления с отвеса O_1 на отвес O_2.

Под землей теодолитом, установленным на пункте подземной полигонометрии B, измеряют углы φ_1 и α_1 между направлениями на отвесы и на другой пункт подземной полигонометрии N. Рулеткой измеряют расстояние между отвесами O_1O_2 и расстояния от теодолита до отвесов BO_1 и BO_2. По результатам измерений вычисляют углы β_1 и γ_1 треугольника BO_1O_2. Зная дирекционный угол направления O_1O_2 и углы β_1, γ_1 и φ_1, вычисляют дирекционные углы направлений O_1B, O_2B и BN.

Точность передачи направления с помощью шахтных отвесов $8-10''$.

Шахтными отвесами можно воспользоваться также и для передачи в тоннель координат. Зная координаты пункта A, а также длины и дирекционные углы отрезков AO_1 и AO_2 и O_1B и O_2B, вычислим координаты пункта подземной полигонометрии B.

Другим способом определения направления под землей является ориентирование с помощью гиротеодолита, представляющего собой теодолит, снабженный гироскопом, ось которого во время измерений совершает затухающие колебания около плоскости меридиана. С гироскопом связан горизонтальный круг прибора, по отсчетам которого определяют азимут направления визирной оси зрительной трубы.

Высотную геодезическую основу тоннеля на дневной поверхности создают, прокладывая в полосе местности, равной пятикратной глубине заложения тоннеля, сеть нивелирных ходов II класса (при длине тоннеля до 2 км — III класса). К стволам и порталам отметки передают ходами III класса. В тоннель отметки передают через портал геометрическим нивелированием.

Для передачи отметки через вертикальный ствол над горловиной шахты устанавливают лебедку 3 (рис. 14.12), с помощью которой в шахту опускают шкаловую ленту с грузом 4. Ленты изготовляют длиной 100, 200, 500 и даже 1000 м. На реперы на дневной поверхности $Р_п$ и под землей $Р_т$ устанавливают рейки *1* и *6*. С помощью нивелиров *2* и *5* берут отсчеты по рейкам (a и b) и по ленте (с и d). Превышение h репера $Р_п$ над реперам $Р_т$ вычисляют по формуле

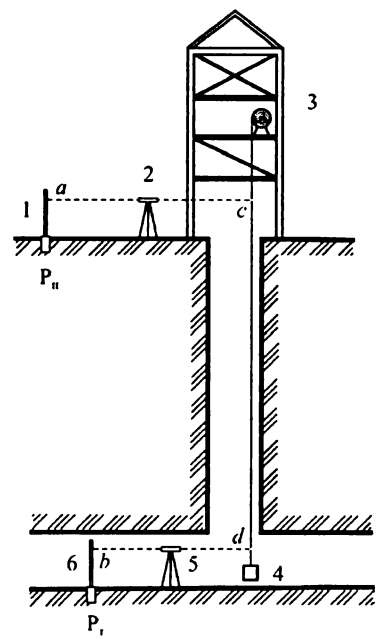


Рис. 14.12. Передача отметки через ствол

$$h = c - d - a + b + \Delta l + \Delta k + \Delta t ,$$

где Δl, Δk, Δt — поправки за удлинение ленты от собственной массы, за компарирование и температуру.

При глубине ствола, большей 150 м, применяют глубиномер ДА-2, в котором сматываемая с лебедки проволока вращает мерный диск. Счетчик числа оборотов диска показывает длину вытравленной в шахту проволоки и тем самым глубину шахты.

Глубину шахты можно измерить также электронным тахеометром, установленным внизу и ориентированным вертикально вверх.

В подземных выработках высотную основу создают, прокладывая по пунктам полигонометрии нивелирные ходы IV класса. Исходными для таких ходов служат реперы, отметки которых определены передачей с дневной поверхности.

Опираясь на пункты полигонометрии и нивелирования, выполняют разбивочные работы, основным содержанием которых являются вынесение в натуру оси тоннеля и заданных отметок, разбивка по габариту обделки тоннеля, разбивка при укладке железнодорожного пути.

Глава 15

ГЕОДЕЗИЧЕСКИЕ РАБОТЫ ПРИ СТРОИТЕЛЬСТВЕ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ

15.1. Общие положения

Для выполнения геодезических работ в строительных организациях существует геодезическая служба, основными задачами которой являются:

- создание геодезической разбивочной основы;
- производство детальных разбивочных работ;
- контроль геометрических параметров конструкций зданий и сооружений в процессе строительства;
- наблюдение за деформациями оснований и сооружений.

Геодезические работы являются неотъемлемой частью процесса строительства объекта, и ведут их на основе геодезической части проекта производства работ (ППР).

При строительстве сложных сооружений и зданий выше девяти этажей разрабатывают отдельный проект производства геодезических работ (ППГР), подробно включающий следующие разделы:

1. *Организация геодезических работ на строительной площадке.* В этом разделе излагается технология производства геодезических работ на строительной площадке, календарный план, объем и смета на производство геодезических работ.

2. *Основные геодезические работы.* В данном разделе излагается материал построения и уравнивания разбивочной основы строительной площадки, способы закрепления пунктов разбивочной основы.

3. *Геодезические работы нулевого цикла строительства.* Здесь приводятся методика разбивки и закрепления основных и детальных осей сооружений, конструкции знаков закрепления, методики разбивки котлована и фундаментальной части сооружении, методы ведения исполнительной съемки каждого этапа работ.

4. *Геодезические работы при возведении наземной части сооружений.*

Приводятся методы создания внешней и внутренней разбивочной основы зданий и сооружений, способы передачи осей и отметок на монтажные горизонты, методы детальных разбивочных работ, способы контроля геометрии монтируемых конструкций, виды исполнительной документации.

Геодезические работы выполняют на основе строительного паспорта и проектной документации. Строительный паспорт — документ, устанавливающий право пользования и условия для проектирования объекта.

Основными видами проектной документации являются: генеральный план и рабочие чертежи проекта.

Генеральный план составляют на основе топографического плана масштабов 1:500 или 1:1 000, помещая на него всю проектную ситуацию и рельеф, а также подземные коммуникации и границы участка.

При выполнении разбивочных работ геодезисты пользуются рабочими чертежами проекта, составленными в масштабах 1:200 и крупнее.

15.2. Допуски и классы точности разбивочных работ

Геометрия зданий и сооружений является одним из важнейших показателей качества строительства.

Точность соблюдения геометрических параметров регламентируется ГОСТом 21779-82 (Система обеспечения точности геометрических параметров в строительстве. Технологические допуски). Приведенные в нем технологические допуски Δ рассчитаны на основе теории размерных цепей и включают в себя допуски на изготовление, монтаж и разбивку строительных конструкций. Исходя из допуска Δ, определяют симметричное предельно допускаемое отклонение от проектной оси $\delta = \Delta / 2$. Среднюю квадратическую ошибку разбивочных работ m_p вычисляют по формуле:

$$m_p = \delta / tk,$$

где t — нормирующий множитель; k — коэффициент пренебрегаемого влияния ошибок геодезических измерений.

Обычно t принимают равным 3, а $k = 3$ или 2, так что $m_p = \delta / 9$ или $\delta / 6$.

Исходя из величины m_p рассчитывают точность угловых и линейных измерений при разбивке точек сооружений в соответствии с формулами (12.1, 12.5).

Точность разбивки типовых сооружений регламентирует табл. 2 из СНиП 3.01.03-84 (Геодезические работы в строительстве), в которой все виды сооружений разделены на 6 классов точности.

15.3. Геодезические работы нулевого цикла строительства зданий и сооружений

Разбивка и закрепление осей сооружений. Вначале от пунктов разбивочной основы строительной площадки на местности намечают положение главных и основных осей сооружений. Для типовых зданий прямоугольной формы от ближайших пунктов основы выносят в натуру одну из продольных осей, на ее основе, используя теодолит и рулетку, откладывают проектные размеры прямоугольника, контролируя разбивку путем измерения диагоналей и прямых углов с допусками, указанными в табл. 15.1. Основные оси закрепляют створными знаками за пределами зоны земляных работ (рис. 15.1).

Таблица 15.1

Класс точности	Характеристика сооружений	Величины средних квадратических ошибок измерений		
		линейные измерения (относительная)	угловые измерения	определение превышения на станции, мм
1	Металлические конструкции, сборные железобетонные конструкции, монтируемые методом самофиксации в узлах; сооружения высотой свыше 100 м или с пролетами более 30 м	1: 15 000	5	1
2	Здания свыше 15 этажей, сооружения выше 60 м или пролетами от 18 до 30 м	1: 10 000	10	2
3	Здания свыше пяти этажей, сооружения высотой от 15 до 60 м или пролетами от 6 до 18 м	1: 5000	20	2,5
4	Здания до пяти этажей, сооружения высотой до 15 м или с пролетами до 6 м	1: 3000	30	3
5	Конструкции из дерева; инженерные сети, дороги, подъездные пути	1:2000	30	5
6	Земляные сооружения, в том числе вертикальная планировка	1: 1000	45	10

Точки закрепления намечают от углов прямоугольника. Створ оси задают визирной осью теодолита. Вдоль него откладывают рулеткой расстояния до точек закрепления. Расстояния выписывают на схему закрепления осей с точностью до 1 мм. Точки закрепляют железобетонными знаками с металлической пластиной, на которой керном намечают точку оси. Осевые точки можно закреплять также на стенах соседних зданий, рисуя на них масляной краской геометрические фигуры.

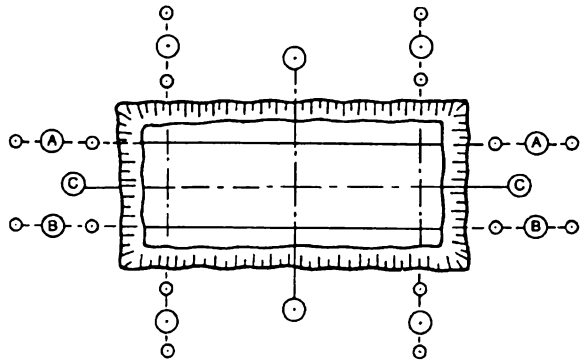


Рис. 15.1. Типовая схема закрепления осей сооружений

Часто для закрепления основных и промежуточных осей используют *строительную обноску* (сплошную или створную). Наиболее широко применяют инвентарные металлические обноски, закрепляющие отдельные оси. Обноску устанавливают горизонтально и параллельно основным осям на высоте 40 — 60 см от поверхности земли и на расстоянии 1 — 2 м от верхней бровки котлована. Основные оси переносят на обноску теодолитом, промежуточные — отложением на обноске межосевых расстояний. Положение осей на деревянной обноске закрепляют гвоздями, на металлической — специальными передвижными хомутиками.

Геодезические работы при сооружении котлованов. Геодезические работы при сооружении котлованов состоят в разбивке на местности бровки и подошвы котлована, сопровождении работы землеройных механизмов и исполнительной съемке готового котлована.

Вначале на местности намечают границы бровки котлована, откладывая от основных осей здания расстояния $d_б$ определяемые формулой

$$d_б = d_п + (H_б - H_п) : m,$$

где $d_п$ — расстояние от основной оси до подошвы котлована; $H_б$ и $H_п$ — отметки бровки и подошвы котлована; m — коэффициент крутизны откоса (тангенс угла наклона откоса).

После этого вдоль бровки устанавливают строительные шаблоны — *откосники*, задающие направление откосов, и начинают послойную разработку котлована, в процессе которой геодезисты задают направляющие лучи и плоскости, необходимые для работы землеройных механизмов, с помощью визирок, лазерных приборов или светоуказательных устройств.

В процессе разработки глубоких котлованов приходится выполнять периодически нивелирование поверхности котлована с со-

ставлением *картограммы земляных работ* с целью определения объемов земляных работ.

По окончании разработки котлована проводят планировку и зачистку откосов и дна котлована и выполняют *исполнительную съемку*, в процессе которой определяют отклонение геометрии котлована от проектной, допуская недоборы грунта до 5 см. Для исполнительной съемки на дно котлована переносят основные оси и устанавливают временные реперы, отметки которых определяют способами, изложенными в главе 12.

Геодезические работы при монтаже фундаментов. При возведении сборных или монолитных фундаментов на дно котлована передают точки пересечения осей сооружений способом створных засечек. Для этого по обноске натягивают проволоки, и точки пересечения осей передают вниз с помощью нитяных отвесов. Под ними устанавливают *угловые* и *маячные* блоки сборного фундамента. Промежуточные блоки монтируют по проволоке — *причалке*. По окончании монтажа сборного фундамента выполняют исполнительную съемку, допуская отклонения в плане и по высоте до 1 см.

При возведении монолитного фундамента строят опалубку, в которую устанавливают арматуру, закладные части и заливают их бетоном.

Особо трудоемки работы по установке опорных устройств (болтов), служащих для закрепления металлоконструкций и оборудования. В плане их устанавливают в проектное положение от осей, вынесенных и закрепленных на опалубке, по высоте — с помощью нивелира. Вертикальность строительных конструкций выверяют отвесом, горизонтальность — с помощью накладных уровней.

Для удобства работ, на каждую стандартную группу опорных болтов изготовляют шаблон (монтажный кондуктор), представляющий собой рамное устройство, на котором в соответствии с проектом просверлены отверстия с местах установки болтов.

Совместив оси кондуктора с разбивочными осями и установив его верхнюю плоскость на проектную отметку, производят установку опорных болтов по центру отверстий и выверяют их вертикальность.

Для установки колонн в фундаменте устраивают специальные углубления — стаканы, которые требуют не менее точгой разметки, чем анкерные устройства. Поэтому отклонения, выявленные при исполнительной съемке этих устройств, не должны превышать 5 мм как в плане, так и по высоте, а отклонения от вертикальности и горизонтальности 1:1000 — 1500 от линейного размера.

При отсутствии обноски, передачу основных осей на дно котлована и конструкции фундамента ведут непосредственно теодолитом с точек закрепления осей.

По окончании монтажа фундамента, основные (или смещенные, так наз. *монтажные*) оси и рабочие репера переносят на верх фундамента, где закрепляют их с помощью закладных деталей, или путем откраски.

15.4. Геодезические работы наземного цикла строительства зданий и сооружений

Построение внутренней разбивочной основы зданий и сооружений;

Внутренняя разбивочная основа зданий и сооружений создается в виде основных или смещенных от них внутрь зданий на постоянную величину монтажных осей. Передача осей на монтажные горизонты в этом случае выполняется способом наклонного проектирования с помощью теодолита (рис. 15.2).

Для этого устанавливают теодолит в точке закрепления основной оси (точка A) и приводят его в рабочее положение. Затем наводят зрительную трубу на вынесенную на фундамент здания точку той же оси (точка $A_ф$), совмещая с ней центр сетки нитей теодолита, после чего вращением трубы проектируют точку $A_ф$ на монтажный горизонт, отмечая проекцию чертой (риской) $A_м$. Проектирование выполняют при двух положениях вертикального круга и если обе проекции размещаются внутри видимого интервала между нитями биссектора сетки нитей, то за окончательное положение берут точку намечаемую в середине между рисками. Точки A, $A_ф$ и $A_м$ в этом случае задают вертикальную плоскость.

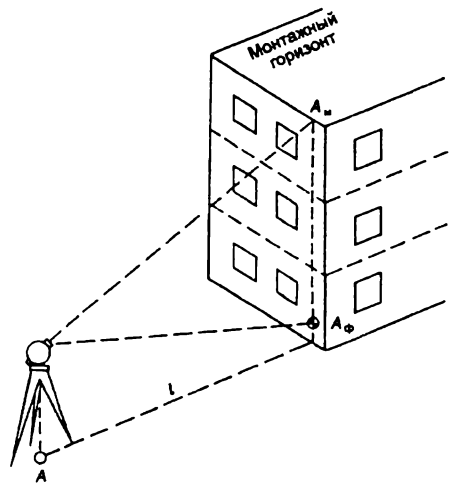


Рис. 15.2. Передача осей на монтажные горизонты способом наклонного проецирования

При строительстве зданий и сооружений повышенной этажности на исходном горизонте создают *внутреннюю разбивочную сеть* в виде *базисной геометрической фигуры*, повторяющей контур здания, чаще всего в виде геодезического четырехугольника трилатерации *ABCD* прямоугольной формы (рис. 15.3), стороны которого параллельны основным осям.

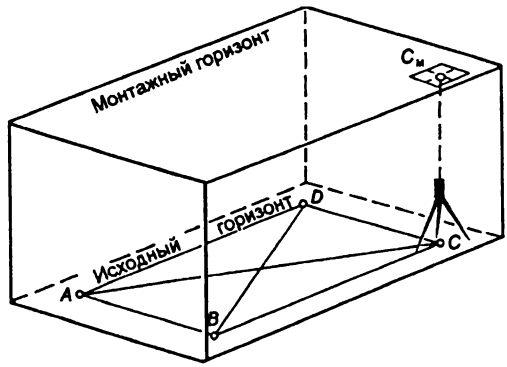


Рис. 15.3. Создание внутренней разбивочной сети на исходном горизонте с передачей точек на монтажные горизонты способом вертикального проецирования

Все шесть сторон геодезического четырехугольника измеряют стальной компарированной рулеткой с относительной ошибкой порядка 1:10 000 – 1:25 000 и выполняют уравнивание измерений методом наименьших квадратов с вычислением координат точек *A*, *B*, *C* и *D*. Перед монтажом очередного этажа здания точки базисной фигуры переносят на монтажный горизонт способом вертикального проектирования через специально оставляемые для этого, в перекрытиях технологические отверстия (см. рис. 15.3). Чаще всего для этого используют зенит-прибор *PZL* (Германия), выполненный на базе высокоточного компенсационного нивелира *Ni* 007 фирмы Карл Цейсс Иена. Прибор имеет горизонтальный круг с точностью отсчета 1'. Для выноса в натуру отвесной линии прибор устанавливают над точкой базисной фигуры (точка *C* на рис. 15.3), приведя его в рабочее положение. При этом визирная ось прибора займет отвесное положение. Над технологическим отверстием на монтажном горизонте укрепляют палетку из прозрачного материала с нанесенной на ней сеткой квадратов и отмечают на ней положение цен-фа сетки нитей зенит-прибора. Проектирование повторяют при четырех положениях горизонтального круга, расположенных через 90°. Среднее положение точки *C* базисной фигуры на монтажном горизонте (точка $C_м$) принимают за окончательное.

После выноса всех точек на монтажном горизонте выполняют контрольные линейные измерения и производят их уравнивание с

учетом ошибок исходных данных, или с учетом неизменности координат центра тяжести и среднего дирекционного угла фигуры.

Средняя квадратическая ошибка проектирования точек этим прибором составляет величину порядка 1 — 2 мм на 100 м высоты. Весьма удобны для целей вертикального проектирования лазерные зенит-приборы, поскольку точка пересечения лазерного луча с палеткой видна непосредственно.

В зависимости от величины изменения координат точек базисной фигуры на монтажном горизонте точки либо оставляют на месте, либо редуцируют, после чего используют их для разметки монтажных осей.

Высотная разбивочная сеть на монтажном горизонте создается геометрическим нивелированием относительно реперов исходного горизонта. Для передачи отметок исходного горизонта на монтажный используют способы, изложенные в главе 12.

Геодезические работы при монтаже строительных конструкций. Перед началом монтажа на сборные элементы строительных конструкций наносят установочные риски, определяющие их оси. При установке колонн в стаканы эти риски совмещают с соответствующими рисками стаканов.

Установку колонн в вертикальное положение осуществляют с помощью отвеса (при высоте колонн до 10 м), либо методом наклонного проектирования с использованием двух теодолитов, установленных в створе взаимно перпендикулярных разбивочных осей колонны на расстоянии порядка полуторной высоты колонны. Приведя теодолит в рабочее положение, совмещают центр сетки нитей зрительной трубы с нижней риской колонны и, поднимая трубу, проектируют ось на верх колонны. Одновременно такие же действия выполняют вторым теодолитом. При несовпадении центра сетки нитей с верхней риской колонну наклоняют так, чтобы верхние осевые риски совпадали с центрами сетки нитей каждого теодолита. Такое проектирование выполняют при двух положениях вертикального круга.

Метод наклонного проектирования используют и для определения *невертикальности* (крена) колонн. В этом случае центр сетки нитей вначале наводят на верхнюю осевую риску колонны, а затем, опуская трубу теодолита вниз, проектируют ее на нижнюю часть колонны при двух положениях круга. Расстояние от среднего положения проекций до нижней осевой риски определяет линейную величину крена колонн. Разделив ее на расстояние между нижней и верхней рисками по высоте, определяют относительную величину крена, допуск для которого устанавливается строительной нормативной литературой.

Выверку вертикальности ряда колонн эффективнее выполнять способом бокового нивелирования, сущность которого состоит в

том, что на местности, параллельно разбивочной оси ряда колонн, фиксируют параллельный створ AA' на расстоянии d, не превышающем длины рейки (рис. 15.4).

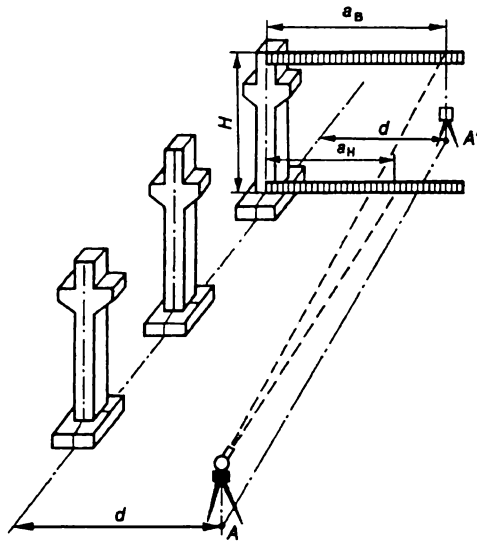


Рис. 15.4. Выверка колонн способом бокового нивелирования

В точке A створа устанавливают теодолит, приводят в рабочее положение и ориентируют коллимационную плоскость зрительной трубы по створу путем наведения центра сетки нитей на визирную цель, установленную в точке A'.

Перемещая трубу в коллимационной плоскости, берут отсчеты ($a_в$ и $a_н$) по горизонтальной рейке, нулевое деление которой совмещают с верхней и нижней осевыми рисками. Отсчитывание выполняют при двух положениях круга с вычислением среднего из двух отсчетов.

По результатам измерений вычисляют отклонение оси колонны от разбивочной оси

$$\Delta = d - a_н;$$

линейную, и относительные величины крена колонн $e = a_в - a_н$ и e / H, где H — высота колонны.

Установку стеновых панелей и блоков выполняют относительно монтажных осей с помощью шаблонов или реек. Для установки их по высоте используют маяки — деревянные или керамические плитки различной толщины, укрепленные в местах установки панелей и блоков на проектной отметке. Вертикальное положение панели устанавливают по отвесу.

Исполнительные съемки. Исполнительные съемки сопровождают все этапы строительных работ. Их выполняют, чтобы устано-

вить отклонения фактического положения элементов и конструкций от проекта. В процессе строительства объекта ведутся текущие исполнительные съемки, по его завершении — окончательная.

Исполнительные съемки выполняют, опираясь на строительную разбивочную основу, с точностью не ниже, чем точность разбивочных работ.

Результаты исполнительных съемок фиксируют на исполнительных планам и схемах, где показывают проектные размеры конструкций, расстояния между осями, величины и направления отклонений элементов и конструкций от проектного положения. Эти данные сравнивают с допусками, приведенными в соответствующих СНиП для каждой конструкции или этапа строительства объекта.

Окончательную исполнительную съемку фиксируют на планах масштабов 1:200, 1:500 или 1:1000 и сопровождают отчетной документацией содержащей сведения о видах и точности строительной разбивочной основы, результатах текущих исполнительных съемок.

Заключительным видом исполнительной документации является *исполнительный генеральный план*, используемый при эксплуатации строительного комплекса для решения всех вопросов ремонтно-строительного характера.

15.5. Наблюдение за деформациями инженерных сооружений

Общие сведения. В период строительства и эксплуатации инженерное сооружение воздействует на основание и фундамент, приводя к сжиманию подстилающих грунтов и смещению сооружения. Особенно опасны неравномерные смещения, приводящие к деформации сооружений, а иногда к катастрофическим разрушениям последних.

Поэтому в процессе строительства и по его завершении проводят периодические наблюдения за смещениями сооружений. Часто ограничиваются наблюдением за вертикальными смещениями (осадками) сооружений. Необходимость в измерении горизонтальных смещений возникает при строительстве сооружений на склонах, в оползневых и закарстованных районах, при динамических воздействиях на сооружения, на кривых участках железных дорог и в других сложных случаях.

Основные виды деформаций. Основой (базисом) сооружений железнодорожного транспорта является земляное полотно. Земляное полотно может подвергаться: осадке, набуханию, расползанию и сползанию. Осадки, чаще всего возникают на свежеотсыпанных насыпях, но могут возникнуть и на старых, при увеличении нагруз-

ки на путь, или загрязнении его верхнего строения. *Осадкой* называют смещение точки в вертикальной плоскости.

Расползание возникает в недоуплотненных грунтах, а также в насыпях с неустойчивыми откосами. При расползании грунт смещается вниз и в сторону. При этом заложенные в откосы *деформационные знаки* смещаются вниз. В ту же сторону происходит и наклон знака. При этом происходит равномерная осадка всей основной площадки земляного полотна. *Оползень пластический* отличается от расползания насыпи тем, что смещается только часть основной площадки. В *оползне твердой консистенции* наблюдается скольжение локального массива грунта по *поверхности скольжения*. Деформационные знаки будут иметь одинаковый наклон в сторону верха откоса. В местах отсыпания насыпей на косогорах и прижимах может происходить сползание насыпи.

В районах с сезонным промерзанием и протаиванием грунтов, особенно в районах распространения вечной мерзлоты, большую опасность представляют *пучины и наледи*, приводящие к большим и неравномерным деформациям обводненных грунтов земляного полотна.

В результате динамических воздействий, в недостаточно уплотненной основной площадке земляного полотна, могут образоваться специфические деформации, так наз. *балластные корыта* и *ложа*.

К деформациям верхнего строения пути следует отнести износ и уплотнение частиц балласта, износ рельс и рельсовых скреплений.

Наблюдается различие характера деформаций на прямых и кривых участках железных дорог. Если на прямых участках преобладают вертикальные деформации, то в кривых вектор деформаций смещается к центру кривой, что приводит порой к уходу пути в плане и появлению значительных неравномерных горизонтальных и вертикальных деформаций.

Деформации искусственных сооружений железнодорожного транспорта (мостов, тоннелей, труб, контактной сети и т. п.) могут характеризоваться; *осадкой*, *средней осадкой*, *интенсивностью осадки*, *креном*, *относительным прогибом*, *кривизной*, *горизонтальным смещением*.

Осадки и горизонтальные смещения, измеренные относительно каких-либо точек сооружения, называют относительными. Смещения, получаемые от опорных, практически неподвижных геодезических знаков, — абсолютными. Смещения $\delta^k x_j$, $\delta^k y_j$, $\delta^k H_j$, вычисляют по разности координат точки j в k-ом и нулевом (начальном) циклах измерений.

Наблюдения за осадками сооружений. Постановка наблюдений за осадками сооружений предусматривает следующие основные этапы:

1. Определение необходимой точности и периодичности измерений.

2. Создание опорной геодезической сети.

3. Выбор методики нивелирования осадочных марок.

Большая часть осадочных процессов носит затухающий характер и может быть аппроксимирована экспоненциальной зависимостью вида:

$$\delta H_i = \delta H_k (1 - e^{-\alpha t_i}),$$

где δH_i — осадка, полученная на момент времени t_i в i-ом цикле измерений; δH_k — ожидаемая конечная осадка; α — коэффициент затухания осадочного процесса.

Из графика этой функции, представленной на рис. 15.5, видно, что в начале процесса осадки идут наиболее интенсивно.

Поэтому в этот период наблюдения выполняют чаще, а по мере затухания интервалы между циклами нивелирования постепенно увеличивают. При назначении точности измерения осадок обычно исходят из расчетной величины ожидаемых осадок. В простейшем случае среднюю квадратическую ошибку измерения осадки $m_{\delta H}$ принимают равной 1 / 10 от величины ожидаемой осадки. Данные по точности измерения деформаций типовых зданий и сооружений приведены также в СНиП 3.01.03-84.

Для наблюдения за осадками сооружений на объекте создают высотную опорную сеть, представляющую собой систему реперов, связанных между собой ходами высокоточного нивелирования. В зависимости от сложности сооружения и требуемой точности измерений, применяют глубинные, свайные и обычные стенные и грунтовые репера. Абсолютную неподвижность реперов обеспечить практически невозможно, поэтому опорную сеть периодически нивелируют и уравнивают. Основным методом нивелирования опорной сети является геометрическое нивелирование способом из середины с укороченными до 20 — 40 м лучами.

При проектировании схемы измерения осадок от требуемой средней квадратической ошибки измерения осадки $m_{\delta H}$ точки M переходят к средней квадратической ошибке измерения отметки по формуле:

$$m_{H_M} = m_{\delta H_M} / \sqrt{2}.$$

Обычно опорные сети проектируют так, чтобы передача отметки с репера на осадочную марку M осуществлялась с одной

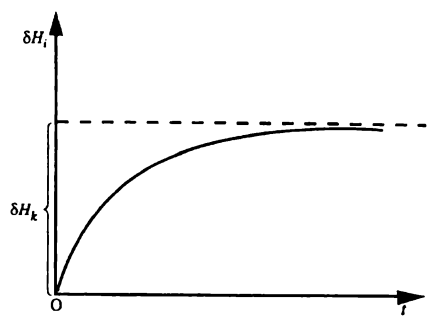


Рис. 15.5. Аппроксимация процесса осадок

станции. Поэтому для определения величины $m_{H_м}$ можно использовать формулу:

$$m_{H_м} = \sqrt{\mu_1^2 / P_i + \mu_2^2},$$

где μ_1 — средняя квадратическая ошибка единицы веса при нивелировании реперов; μ_2 — средняя квадратическая ошибка определения превышения на станции при нивелировании осадочных марок; P_i — вес i-го репера (от которого определяется отметка точки M), известный из уравнивания.

Поскольку вес, в основном, определяется формой сети, связанной с формой сооружения, то требуемую точность измерения отметок $m_{H_м}$ достигают варьированием параметров μ_1 и μ_2. Эти параметры связывают с классом нивелирования, имея в виду, что средняя квадратическая ошибка определения превышения на станции равна 0,16; 0,3; 0,65; 3,0 и 8,3 мм для нивелирования I, II, III, IV классов и технического соответственно.

Небольшие по протяженности сети обычно уравнивают как свободные. В этом случае ошибки исходных данных не искажают результаты измерений. При нивелировании протяженных объектов точность падает пропорционально удалению от исходного репера, поэтому при уравнивании повторных измерений рекомендуется разделять сеть на отдельные участки, применяя принципы свободного уравнивания.

Осадочные марки закладывают по периметру исследуемого сооружения. Они также как и репера могут быть стенного и грунтового типа. Нивелирование осадочных марок выполняют геометрическим (способы: из середины, с двух станций и одно штативный), тригонометрическим, гидростатическим и фотограмметрическим методами.

По отметкам осадочных марок вычисляют осадки, строят их графики, аппроксимируют численные результаты аналитическими выражениями, которые используют для прогнозирования работы сооружений и принятия своевременных мер по обеспечению безопасности работы сооружений.

Определение горизонтальных смешений. Наблюдение за горизонтальными смещениями проводят примерно по той же схеме, что и в случае наблюдения за осадками, т. е. определяют требуемую точность и периодичность измерения горизонтальных смещений, создают опорную геодезическую сеть, выбирают методику измерения горизонтальных смещений, производят обработку и анализ результатов измерении.

Опорные геодезические сети закрепляют по типу закрепления пунктов государственных геодезических сетей. Координаты пунктов опорных геодезических сетей определяют из высокоточных комбинированных линейно-угловых и спутниковых измерений.

Для измерения координат деформационных марок, закладываемых в конструкциях сооружений, применяют те же методы, а также створные (в том числе боковое нивелирование) и фотограмметрические способы.

Для определения крена (наклона) высоких сооружений (мачт, колонн и т. п.) измеряют координаты их осевых точек верхней и нижней части. По разности координат определяют линейную величину крена. Разделив ее на расстояние между наблюдаемыми осевыми точками по высоте получают угловую величину крена.

Измерение крена можно выполнять также и специальными приборами — кренометрами и с помощью отвесов.

Глава 16

ГЕОДЕЗИЧЕСКИЕ РАБОТЫ ПРИ ЭКСПЛУАТАЦИИ ЖЕЛЕЗНЫХ ДОРОГ

16.1. Геодезические работы при текущем, среднем и капитальном ремонтах

В соответствии с нормами содержания пути в определенные сроки выполняют тот или иной вид ремонта.

Перед *капитальным ремонтом* выполняют полную съемку плана и профиля ремонтируемых путей. По этим данным составляют топографический план участка, поперечные продольные профили пути и полотна. На электрифицированных участках дополнительно измеряют высоту подвески проводов контактной сети.

После составления проекта капитального ремонта все элементы путевого развития выносят в натуру от пунктов геодезической основы или реперной сети обычными способами с обязательным контролем по элементам соседних твердых контуров, не подвергавшихся ремонту.

Перед сдачей отремонтированного участка выполняют исполнительную съемку планов и профиля путей, при которой выявляют все отступления от проекта, с целью последующего точного приведения пути в проектное положение.

При *среднем ремонте* по результатам съемки кривых производят расчет и выправляют кривую. Кривая при этом, как правило, не занимает проектного положения, но обеспечивает плавность движения поездов. Необходимое возвышение рельсов в кривых устанавливают путем нивелирования.

При *текущем ремонте* выполняют аналогичные работы, в процессе который выявляют места просадок, пучин, нивелируют и снимают кюветы, нагорные канавы для восстановления их проектного очертания.

В местах просадок и пучин выполняют детальное топографическое и геологическое обследование участка пути и составляют проект его оздоровления, который затем выносят в натуру от ближайших пунктов геодезической основы и твердых контуров.

16.2. Съемка и расчет железнодорожных кривых

В процессе эксплуатации железнодорожных путей кривые постепенно теряют свои правильные очертания, поэтому периодически выполняют съемку кривых с целью приведения их в проектное положение путем рихтовки. Величину рихтовки r_i i-ой точки кривой вычисляют по разности проектной $Э_i^п$ и снятой эвольвент $Э_i^с$, т. е.

$$r_i = Э_i^п - Э_i^с.$$

Известно, что для круговой кривой

$$Э_i^п = \frac{S^2}{2R};$$

где S — текущая длина кривой, R — ее радиус.

Величина снятой эвольвенты

$$Э_i^п = \sum_1^i d_i \varphi_i;$$

где d_i — длина хорды при съемке кривой, φ_i — угол поворота хорды относительно начальной линии тангенса (*азимуты хорд*).

В зависимости от способа определения азимутов, на практике применяют 3 основных способа съемки кривых: 1) *способ стрел изгиба*, 2) *способ Гоникберга* (изыскательский), 3) съемку кривых электронным тахеометром.

Способ стрел изгиба (путейский) наиболее прост и широко используется при текущем содержании пути. При этом способе кривая разбивается через одинаковые интервалы ΔS, равные 5 или 10 м. После чего от хорды d длиной 10 или 20 м измеряют стрелы $f_1, f_2, f_3, ..., f_i$. (рис. 16.1).

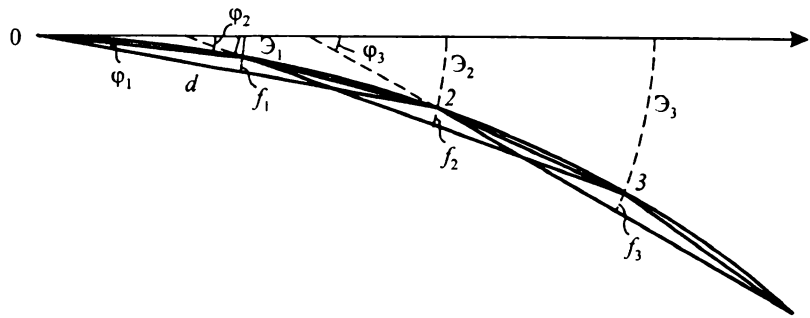


Рис. 16.1. Съемка кривой по способу стрел изгиба

Учитывая незначительную величину отрезка ΔS, эвольвенты можно заменить отрезками ломанной и написать группу равенств:

$$Э_o = 0;$$
$$Э_1 - Э_o = Э'_{1-0} = f_1;$$
$$Э_1 = f_1;\ Э_2 - 2Э_1 + Э_o = Э''_1 = 2f_1;$$
$$Э_2 - Э_1 = Э'_{2-1} = 3f_1;$$
$$Э_2 = 4f_2;\ Э_3 - 2Э_2 + Э_1 = Э''_2 = 2f_2;$$
$$Э_3 - Э_2 = Э'_{3-2} = 3f_1 + 2f_2;$$
$$Э_3 = 7f_1 + 2f_2.$$

Таким образом, вторые разности эвольвент в точках *1* и *2* равны удвоенным стрелам f_1 и f_2 в тех же точках. По индукции, для любой точки i кривой, можно написать разностное уравнение:

$$-Э_{i-1} + 2Э_i - Э_{i+1} = 2f_i;\ \ i = 1, 2, ..., n-1,$$

откуда следует, что азимуты хорд и эвольвенты можно вычислить по формулам:

$$\varphi_i = \frac{2\sum_1^i f_i}{d},\ Э_i = d\sum_1^i \varphi_i.$$

Эвольвенты можно вычислить и непосредственно по формуле:

$$Э_i = 2\,(if_1 + (i-1)f_2 + (i-2)f_3 + ... + f_1).$$

Геометрическая схема измерений в рассматриваемом способе съемки ненадежна. Она представляет собой схему вытянутых треугольников с измеренными высотами и приводит к быстрому накоплению ошибок. По исследованиям С.И. Матвеева, среднюю квадратическую ошибку эвольвенты конца кривой, при условии, что $Э_o = Э_1 = 0$, можно подсчитать по формуле:

$$m_{Э_n} = 2m_f\sqrt{n(n+1)(2n+1)/6}.$$

В способе Гоникберга кривая делится через 20 м. Через каждые 100 м над головкой рельса устанавливают теодолит и выполняют им два вида измерений: углы β между соседними стометровыми хордами и стрелы изгиба от этих хорд в каждой точке деления кривой методом бокового нивелирования. Приведем фрагмент съемки кривой этим способом (рис. 16.2), из которого следует, что для угловых измерений очевидна формула, сходная с предыдущим способом, а именно

$$\beta_i = (-Э_{i-1} + 2Э_i - Э_{i+1}).$$

В точках деления двадцаток

$$\beta_i = (Э_{j+1} - Э_j)/20.$$

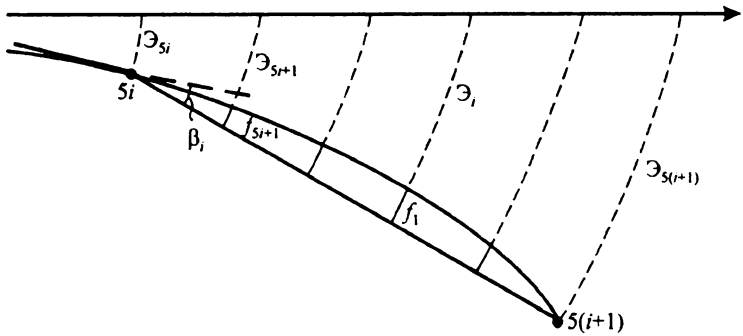


Рис. 16.2. Фрагмент съемки кривой способом Гоникберга

Азимуты хорд находят суммированием углов β. Формула вычисления эвольвент не изменяется.

По нашим исследованиям среднюю квадратическую ошибку эвольвенты конца кривой в способе Гоникберга можно подсчитать по формуле

$$m_{Э_n} = (m'_\varphi / 3438')\sqrt{n'(n'+1)(2n'+1)/6}.$$

где n' — число точек стояния теодолита. Ошибкой определения стрел изгиба f_i в этом способе можно пренебречь.

Если сравнивать два рассмотренных способа съемки кривой по точности, то принимая наиболее реальные величины ошибок: m_f = 1мм и m_φ = 0,5', получим при длине кривой 0,5 км

$$m_{Э_n} = 2\text{мм}\sqrt{50 \cdot 51 \cdot 101 / 6} = 0{,}41\text{ м}$$ для способа стрел и

$$m_{Э_n} = \frac{0{,}5'}{3438'}\sqrt{5 \cdot 6 \cdot 11 / 6} = 0{,}108\text{ м}$$ для способа Гоникберга.

Таким образом, способ Гоникберга дает результаты примерно в 4 раза точнее, поэтому он используется при съемке кривых для капитального ремонта пути.

Очевидно, что и такая точность съемки кривых недостаточна.

Эвольвента последней точки, полученная с большой ошибкой, используется для расчетов проектных эвольвент и стрел. Фактически это означает, что, отрихтовав кривую по этим данным, получают одну из множества гладких кривых. Ее геометрические характеристики естественно отличаются от проектных. Неслучайно сглаживание на практике проводят неоднократно методом последовательного приближения. Однако вероятность попадания с помощью таких приближений на проектную кривую ничтожна. Динамические характеристики фактической кривой хуже, чем у проектной, что существенно уже само по себе. При увеличении же скоростей движения поездов такое положение кривой может оказаться со-

вершенно недопустимым. Наиболее точно кривые снимают электронным тахеометром или геодезическими приемниками спутниковых навигационных систем. Точность съемки любой точки кривой в этом случае составляет величину порядка 5 мм, что легко позволяет приводить сдвинутые кривые к проектному очертанию.

Весьма перспективно в этих целях и применение реперных систем, когда проектное положение пути можно контролировать ежедневно с помощью простейших путевых шаблонов силами линейного персонала дистанции пути.

16.3. Съемка железнодорожных станций и сортировочных горок

Необходимость в съемке железнодорожных станций, в том числе сортировочных, связана с необходимостью их переустройства, реконструкции и мониторинга. С 1991 г. в стране осуществляется экономическая реформа, в связи с чем формируется система земельного и имущественного кадастра, формируется первичный рынок недвижимости. В связи с этим перед железнодорожной отраслью России ставятся задачи глобальной инвентаризации всего хозяйства железных дорог и железнодорожных предприятий и создание автоматизированных баз данных всех служб железных дорог и последующей интеграции информационных потоков с помощью компьютерных геоинформационных систем (ГИС), основу которых будут составлять цифровые и электронные планы станций и перегонов в пределах полосы отвода железных дорог и охранных зон. Вследствие отсутствия актуальных крупномасштабных планов на большинстве станций в ближайшие годы предстоит большой объем съемочных работ.

Особенностью съемки станций в этих условиях будет широкое применение современных и наиболее производительных геоинформационных технологий: электронной тахеометрии, *GPS*-измерений и аэрокосмической съемки, в том числе метода цифрового лазерного сканирования, — позволяющих получать необходимую информацию о местности наиболее точно и оперативно.

Другой особенностью будет создание на станциях и перегонах высокоточного постоянного планово-высотного обоснования для производства как съемочных, так и разбивочных работ.

Наконец, третьей особенностью нового этапа съемочных работ будет наличие двух (или даже трех систем координат) на каждой станции: обычной станционной, государственной системы координат, необходимой для ведения системы государственного Земельного кадастра и всемирных систем координат WGS-84 и ПЗ-90, необходимых для автоматизированного управления транспортными потоками по всей сети железных дорог.

На планах станций должны быть показаны все элементы путевого развития, искусственные сооружения, устройства наземных и подземных коммуникаций, все другие элементы ситуации и рельефа.

В цифровой форме на планах станций или в отдельных ведомостях должны быть приведены:

- координаты центров стрелочных переводов, углов пассажирского здания, локомотивного и вагонного депо, постов централизации, зданий и сооружений, прожекторных мачт и т. п.;
- расстояния от осей ближайших путей до наружных граней всех сооружений, находящихся между путями или в непосредственной близости к ним {габаритные расстояния);
- междупутные расстояния на пикетах и в характерных местах;
- элементы железнодорожных кривых.

В базу данных дистанций пути и службы движения станции принимаются:

- ведомости стрелочных переводов, путей, зданий, пересечений линий связи электропередач;
- продольные профили всех путей и поперечные профили.

Съемку плана и профиля железнодорожных путей станций начинают с восстановления пикетажа от оси пассажирского здания и контролируют разбивку по пикетажу искусственных сооружений. Пикетаж разбивают по оси главного пути и главным путям всех примыкающих направлений. Длины линий измеряют изолированной стальной или фиберглассовой рулеткой дважды с относительной ошибкой, не превышающей 1: 2000. Пикетаж закрепляют светлой масляной краской на внутренней стороне шейки левого рельса.

При съемке продольного профиля техническим нивелированием передают отметки на головку рельса от ближайших пунктов реперной сети. На прямых участках нивелируют головку левого рельса на пикетах и рельсах, на оси пассажирского здания и осях искусственных сооружений. На кривых нивелируют головку внутреннего рельса.

Для съемки плана сортировочной горки прокладывают самостоятельный ход (базис), который должен быть увязан с геодезической основой станции.

Съемке в плане подлежат пути, стрелочные переводы, тормозные позиции, ближайшие здания и сооружения (в том числе подземные).

Нивелировку головки рельса горочных путей ведут через 20 м на участке надвига, в сторону спускной части через 5 м до первой стрелки, далее до конца стрелочной зоны через 20 м; в парках — через 50 м.

По материалам съемки составляют план и профили всех путей сортировочной станции, которые используют для реконструкции станции и выправки путей и профиля.

По правилам технической эксплуатации железных дорог продольные профили путей сортировочной станции должны обновляться через каждые 3 года, ибо от геометрии горки и сортировочного парка во многом зависит перерабатывающая способность сортировочной станции.

16.4. Съемка подземных коммуникаций

Съемка ранее построенных на железнодорожном объекте подземных коммуникаций производится в случаях:

- отсутствия или утраты планов (исполнительных чертежей) существующих подземных коммуникаций и сооружений;
- недостаточной полноты или точности имеющихся планов. Основными подземными коммуникациями в полосе отвода железных дорог являются линии водоснабжения и канализации, теплосети, электрокабели и кабели СЦБ и связи, маслопроводы, газопроводы, воздухопроводы и т. п.

Процесс съемки подземных коммуникаций можно условно разделить на два этапа: подготовительный и съемочный. В подготовительный период проводят рекогносцировку сетей на местности, собирают данные о числе прокладок, колодцев, размере диаметров труб, давлении в газовых и напряжении в кабельных сетях и другие сведения. После этого выполняют съемку. Проще всего снимать коммуникацию еще не в засыпанной траншее. Для эксплуатируемых сетей при отсутствии исполнительной документации применяют метод шурфования. Более перспективны специальные приборы поиска подземных коммуникаций.

При съемке колодцев и камер обмеряют внутренние и внешние габариты, конструктивные элементы, расположение труб с привязкой к центру колодца. Высотное положение коммуникаций определяют техническим нивелированием. Нивелируют люки всех колодцев, лотки канализационных, водосточных и дренажных каналов, верх труб и пол каналов теплофикации, телефонной и электрокабельной сети, в безколодезных прокладках — углы поворота трассы и точки излома профиля.

Когда коммуникации скрыты и на поверхности земли имеются лишь смотровые колодцы, для их поиска широко применяют специализированные электронные приборы — трубокабелеискатели. Принцип их действия основан на законе электромагнитной индукции и заключается в обнаружении временного магнитного поля,

существующего вокруг токонесущих кабелей или искусственно создаваемого вокруг отыскиваемого трубопровода.

Все применяемые приборы поиска действуют по этому принципу. Они, как правило, состоят из двух отдельных блоков: передающего I и приемного II. (рис. 16.3).

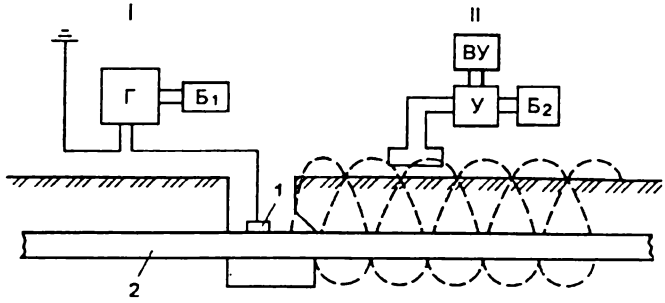


Рис. 16.3. Схема прибора поиска:
1 — место подключения генератора; 2 — трубопровод

Наиболее точно положение коммуникации определяют контактным способом, когда генератор подключают к коммуникации в некотором удобном месте и заземляют его на расстоянии 8 — 10 м от коммуникации. После настройки генератора проходят вдоль трассы с приемным устройством и определяют ее положение по минимуму и максимуму репродуцируемого сигнала.

Бесконтактный способ используют, когда подключить генератор к трубопроводам и кабелям невозможно и нежелательно. В этом способе генератор заземляют в двух и более точках. Вокруг коммуникации создается электромагнитное поле. Для поиска коммуникации используют «отраженную величину» этого поля. Методика поиска аналогична контактному способу.

Точность приборов поиска зависит от разрешающей способности прибора установки антенны приемного устройства в заданное положение, влияние внешних помех.

По исследованиям средние квадратические ошибки определения положения подземной коммуникации характеризуются величинами $m_r = 7{,}5\,h$ см в плане и $m_h = 13\,h$ см по высоте, где h — глубина залегания коммуникации в метрах.

Глава 17

АЭРОФОТОСЪЕМКА ЖЕЛЕЗНЫХ ДОРОГ

17.1. Фотограмметрические методы при эксплуатации и реконструкции железных дорог

Аэрофотосъемку железнодорожных станций, узлов и перегонов выполняют для реконструкции станций и перегонов, для проектирования вторых путей, решения задач эксплуатации, содержания путей и объектов железнодорожного транспорта, кадастра недвижимости т. д. При этом по материалам аэросъемки составляют планы в масштабах 1: 500, 1: 2000, определяют координат стрелочных переводов, измеряют междупутные расстояния, составляют поперечные профили земляного полотна, а также изучают факторы окружающей среды, влияющие на состояние земляного полотна. В случае применения аэрофотосъемки наземные топографо-геодезические работы на действующих железнодорожных путях сводятся к минимуму.

Примерные масштабы аэрофотосъемки для решения задач проектирования реконструкции приведены в табл. 17.1

Таблица 17.1

Виды изысканий и названия объектов работ	Масштабы	
	залета	плана
Изыскание и проектирование вторых путей: перегоны в равнинных районах	1:5000	1:2000
Перегоны на застроенных участках в условиях сложного плана линий	1:3000	1:1000
Станционные площадки (до 5 – 6 путей) и разъезды	1:3000	1:1000
Изыскание и проектирование для реконструкции под скоростное движение поездов и электрификацию	1:2000 – 1:1000	1:2000 – 1:500

Для аэрофотосъемки используют самолеты типа АН-2, ИЛ-14, вертолет КА-8, а так же малые самолеты и летательные аппараты (например мотодельтапланы).

При съемке железнодорожных путей на перегонах обычно применяют одномаршрутную аэрофотосъемку. При этом железнодорожный путь разбивают на прямолинейные маршруты (рис. 17.1, *а*).

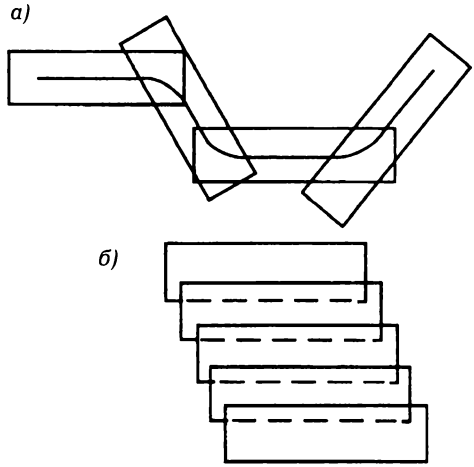


Рис. 17.1. Аэрофотосъемка при изысканиях железных дорог: а — одномаршрутная; б — многомаршрутная

Соединение таких маршрутов в продольном направлении образует ломанные полосы. При съемке станций первый аэросъемочный маршрут (основной) прокладывают по оси главного пути так, чтобы пассажирское здание и основной парк были охвачены одним маршрутом. Остальные парки и пути, расположенные параллельно или под углом к основному, охватывают дополнительными маршрутами. Ось главного пути или парка должна проходить в близи центров аэроснимков (рис. 17.1, *б*).

В некоторых случаях аэросъемку выполняют в двух масштабах (для съемки рельефа и изготовления плана). Аэрофотографирование проводят в одном и том же полете одновременно двумя аэрофотоаппаратами с разными фокусными расстояниями (например, 100 и 200, 100 и 350 мм) или выполняют два полета над одной и той же местностью на разных высотах с одним и тем же или разными аэрофотоаппаратами. Материалы аэросъемки, выполненной в более крупном масштабе, используют при дешифрировании, рисовке рельефа, а мелкомасштабную аэросъемку — для стереофотограмметрического сгущения плановых сетей и изготовления фотопланов. Для стереофотограмметрической обработки материалов аэросъемки производится планово-высотная привязка аэроснимков.

В последнее время аэросъемку железных дорог выполняют с использованием цифровых камер, а также производится лазерное сканирование. Обработку результатов аэро- и цифровой съемки производят на цифровых фотограмметрических системах.

17.2. Основные модули цифровой фотограмметрической системы PHOTOMOD версии 3.5

В настоящее время за рубежом и в нашей стране создан целый ряд цифровых фотограмметрических комплексов. Их программное обеспечение ориентированно на решение как традиционных задач (фототриангуляция, построение ЦМР ручным и автоматическим методом, стереоскопическая рисовка рельефа и контуров для создания и обновления топографических карт и т. д.), так и специфических — обработка оптико — электронных космических стерео изображений, соединение с ГИС, САПР и другими стандартными пакетами программ.

В нашей стране разработано множество программных продуктов для цифровой обработки результатов съемок. Однако наибольшее применение получила цифровая фотограмметрическая система PHOTOMOD (Фирма «Ракурс») и Талка (НПФ «Талка – ТДВ»). Принципиально возможности обеих систем одинаковы.

Поэтому кратко рассмотрим методику цифровой обработки снимков на ЦФС PHOTOMOD.

Цифровая система PHOTOMOD 3.5 включает следующие основные модули:

- *PHOTOMOD Montage Desktop* — создание и управление проектами;
- *PHOTOMOD AT* — сбор данных и измерения при обработке блока изображений;
- *PHOTOMOD Solver* — уравнивание сети фототриангуляции;
- *PHOTOMOD StereoDraw* — 3*D* векторизация в стереорежиме по стереопаре;
- *PHOTOMOD StereoVectOr* — параллельная работа с картой формата *PHOTOMOD VectOr* в окнах StereoDraw (3D векторизация) и VectOr (векторизация по ортофото и редактирование карты);
- *PHOTOMOD DTM* — построение моделей рельефа и горизонталей по стереопаре;
- *PHOTOMOD Mosaic* — построение ортофотопланов;
- *PHOTOMOD VectOr* — создание и вывод на печать цифровых карт;
- *PHOTOMOD ScanCorrect* — исправление искажений, вносимых в исходные изображения при использовании планшетных сканеров;
- *PHOTOMOD Explorer* — утилита работы с ресурсами системы PHOTOMOD.

Блок-схема работы системы PHOTOMOD 3.5 приведена на рис.

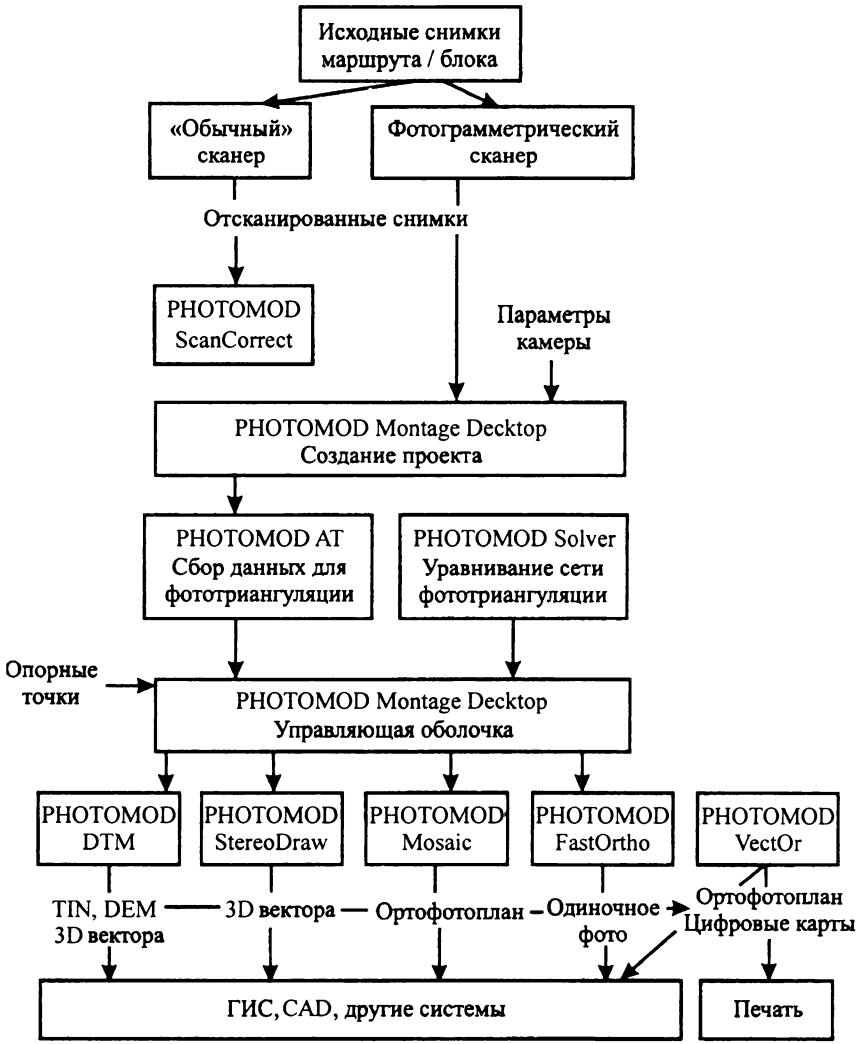


Рис. 17.2. Технологическая схема работы в системе PHOTOMOD 3.5

Программный модуль PHOTOMOD Montage Desktop является основной программной оболочкой системы цифровой фотограмметрии PHOTOMOD и используется для создания проектов и запуска различных модулей. Таким образом, работа в системе PHOTOMOD всегда начинается с запуска модуля PHOTOMOD Montage Desktop, который помогает пользователю в обработке данных шаг за шагом от ввода изображений до конечной модели рельефа, цифровой карты или ортофотоплана.

Программный модуль PHOTOMOD AT (Aerial Triangulation) служит для выполнения комплекса работ по построению маршрутных и блочных сетей пространственной фототриангуляции. В модуле PHOTOMOD AT осуществляется обработка исходных данных, внутреннее ориентирование, ввод координат и измерение опорных точек, измерение связующих точек в областях продольного и поперечного перекрытий. После сбора всех необходимых исходных данных происходит уравнивание блока фототриангуляции в модуле PHOTOMOD Solver. Конечной целью работ по построению и уравниванию сетей фототриангуляции является определение значений элементов внешнего ориентирования снимков, которые используются при последующей фотограмметрической обработке стереопар снимков в программных модулях PHOTOMOD DTM и PHOTOMOD StereoDraw.

Программный модуль PHOTOMOD StereoDraw предназначен для создания и редактирования трехмерных векторных объектов в стереорежиме. Трехмерные векторные объекты (3D вектора) в дальнейшем могут использоваться для создания цифровых карт, а также как элементы модели рельефа при загрузке в модуль PHOTOMOD DTM. Помимо создания 3D векторов непосредственно в модуле PHOTOMOD StereoDraw предусмотрен импорт векторных объектов из популярных форматов. PHOTOMOD StereoDraw предоставляет пользователю необходимый набор инструментов редактирования 3D векторов, их топологического согласования, деления на тематические слои, привязки атрибутов и записей в таблице кодов. Система PHOTOMOD хранит 3D вектора в специальных файлах-ресурсах, так же как и любые другие типы объектов.

Программный модуль VectOr — это геоинформационная система, предназначенная для создания и редактирования электронных карт, решения типовых прикладных задач и разработки специализированных ГИС-приложений в среде Windows 95, 98, Windows NT и Windows CE.

Система позволяет создавать векторные, растровые и матричные карты, а также оперативно обновлять различную информацию о местности. База данных электронных карт имеет иерархическую структуру. На нижнем уровне хранится информация об отдельных объектах карты. Объекты могут объединяться в группы, слои и листы карт. Совокупность листов карт одного масштаба и вида составляет район работ — отдельную базу данных электронных карт. Описание отдельного объекта состоит из метрических данных (координат на местности), семантических данных (свойств объекта), текстовых справочных данных, иллюстративных графических данных и других данных, включая уникальный номер объекта, через который осуществляется логическая связь с базой данных.

Основными функциями системы VectOr являются:

- создание и использование иерархической структуры базы данных электронных карт, имеющей уровни: район работ, листы карты, слои объектов, отдельные объекты местности;
- редактирование содержимого базы данных электронных карт: создание нового уровня, обновление, удаление, копирование и восстановление объектов карты;
- визуализация содержимого базы данных в принятых условных знаках;
- поддержка стандарных систем классификации, кодирования объектов и их характеристик;
- поддержка пользовательских условных знаков, слоев, объектов и их характеристик;
- выполнение расчетных операций: определение площадей участков, длин линий, периметров, построение зон отсечения, ведение статистики по характеристикам объектов;
- вывод на внешние устройства печати изображения электронной карты в принятых условных знаках. Поддержка векторных и растровых цветных и черно-белых устройств печати;
- отображение выводимой информации в режиме WYS / WYG;
- поддержка программного интерфейса для различных сред программирования: C++, C, Pascal, Delphi, Visual Basic, Builder C++ и других.

Программный модуль PHOTOMOD DTM предназначен для создания и редактирования в стереорежиме цифровых моделей рельефа (ЦМР) и горизонталей. Основным форматом представления ЦМР в системе PHOTOMOD DTM является пространственная нерегулярная сеть треугольников — TIN (Triangulated Irregular Net). Предусмотрена возможность конвертирования TIN в регулярную модель рельефа — ЦМР (DEM — Digital Elevation Model). Для уточнения модели рельефа могут использоваться структурные линии — 3D векторные линии вдоль характерных вытянутых форм рельефа таких, например, как хребты и тальвеги. Помимо TIN, модель рельефа может быть представлена в виде набора 3D точек (пикетов) и структурных линий, что повышает производительность системы при редактировании. Горизонтали строятся по TIN с заданным значением сечения рельефа.

В настоящее время в производство внедряются версии 3.6 и 3.7 PHOTOMODa.

17.3. Особенности дешифрирования аэроснимков железнодорожных станций и перегонов

При дешифрировании аэрофотоснимков железнодорожных станций и перегонов для решения задач эксплуатации и реконст-

рукции основными объектами являются: железнодорожные пути; стрелочные переводы; изолирующие стыки; предельные столбики; светофоры; километровые столбы; сбрасыватели; столбы связи и электропередач; прожекторные мачты; осветительные столбы; границы земляного полотна; здания и сооружения; мосты; водоотводные каналы; подземные коммуникации; угодья и т. д.

Изучение и дешифрирование сооружений, ситуации и рельефа на железнодорожных станциях и перегонах производят в камеральных или полевых условиях по контактным или увеличенным аэрофотоснимкам, фотосхемам и фотопланам.

Дешифрирование аэрофотоснимков железнодорожных станций и перегонов выполняют в пределах полосы местности, ширина которой установлена заданием. Перед дешифрированием получают один экземпляр схемы к технико-распределительному акту (ТРА) станции, топографический план (выкопировка) наиболее крупного масштаба последнего издания, ТРА станции.

При наличии ранее составленных планов станции, в первую очередь, производят камеральное сопоставление их с материалами аэрофотосъемки и тщательно изучают необходимость дополнительных полевых обследований. Сравнивают общее изображение всей станции: приемо-отправочных, сортировочных и других парков, деповских, станционных и других сооружений, количество путей в парках, положение горловин стрелочных улиц, вытяжных и тупиковых путей, наличие контактных сетей на главных и других путях, путепроводов, переездов и пешеходных мостиков.

Дешифрирование станционной ситуации крупных станций и узлов во избежание пропусков выполняют в следующем порядке: производят камеральное дешифрирование с последующим натурным обследованием всех элементов земляного полотна; далее дешифрируют путевое развитие стрелок, сигналов, зданий и других обустройств, искусственных и водоотводных сооружений, воздушных сетей и подземных коммуникаций.

Дешифрирование выполняют в соответствии с действующими условными знаками и сопровождают пояснительной надписью. Результаты дешифрирования закрепляют ручкой с тонко пишущим пером (гелевой ручкой). Подземные коммуникации наносят в поле цветными карандашами с последующим закреплением их цветной ручкой.

Целью полевого дешифрирования является:

- расшифровка объектов и их деталей, плохо изобразившихся на аэрофотоснимках;
- нанесение объектов, неизобразившихся на аэрофотоснимках или закрытых тенями от сооружений или подвижного состава;
- определение центра стрелочных переводов, закрытых подвижным составом;

— выявление характеристик технических зданий, жилых и служебных помещений, а также искусственных сооружений и водоотводных канав и лотков;
— составление схемы подземных коммуникаций;
— определение количества проводов линий связи и электропередач;
— определение элементов верхнего строения пути (типы рельсов, количество шпал на 1 км, материал и толщина балластного слоя и т. д.).

Полевое дешифрирование раздельных пунктов и искусственных сооружений выполняют на увеличенных аэрофотоснимках, близких к масштабу составляемого плана. По перегонам полевое дешифрирование выполняется, как правило, на контактных отпечатках.

Элементы земного полотна (насыпи и выемки; бермы; резервы; банкеты; кавальеры и другие искусственные образования рельефа) дешифрируют камерально (под стереоскопом) с последующим натурным обследованием и закреплением на аэрофотоснимке условными знаками.

Путевое развитие дешифрируют, показывая номер каждого пути согласно схеме ТРА станции. Главные пути обозначают римскими цифрами, прочие — арабскими. Станционные пути в соответствии с ТРА объединяют в парки:, приемный, отправочный, приемо-отправочный, транзитный, сортировочный и т. д. в соответствии с ведомостью, парков и путей из ТРА.

Стрелочные переводы дешифрируют показом привода переводного механизма, который изображают штрихом в сторону переводного механизма перпендикулярно к оси пути. Около штриха подписывают номер стрелки, который указан в натуре. Составляют ведомость стрелочных переводов. Одновременно опознают предельные столбики и закрепляют их на аэрофотоснимке точкой и подписью «п.с.».

При дешифрировании переездов наносят их оси с подписью «охраняемый» или «неохраняемый» и пикетажное значение. Кроме того, показывают протяженность настила, тип шлагбаума (автоматический или неавтоматический), габаритные ворота и материал покрытия переезда.

Для пассажирского здания показывают ось, на которой подписывают «ось ПЗ» и ее пикетажное значение. Пассажирское здание и здания сложных очертаний обмеряют по наружному контуру с составлением абриса. Здания, закрытые кроной дерева или с перспективным изображением, обмеряют по наружному контуру и привязывают промерами к видимыми предметам с составлением абриса. Остальные здания при дешифрировании не оконтуривают, а нумеруют. Нумерацию зданий и сооружений ведут по часовой

стрелке от пассажирского здания, которому присваивается № 1. Здания, расположенные за полосой отвода, не нумеруют, их характеристики подписывают условными обозначениями. В журнал полевого дешифрирования вносят название и характеристику занумерованных зданий и другие пояснения, необходимые при составлении плана (например, указывают свес крыши, начиная от 20 см). Названия зданий должны быть краткими и давать полное представление о назначении строения. Эти сведения согласуют с руководством станции. Крытые и открытые платформы нумеруют как здания, а в журнале дешифрирования записывают: пассажирские или грузовые; каменные или деревянные и др. Крытые пассажирские платформы и навесы дешифрируют по изображению крыш с указанием местонахождения опор и их материала.

Устои мостов показывают по их фактическому местонахождению в масштабе снимка. Трубы изображают в масштабе снимка с четким показом вида оголовка — коридорный, раструбный, портальный. Изображение сопровождают пояснением, в котором приводят пикетажное значение оси, отверстие, материал и тип сооружения. Пешеходные мосты над путями дешифрируют по основаниям опор с показом подъемных лестниц. При дешифрировании водоотводных сооружений указывают материал креплений крыши: деревянное, железобетонное, каменное.

Опоры воздушных сетей дешифрируют по видам материала и форме. Для опор контактной сети показывают также тип подвесок. На опорах автоблокировки, связи и электролиний показывают трансформаторы, разъединительные и кабельные шкафы, репродукторы и микрофоны; на осветительных опорах — фонари и прожекторы. Прожекторные мачты сопровождают сокращенной подписью, указывающей их материал и количество прожекторов. Воздушные линии дешифрируют по опорам. Опоры соединяют между собой прямыми линиями и показывают соответствующими условными знаками. При этом выделяют линии электропередач: высоковольтные и низковольтные; высоковольтные автоблокировки, СЦБ, связи, радио. На всех линиях подписывают количество проводов и принадлежность (начальными буквами ведомств). На совмещенных линиях количество проводов показывают раздельно, условный знак ставят на линии большего напряжения. При совмещении проводов электросетей и связи линию обозначают знаками электросетей. Там, где воздушные линии переходят в подземный кабель (частично или полностью), делают подпись «каб.».

Подземные коммуникации дешифрируют натурным обследованием совместно с представителями соответствующих служб. При этом на аэроснимках условными знаками показывают выходы подземных коммуникаций на поверхность. При дешифрировании подземных кабелей связи раздельно выделяют кабели: телефон-

ные, СЦБ и связи. При дешифрировании водопровода выделяют водопроводные линии питьевой воды, технической воды и смешанные с указанием по всем линиям направление напора воды и диаметра труб. Правильность нанесения подземных коммуникаций по натурному обследованию подтверждают подписями представителей соответствующих служб станции.

Кроме станционных обустройств на аэроснимках дешифрируют все элементы топографической ситуации, предусмотренные Инструкцией по топографической съемке в масштабах 1:5000, 1:2000, 1:1000 и 1:500.

Кроме топографического дешифрирования эти же аэрофотоснимки используют для геологического, гидрографического, инженерно-геологического и других специальных видов дешифрирования.

После окончания дешифрирования производят следующие работы: указывают полное наименование всех сокращений; проверяют разводку воздушных и подземных линий инженерных коммуникаций к стрелочным постам, пассажирскому зданию и другим служебным помещениям; согласовывают нумерацию путей и стрелочных переводов на снимках и схемах ТРА станций; все устройства, перечисленные. В ТРА станций сверяют с данными полевого дешифрирования, устанавливают нормальное положение стрелочных переводов, записанных в ТРА станции; проверяют наличие инструментальной привязки объектов, которые не могли быть дешифрированы и т. д.

17.4. Аэрофотосъемка на стадии изысканий железных дорог

Аэроизыскания дорог — комплексное изучение природно-экономических и экологических условий строительства дорог и их сооружений с использованием аэрометодов. Аэроизыскания — раздел изысканий, изучающий методы измерений и преобразования изображений земной поверхности, получаемых с помощью аппаратуры, установленной на воздушных носителях.

Применение аэрометодов значительно расширяет возможности вариантного проектирования, сокращает объемы трудоемких полевых работ.

Теория, технические средства съемки и обработки, а также практика использования аэрометодов в различных областях, связанных с изучением и исследованием поверхности Земли в целом, непрерывно развиваются и совершенствуются. К настоящему времени образовался ряд самостоятельных направлений развития аэрометодов: аэрометод, основанный на применении материалов различных видов аэрофотосъемки, аэровизуальные наблюдения,

электронные, тепловые (инфракрасные), радиолокационные и спектрометрические методы съемки.

При изысканиях дорог основными являются аэрофотометод и аэровизуальные наблюдения. Аэрофотосъемку производят в солнечную безоблачную погоду или при сплошной облачности по заранее разработанным проектам, учитывающим особенности обработки и использования методов съемки. Она может быть плановой и перспективной.

Аэрофотосъемка выполняется специальными АФА с форматом кадра 18×18, 23×23, 30×30 см с фокусным расстояниями $f = 55 - 500$ мм с использованием в качестве носителей аэросъемочной аппаратуры самолетов АН-2, АН-26, АН-30, вертолетов КА-26, МИ-2, МИ-8. В последние годы стали использовать сверхлегкие самолеты (типа «Авиатика») и мотодельтапланы. Для технико-экономического обоснования строительства новых железных дорог трассирование возможных вариантов осуществляют на бумажных и электронных картах в масштабе 1:100 000. При этом выполняют аэрофотосъемку не на всем протяжении изучаемых принципиальных направлений, а только на характерных и сложных маршрутах. Аэрофотосъемку выполняют с целью составления маршрутных фотосхем в масштабе 1:25 000, а для отдельных участков — в масштабе 1:10 000.

На изысканиях для ранних стадий проектирования в зависимости от условий местности аэросъемку по принятому варианту выполняют в масштабах 1:5000 — 1:15 000. На изысканиях для рабочих чертежей аэрофотосъемку выполняют в масштабах 1:2000 — 1:5000. По результатам аэросъемки изготовляют: контактные снимки, а в отдельных случаях и увеличенные снимки; накидной монтаж фотоснимков местности, фотосхемы местности. Параллельно по сканированным изображениям снимков на экране монитора получают стереоизображения, стереосхемы, в нужных местах используют увеличенные изображения.

Использование конкретного вида материала при изысканиях железных дорог зависит от особенностей проведения изыскательских работ, вида и точности получаемой информации, условий местности, технологической оснащенности проектно-изыскательских организаций, сроков проведения работ и т. д.

При изыскания железных дорог и их сооружений по фотоснимкам определяют различные топографические, геологические, гидрогеологические и гидрологические условия местности, оказывающие влияние на процессы проектирования, строительства и эксплуатации этих сооружений.

При дешифрировании используют аэроснимки, фотосхемы и фотопланы. Для повышения точности дешифрирования фотоснимки увеличивают, укрупняют масштаб фотографирования. Дешиф-

рирование осуществляют по стереомодели местности, полученной по снимкам с помощью стереоприборов (стереоскопов, интерпретоскопов) или на компьютере.

Для выявления особых условий местности, выполнения изысканий в сложных природно-климатических и труднодоступных районах, решения задач экологии и охраны окружающей среды применяют и другие методы аэросъемки. Так, инфракрасную съемку используют для определения границ и глубин вечной мерзлоты в районах севера, в инженерной геологии и гидрологии, поиске строительных материалов, определении загрязнений почвы, воды и воздуха; спектрозональную съемку выполняют для изучения растительного сообщества; радиолокационные и электронные методы съемки используются для изучения мощности снежного покрова, определения объема и направления его движения.

Для выполнения измерений по снимкам с необходимой точностью и в принятой единой системе координат, составления планов и профилей местности производятся работы по геодезическому обоснованию аэрофотосъемки. Они выполняются по заранее разработанным проектам, учитывающим тип проектируемого инженерного сооружения, стадии проектирования, требуемую точность конечного результата, масштабы снимков, технологии обработки снимков, наличия и густоту геодезической сети, условия местности и сроки проведения проектно-изыскательских работ.

С учетом этих условий геодезическое обоснование аэросъемки может выполняться аэронивелированием, использованием топографических карт и пунктов геодезической сети. Сгущение геодезической сети осуществляется, как правило, методами аналитической фототриангуляции на компьютере. В последние годы стали широко использовать спутниковые GPS-приемные системы для определения координат геодезических пунктов и определения координат центров фотографирования в процессе аэросъемки. Точность определения координат геодезических пунктов — несколько сантиметров, а определения координат центров фотографирования — 15—30 см. Применение спутниковых GPS-приемников существенно изменяет технологию геодезического обоснования аэросъемки.

Для трассирования дорог используют имеющиеся топографические карты различных масштабов, фотоснимки специальных крупномасштабных аэрофотосъемок и фотоснимки съемок прошлых лет, фотосхемы, стереофотосхемы, фотопланы и цифровые модели местности, полученные по материалам аэрофотосъемки. Трассирование по аэроснимкам и фотосхемам производится параллельно с выполнением полевых геодезических работ на трассе. На фотосхемы с топографических карт путем опознавания переносят опорные пункты и фиксированные точки возможных вариантов трассы, результаты топографического, инженерно-геологического

и гидрологического дешифрирования аэроснимков, точки с известными высотами. По высотам фотографирования или по отрезкам, измеренным по карте, определяют масштабы фотосхем. Производят стереоскопическое изучение аэроснимков, расположенных вдоль вариантов проектируемых трасс. Выполняют разбивку километража и измеряют по фотосхемам длину трассы, углы поворота трассы с помощью транспортира и радиусы круговой кривой с помощью шаблонов радиусов круговых кривых. Разбивают варианты трасс на участки с различными способами трассирования. С помощью палеток и параллаксометра стереоскопа определяют высоты характерных точек местности. Рассматривая стереоскопически фотосхемы (аэроснимки), производят оценку геологических и гидрогеологических условий района трассирования и с учетом рельефа местности производят укладку трассы. В особо сложных условиях изготавливают фотопланы с горизонталями, и трассирование производят по фотоплану с учетом всех природно-климатических условий и рельефа местности.

Современный уровень развития средств получения и обработки информации аэрометодами, высокопроизводительные вычислительные комплексы, оснащенные развитым периферийным оборудованием и обеспеченные специально разработанным комплексом расчетных и сервисных программ, позволяют резко повысить качество и производительность изысканий с переходом к комплексной автоматизации изыскательских работ и машинным методам проектирования.

При автоматизации трассирования дорог используется схема измерения снимков и построение цифровой модели рельефа (ЦМР), причем эта схема основана на предварительном размещении системы характерных поперечников в полосе возможного варьирования трассы. В этом случае намеченный в процессе предварительных изысканий по картам мелкого масштаба вариант трассы переносится на аэрофотоснимки, полученные на этапе технических изысканий. Перенос осуществляется с уточнением ее положения по стереомодели местности при визуальном анализе контактных снимков или фотосхем под стереоскопом. Одновременно намечаются границы полосы возможного варьирования трассы и линии перегиба рельефа местности в пределах этой полосы — характерные поперечники. Положение перенесенного таким образом варианта трассы закрепляется на контактных отпечатках вершинами углов поворота и приближенными значениями радиусов кривых. На фотооснову наносятся вершины углов поворота, радиусы круговых и длины переходных кривых, округленные до нормативных значений, положение характерных поперечников и точек, а также границы зоны варьирования на каждом снимке (рис. 17. 3).

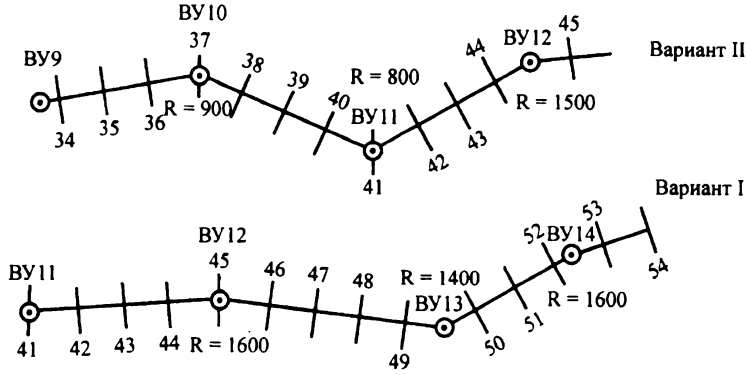


Рис. 17.3. Поперечники вариантов трассы для получения на ЭВМ цифровой модели местности

По этим данным составляется проект обработки снимков, в котором отражается последовательность производства измерений и их кодировки.

При этом обработка снимков и проектирование трассы дороги может осуществляться по двум технологическим схемам.

Первая схема предусматривает наличие результатов геодезической привязки снимков и их дешифрирования в пределах границы полосы возможного варьирования трассы.

В связи с широким внедрением цифровых методов обработки снимков существенно изменяется технология проектно изыскательских работ.

После выполнения аэросъемки (цифровой или фото камерой), результаты съемки обрабатываются на цифровых фотограмметрических системах (PHOTOMOD, Талка и др.). В результате получают цифровую модель местности, ортофотопланы. Полученую цифровую модель местности передают в программный комплекс Autocad, Robur, Credo для дальнейшего проектирования трассы железной дороги.

Для оптимальной пространственной укладки трассы на мониторе компьютера получают стереомодель. Пространственную укладку трассы по созданной стереомодели в равнинной или пересеченной местности на участках, где нет необходимости развития трассы под установленным или предельным уклоном осуществляют способом визуального размещения.

В сложном рельефе пространственное трассирование дороги по стереомодели местности осуществляют постоянным продвижением марки вдоль выбранного варианта трассы с оценкой на каждом участке уклонов, рабочих отметок, элементов круговых кривых и радиусов вертикальных кривых. Для этого в соответствии с

формой каждого участка и положением его конечных точек устанавливают проектные уклоны передвигая марку вдоль по намеченной проектной линии, наблюдая за высотным положением проектной линии относительно расположенных вдоль нее изображений точек стереомодели местности и по разности высот между точками проектной линии и соответствующим им точками перегибов местности находят рабочие отметки насыпи и выемок на проектируемом и смежных участках с учетом технико-экономических показателей строительства и эксплуатации дорог.

На этой стереомодели местности корректируют положение трассы по высоте и уклону и выбирают ее окончательное расположение.

Продольный профиль трассы строится вначале по ее отметкам, полученным в пересечениях оси трассы с отрезками характерных поперечников. При этом находятся точки этих пересечений по оси трассы на прямолинейных и криволинейных ее участках. Затем рассчитывают пикетаж по оси трассы и на основе моделирования рельефа по участкам, ограниченным поперечниками, находят отметки пикетажных и всех других характерных точек трассы (начала и конца кривой и т. п.), а также профили поперечников нормальных к оси трассы в этих точках.

В результате строят продольный профиль одного из вариантов трассы, по которому с использованием комплекса проектирующих и расчетных программ определяют его строительно-эксплуатационные характеристики (рис. 17.4, *а*).

Путем изменяя положения вершин углов поворота трассы или варьирования информации о рельефе находят вариант положения оси трассы с лучшими технико-экономическими характеристиками (рис. 17.4, *б*).

Вторая технологическая схема заключается в том, что при отсутствии результатов геодезической подготовки снимков, обработка снимков инженерно-изыскательские работы выполняются параллельно в полевых условиях. Для этого результаты аэросъемки записываются на магнитные носители, а в ноутбуки — соответствующие программные продукты для цифровой обработки снимков и проектирования дорог по цифровой модели.

На местности параллельно с геодезической подготовкой снимков выполняется дешифрирование снимков и измерение их на компьютере. Развивается фототриангуляция в свободной системе. По мере геодезической привязки снимков осуществляется геодезическое ориентирование фототриангуляции затем определение элементов ориентирования снимков. По снимкам получают цифровую модель местности, ортофотоплан. Выполняется векторизация ортофотоплана, в результате получают графический план.

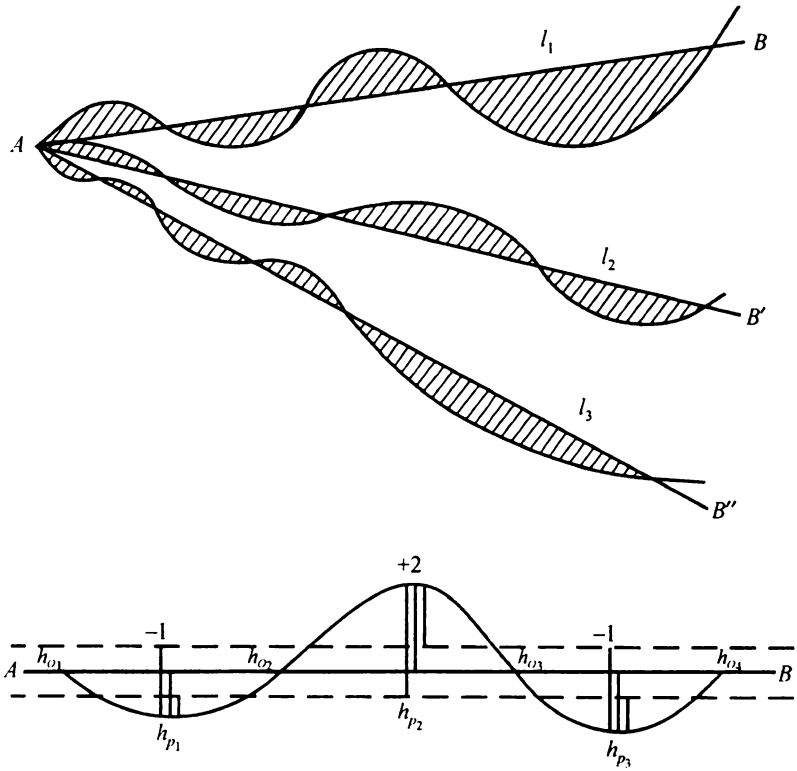


Рис. 17.4. Пространственное трассирование по стереомодели: а — по вариантам трассы; б — по выбранному варианту

Цифровая модель местности и графический план полосы варьирования передаются в другие программные продукты для разработки проекта трассы (Autocad, Robur, Credo и др).

Для оптимального расположения трассы используют стереосхему, получаемою на экране ноутбука. Работы по получению цифровой модели местности и проектирования трассы могут быть осуществлены параллельно на нескольких ноутбуках.

Глава 18

ГЕОДЕЗИЧЕСКОЕ ОБЕСПЕЧЕНИЕ КАДАСТРА ОБЪЕКТОВ НЕДВИЖИМОСТИ

18.1. Основные понятия кадастра объектов недвижимости

Одним из приоритетов государства в области земельных отношений является создание системы эффективного управления и распоряжения земельным фондом и создание условий для развития рынка недвижимости.

В рамках выполнения данных задач осуществляется ведение государственного кадастра недвижимости, который представляет собой систематизированный свод сведений об учтенном недвижимом имуществе, а также сведений о прохождении Государственной границы Российской Федерации, о границах между субъектами Российской Федерации, границах муниципальных образований, границах населенных пунктов, о территориальных зонах и зонах с особыми условиями использования территорий, иных сведений.

Государственный кадастр недвижимости является федеральным государственным информационным ресурсом.

Задачами создания государственного кадастра недвижимости являются:

- обеспечение государственных гарантий прав собственности на недвижимое имущество и возможности их реализации при различных сделках (купле-продаже, залоге, дарении, наследовании и др.);
- обеспечение эффективного сбора налогов на недвижимость;
- эффективное и рациональное использование недвижимости.

В государственный кадастр недвижимости вносятся следующие сведения об уникальных характеристиках объекта недвижимости:

- вид объекта недвижимости (земельный участок, здание, сооружение, помещение, объект незавершенного строительства);
- кадастровый номер и дата внесения данного кадастрового номера в государственный кадастр недвижимости;
- описание местоположения границ объекта недвижимости, если объектом недвижимости является земельный участок;
- описание местоположения объекта недвижимости на земельном участке, если объектом недвижимости является здание, сооружение или объект незавершенного строительства;

— кадастровый номер здания или сооружения, в которых расположено помещение, номер этажа, на котором расположено это помещение (при наличии этажности), описание местоположения этого помещения в пределах данного этажа, либо в пределах здания или сооружения, либо соответствующей части здания или сооружения, если объектом недвижимости является помещение;
— площадь, определенная с учетом установленных требований, если объектом недвижимости является земельный участок, здание или помещение.

В государственный кадастр недвижимости вносятся также дополнительные сведения об объекте недвижимости, среди которых:
— ранее присвоенный государственный учетный номер (кадастровый, инвентарный или условный номер), и дата присвоения такого номера, сведения об организации или органе, которые присвоили такой номер;
— кадастровый номер земельного участка, в пределах которого расположены здание, сооружение или объект незавершенного строительства, если объектом недвижимости является здание, сооружение или объект незавершенного строительства;
— сведения о вещных правах на объект недвижимости и об обладателях этих прав в объеме сведений, которые содержатся в Едином государственном реестре прав на недвижимое имущество и сделок с ним;
— сведения о кадастровой стоимости объекта недвижимости, в том числе дата утверждения результатов определения такой стоимости;
— сведения о лесах, водных объектах и об иных природных объектах, расположенных в пределах земельного участка, если объектом недвижимости является земельный участок;
— категория земель, к которой отнесен земельный участок, если объектом недвижимости является земельный участок;
— разрешенное использование, если объектом недвижимости является земельный участок;
— назначение здания (нежилое здание, жилой дом или многоквартирный дом), если объектом недвижимости является здание;
— назначение помещения (жилое помещение, нежилое помещение), если объектом недвижимости является помещение;
— вид жилого помещения (комната, квартира), если объектом недвижимости является жилое помещение, расположенное в многоквартирном доме;
— назначение сооружения, если объектом недвижимости является сооружение;
— количество этажей (этажность), в том числе подземных этажей, если объектом недвижимости является здание или сооружение (при наличии этажности у здания или сооружения).

Геодезической основой государственного кадастра недвижимости являются государственная геодезическая сеть и создаваемые в установленном порядке геодезические сети специального назначения — опорные межевые сети (ОМС).

Картографической основой государственного кадастра недвижимости являются карты, планы, создаваемые в определенных формах и масштабах.

Объектами недвижимости являются земельный участок, здание, сооружение, помещение, объект незавершенного строительства.

18.2. Геодезические работы при межевании земельных участков

Основной пространственной единицей кадастра объекта недвижимости является земельный участок. Под земельным участком понимается часть поверхности земли (в том числе поверхностный почвенный слой), границы которой описаны и удостоверены в установленном порядке уполномоченным государственным органом, а также все, что находится над и под поверхностью земельного участка, если иное не предусмотрено федеральными законами о недрах, об использовании воздушного пространства и иными федеральными законами.

Межевание земельного участка представляет собой комплекс работ по установлению, восстановлению на местности границы земельного участка и закреплению поворотных точек участка межевыми знаками, определению плоских прямоугольных координат межевых знаков и площади участка.

Межевание земельного участка включает в себя ряд работ, содержание которых рассмотрено ниже.

Подготовительные работы

Эти работы включают сбор и (или) изучение сведений государственного кадастра недвижимости о земельном участке (участках); документов, удостоверяющих права на землю (при их отсутствии — правоустанавливающих документов); каталогов (списков) координат пунктов опорной межевой сети и иных исходных геодезических пунктов; адресов лиц, права которых могут быть затронуты при проведении межевания.

На этом этапе составляют проект деления земельного участка на отдельные части.

Обследование объекта землеустройства включает выявление состояния межевых знаков и пунктов геодезической сети.

Составление технического проекта

Технический проект составляется в соответствии с заданием на межевание и включает текстовую часть и разбивочный чертеж.

В текстовой части отражаются:
- основание и цель выполнения работ;
- сведения о пунктах опорной межевой сети и иной геодезической основы;
- сведения о ранее выполненных работах по межеванию;
- организация, порядок производства и математической обработки геодезических или фотограмметрических измерений;
- организация и сроки межевания объекта землеустройства.

Разбивочный чертеж составляется в удобном для работы масштабе с отображением существующих и проектных границ земельного участка, положения межевых знаков, пунктов опорной межевой сети и иной геодезической основы, надежно опознаваемых контурных точек, угловых и линейных данных для геодезических измерений, кадастровых номеров.

На разбивочном чертеже все проектные элементы показываются красным цветом.

Уведомление лиц, права которых могут быть затронуты при проведении межевания

Физические и юридические лица, права которых могут быть затронуты при проведении межевания (собственники земельных участков, землевладельцы, землепользователи и арендаторы земельных участков, соответствующие органы государственной власти и (или) органы местного самоуправления), не позднее чем за 7 календарных дней до начала работ извещаются о времени и месте проведения межевания.

Определение границ объекта землеустройства на местности, их согласование и закрепление межевыми знаками

Определение границ объекта землеустройства на местности и их согласование проводятся в присутствии лиц, права которых могут быть затронуты при проведении межевания, или уполномоченных ими лиц.

Перед процедурой согласования границ объекта землеустройства они предварительно обозначаются на местности. Результаты согласования границ оформляются актом (актами) согласования границ объекта землеустройства, который подписывается всеми участниками процедуры согласования границ, включая исполнителя работ.

Согласованные границы объекта землеустройства закрепляются межевыми знаками, фиксирующими на местности местоположение поворотных точек границ объекта землеустройства.

Типы межевых знаков и порядок их установки (закладки) утверждены Приказом Минэкономразвития России.

Определение координат межевых знаков

Ведение кадастра осуществляется в местных системах координат, правила установления которых утверждены постановлением Правительства РФ. Под местной системой координат понимается условная система координат, устанавливаемая в отношении ограниченной территории, не превышающей территорию субъекта РФ, начало отсчета координат и ориентировка осей координат которой смещены по отношению к началу отсчета координат и ориентировке осей координат единой государственной системы координат, используемой при осуществлении геодезических и картографических работ.

Обязательным требованием при установлении местных систем координат является обеспечение возможности перехода от местной системы координат к государственной системе координат, который осуществляется с использованием параметров перехода (ключей). Геодезической основой межевания земель являются пункты государственной геодезической сети и пункты опорной межевой сети двух классов ОМС 1 и ОМС 2. Опорные межевые сети создаются во всех случаях, когда точность и плотность государственных, городских и иных сетей не соответствует указанным основным положениям.

Требования к точности определения положения межевых знаков относительно ближайшего пункта исходной геодезической основы приведены в табл. 18.1.

Таблица 18.1

№ пп	Градация земель	Средняя квадратическая ошибка m_t положения межевого знака относительно ближайшего пункта исходной геодезической основы не более, м	Допустимые расхождения при контроле межевания, м	
			$\Delta S_{доп}$	$f_{доп}$
1	Земли поселений (города)	0,10	0,2	0,3
2	Земли поселений (поселки, сельские населенные пункты); земли, предоставленные для ведения личного подсобного хозяйства, садоводства, огородничества, дачного и индивидуального жилищного строительства	0,20	0,4	0,6
3	Земли промышленности и иного специального назначения	0,50	1,0	1,5
4	Земли сельскохозяйственного назначения (кроме земель, указанных в п. 2), земли особо охраняемых территорий и объектов	2,50	5,0	7,5
5	Земли лесного фонда, земли водного фонда, земли запаса	5,00	10,0	15,0

Для определения плоских прямоугольных координат межевых знаков используются спутниковые геодезические определения; геодезические методы (триангуляция, полигонометрия, триангуляция, засечки); фотограмметрические методы; технологии, основанные на использовании воздушного и наземного лазерного сканирования; картометрические методы.

Определение площади земельного участка

Площадь земельного участка чаще всего вычисляется по координатам поворотных точек его границ.

Для вывода необходимых формул рассмотрим участок четырехугольной формы (рис. 18.1). Вершины участка пронумерованы по ходу часовой стрелки и имеют координаты: вершина 1 — координаты x_1, y_1, вершина 2 — координаты x_2, y_2, вершина 3 — координаты x_3, y_3, вершина 4 — координаты x_4, y_4. Из вершин четырехугольника опустим перпендикуляры на оси координат. Площадь P участка можно определить как разность площадей двух пятиугольников, $P = P_{A123D} - P_{A143D}$. В свою очередь, каждый из пятиугольников состоит из двух трапеций, поэтому $P_{A123D} = P_{A12B} + P_{B23D}$, $P_{A143D} = P_{C43D} + P_{A14C}$.

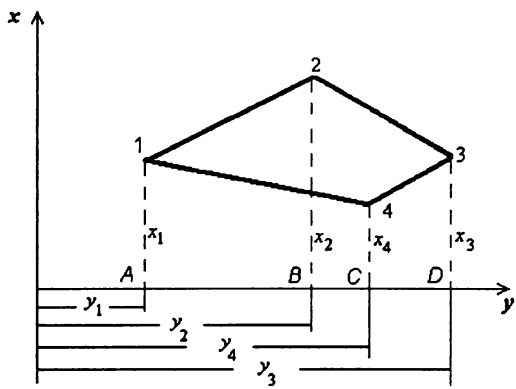


Рис. 18.1. К определению площади четырехугольника по координатам

Выразив площадь каждой трапеции как произведение полусуммы параллельных сторон на высоту и удвоив полученные результаты, будем иметь:

$$2P = (x_1 + x_2)(y_2 - y_1) + (x_2 + x_3)(y_3 - y_2) - (x_3 + x_4)(y_3 - y_4) - (x_4 + x_1)(y_4 - y_1).$$

Выполнив умножение и приведение подобных членов, получим:

$$2P = x_1y_2 - x_2y_1 + x_2y_3 - x_3y_2 + x_3y_4 - x_4y_3 + x_4y_1 - x_1y_4.$$

Если в полученной формуле вынести за скобки общие абсциссы, то получим

$$2P = x_1(y_2 - y_4) + x_2(y_3 - y_1) + x_3(y_4 - y_2) + x_4(y_1 - y_3),$$

или в общем виде:

$$2P = \sum_{i=1}^{4} x_i(y_{i+1} - y_{i-1}).$$

Здесь предполагается, что если $i = 1$, то $i - 1 = 4$, а если $i = 4$, то $i + 1 = 1$.

Распространяя сделанный вывод на любой n-угольник, напишем

$$P = \frac{1}{2}\sum_{i=1}^{n} x_i(y_{i+1} - y_{i-1}). \qquad (18.1)$$

В этой формуле, если $i = 1$, то $i - 1 = n$, и если $i = n$, то $i + 1 = 1$.

Рассмотрим влияние погрешностей координат межевых знаков x_i, y_i вершин на результат вычисления площади по формуле (18.1).

Продифференцировав выражение (18.1) по всем переменным, получим:

$$\frac{1}{2}\,dP = \left[\sum_{i=1}^{n}(y_{i+1} - y_{i-1})dx_i + \sum_{i=1}^{n}(x_{i-1} - x_{i+1})dy_i\right].$$

В этой формуле, как и выше, при $i = 1$ принимается $i - 1 = n$, а при $i = n$ принимается $i + 1 = 1$.

От дифференциалов перейдем к средним квадратическим ошибкам, считая при этом ошибки определения координат межевых знаков независимыми. Получим:

$$m_P^2 = \frac{1}{4}\sum_{i=1}^{n}(y_{i+1} - y_{i-1})^2 m_{x_i}^2 + \frac{1}{4}\sum_{i=1}^{n}(x_{i+1} - x_{i-1})^2 m_{y_i}^2 .$$

Заметим, что $(y_{i+1} - y_{i-1}) = D_i \sin\alpha_i$, $(x_{i+1} - x_{i-1}) = D_i \cos\alpha_i$, где D_i — длина диагонали, соединяющей точки $(i - 1)$ и $(i + 1)$, и α_i — ее дирекционный угол.

Считая ошибки в координатах равными и обозначив $m_{x_i} = m_{y_i} = m_{x(y)}$, придем к формуле:

$$m_P = \frac{m_{x(y)}}{2}\sqrt{[D^2]}, \qquad (18.2)$$

где $[D^2]$ — сумма квадратов диагоналей.

Определяя среднюю квадратическую ошибку положения межевого знака по формуле $m_t = \sqrt{m_x^2 + m_y^2}$, ввиду равенства m_x и m_y запишем $m_t = m_{x(y)}\sqrt{2}$. При этом формула (18.2) принимает вид:

$$m_P = \frac{m_t}{2\sqrt{2}}\sqrt{[D^2]}. \qquad (18.3)$$

Из формул (18.2) и (18.3) вытекают следующие формулы средней квадратической ошибки площади типовых фигур.

Правильный n-угольник.

$$m_P = m_{x(y)}\sqrt{2P}\sqrt{\sin\frac{2\pi}{n}} = M\sqrt{P}\sqrt{\sin\frac{2\pi}{n}}.$$

Прямоугольник.

$$m_P = m_{x(y)}\sqrt{P}\sqrt{\frac{1+K^2}{K}} = M\sqrt{P}\sqrt{\frac{1+K^2}{2K}};$$

где K — коэффициент вытянутости участка (отношение длины к ширине).

Квадрат.

$$m_P = m_{x(y)}\sqrt{2P} = M\sqrt{P}\,.$$

Треугольник произвольной формы.

$$m_P = \frac{m_{x(y)}}{2}\sqrt{[l^2]} = \frac{m_t}{2\sqrt{2}}\sqrt{[l^2]},$$

где $[l^2]$ — сумма квадратов длин сторон треугольника.

Вычисленную площадь P земельного участка сравнивают с площадью $P_{док}$, указанной в документе, удостоверяющем права на землю, или правоустанавливающем документе. Вычисляют абсолютное расхождение $|\Delta P| = |P - P_{док}|$, которое не должно превышать величину допустимого расхождения $\Delta P_{доп} = 3{,}5m_t\sqrt{P_{док}}$, где m_t — средняя квадратическая ошибка положения межевого знака, принимается по данным табл. 18.1 или вычисляется по результатам математической обработки результатов измерений.

Если $|\Delta P| > |\Delta P_{доп}|$, то исполнителем работ проводится анализ причин и подготавливается в письменной форме заключение. Заключение вместе с материалами межевания передается заказчику для принятия им решения о дальнейшем проведении работ.

При $|\Delta P| < |\Delta P_{доп}|$ за окончательное значение площади принимается вычисленная площадь.

Площадь записывается в квадратных метрах с округлением до 1 кв. м и дополнительно может записываться в гектарах с округлением до 0,01 га.

Составление межевого плана

Межевой план представляет собой документ, который составляется на основе кадастрового плана соответствующей территории или кадастровой выписки о соответствующем земельном участке и в котором воспроизведены определенные внесенные в государственный кадастр недвижимости сведения и указаны сведения об образуемых земельном участке или земельных участках, либо о

части или частях земельного участка, либо новые необходимые для внесения в государственный кадастр недвижимости сведения о земельном участке или земельных участках.

Межевой план состоит из графической и текстовой частей.

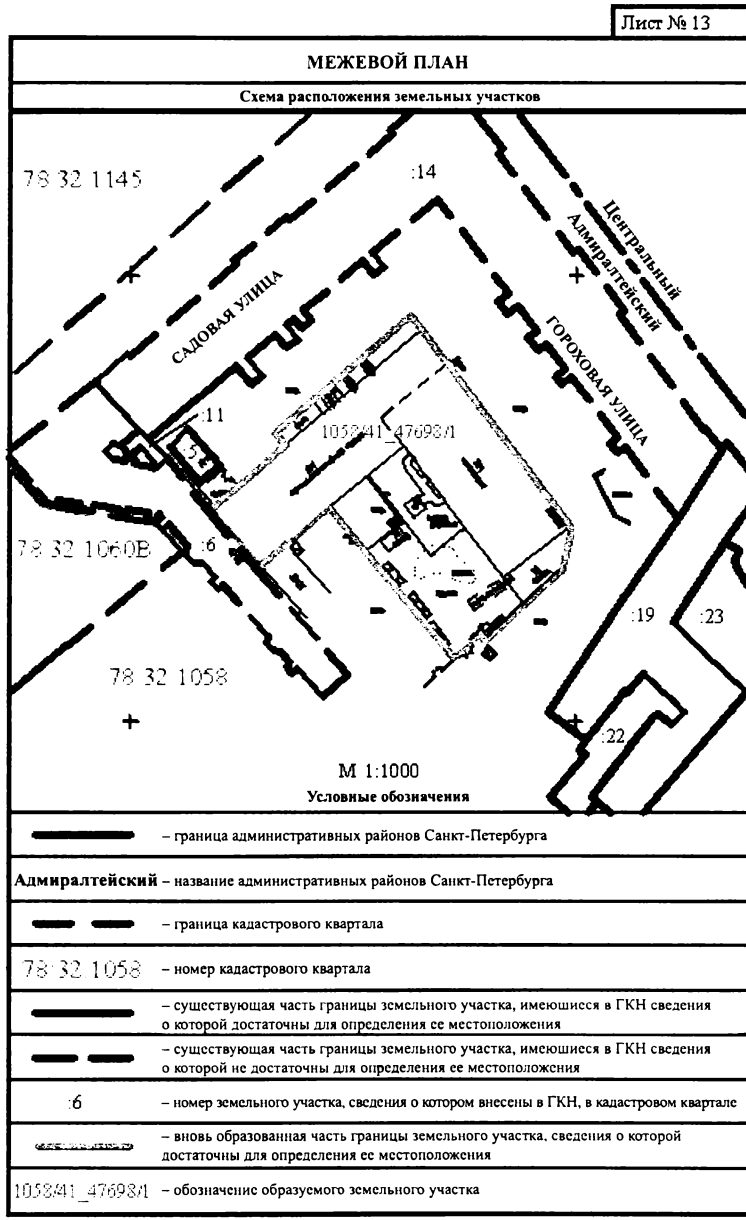


Рис. 18.2. Схема расположения земельных участков

В графической части межевого плана воспроизводятся сведения кадастрового плана соответствующей территории или кадастровой выписки о соответствующем земельном участке, а также указываются местоположение границ образуемых земельного участка или земельных участков, либо границ части или частей земельного участка, либо уточняемых границ земельных участков, доступ к образуемым земельным участкам (проход или проезд от земельных участков общего пользования), в том числе путем установления сервитута.

К графической части межевого плана относятся схема геодезических построений, схема расположения земельных участков и их частей (рис. 18.2), чертежи земельных участков и их частей, абрисы узловых точек границ земельных участков

В текстовой части межевого плана указываются необходимые для внесения в государственный кадастр недвижимости сведения о земельном участке или земельных участках сведения о согласовании местоположения границ земельных участков в форме акта согласования местоположения таких границ.

Формирование землеустроительного дела

После проведения геодезических работ по межеванию земельного участка составляется землеустроительное дело, в которое включаются материалы межевания в следующей последовательности: титульный лист; оглавление; пояснительная записка; сведения государственного кадастра недвижимости о земельном участке (участках) в форме кадастровой карты (плана) земельного участка (территории); задание на выполнение работ; копия документа, удостоверяющего права на землю, или правоустанавливающего документа; технический проект; документы, подтверждающие факт извещения (вызова) лиц, права которых могут быть затронуты при проведении межевания; доверенности уполномоченных лиц на участие в межевании; акт (акты) согласования границ объекта землеустройства; каталоги (списки) координат межевых знаков объекта землеустройства в местной системе координат; карта (план) границ объекта землеустройства.

При восстановлении на местности границ объекта из состава материалов межевания могут исключаться: документы, подтверждающие факт извещения (вызова) лиц, права которых могут быть затронуты при проведении межевания; доверенности уполномоченных лиц на участие в межевании; акт (акты) согласования границ объекта землеустройства; каталоги (списки) координат межевых знаков объекта землеустройства в местной системе координат; карта (план) границ объекта землеустройств.

Контроль за проведением межевания

Контроль за проведением межевания объектов землеустройства проводится с целью установления его соответствия техниче-

ским условиям и требованиям. Объектами контроля за проведением межевания объектов землеустройства являются результаты полевых и камеральных работ и материалы межевания объектов землеустройства.

Результаты контроля оформляют соответствующим актом, который в качестве приложений включаются в землеустроительное дело. В процессе контроля осматривают в натуре межевые знаки и выполняют контрольные измерения.

Контроль геодезических работ может быть осуществлен путем сравнения горизонтального проложения $S_м$ линии между установленными на местности несмежными межевыми знаками, измеренной стальной прокомпарированной лентой (рулеткой) или электронным тахеометром (светодальномером), с ее горизонтальным проложением $S_к$, вычисленным по значениям плоских прямоугольных координат этих же межевых знаков, выписанным из соответствующего каталога. По результатам контроля вычисляют абсолютное расхождение в длине контролируемой линии

$$|\Delta S| = |S_м - S_к|,$$

которое не должно превышать значений, приведенных в табл. 18.1.

Контроль может быть осуществлен также независимым повторным определением положения установленных на местности межевых знаков геодезическими методами с ближайших пунктов ОМС и (или) проложением контрольных полигонометрических (теодолитных) ходов с точностью, обеспечивающей определение положения контролируемых межевых знаков со средней квадратической ошибкой не ниже нормативной (табл. 18.1). По результатам контроля вычисляют плоские прямоугольные координаты $x_м$, $y_м$ межевых знаков и разности $\Delta x = x_м - x_к$, $\Delta y = y_м - y_к$, где $x_к$, $y_к$ — плоские прямоугольные координаты этих же межевых знаков, выписанные из соответствующего каталога. Абсолютное расхождение $f = \sqrt{\Delta x^2 + \Delta y^2}$ в положении контролируемого межевого знака не должно превышать допустимых значений $f_{доп}$, приведенных в табл 18.1.

18.3. Съемка объектов технической инвентаризации

Техническая инвентаризация имеет целью получение информации о местоположении, количественном и качественном составе, техническом состоянии, уровне благоустройства, стоимости объектов, и изменении этих показателей

Комплекс работ, выполняемых по данному инвентарному объекту впервые (при приемке на баланс от заказчика или подрядчика, при проведении технической инвентаризации ранее не обследованных объектов и др.) называется паспортизацией.

Комплекс работ, выполняемых периодически, в плановом порядке, называется текущей инвентаризацией.

Комплекс работ, выполняемых эпизодически и без соблюдения сроков периодичности, называется обследованием.

По организационно-технологическому признаку инвентаризационные работы подразделяются на полевые (они выполняются в натуре: съемочные, обмерные, техническое обследование, проведение мероприятий по уточнению принадлежности объекта) и камеральные (к ним относятся работы по обработке полевых материалов, их оформлению, хранению и выдаче инвентаризационных документов).

Полный комплекс инвентаризационно-технических работ при первичной (основной) технической инвентаризации включает в себя:

- подготовительные работы;
- съемка земельного участка (при необходимости);
- съемка, обследование и техническое описание объекта и его составляющих с составлением абриса;
- составление, при необходимости, плана объекта (плана расположения зданий и сооружений на земельном участке);
- построение, при необходимости, поэтажных планов зданий;
- вычисление площадей и объемов;
- составление экспликаций к планам;
- определение физического износа объекта;
- определение инвентаризационной стоимости объекта;
- составление технического паспорта (технического описания) объекта;
- проверка и приемка выполненных работ;
- технический учет объекта.

Съемка объектов технической инвентаризации на земельном участке производится геодезическими методами и приборами. При площади земельного участка до 0,5 га допускается выполнение измерений рулетками.

В ходе съемочных работ ведется схематический чертеж — абрис. Измерению и показе на абрисе подлежат все строения, связанные с землей фундаментами или столбами, а именно:

- основные здания и пристройки к ним;
- строения служебного назначения (сараи, конюшни, навесы, погреба и др.);
- сооружения (ограды, заборы, колодцы, тротуары, замощения (проезды, площадки), фонтаны и пр.

Съемке не подлежат выступающие части стен (пилястры), раскреповки толщиной до 10 см, а также строения временного характера;

Составление абриса (рис. 18.3 [5]) и измерение здания производится в следующей последовательности:

- зарисовка контура наружных капитальных стен здания, пристроек, крылец, ступеней, а также оконных и дверных проемов по всему периметру стен;
- измерение с одновременной последовательной записью размеров, начиная с одного из наружных углов строения до начала и конца оконных и дверных проемов, начала и конца архитектурных выступов, колонн и пр. Начальной точкой измерения линии может быть не только угол дома, но и выступ, более 40 см, пристройка (сени, тамбур, веранда и т. п.), излом горизонтальной линии стены.

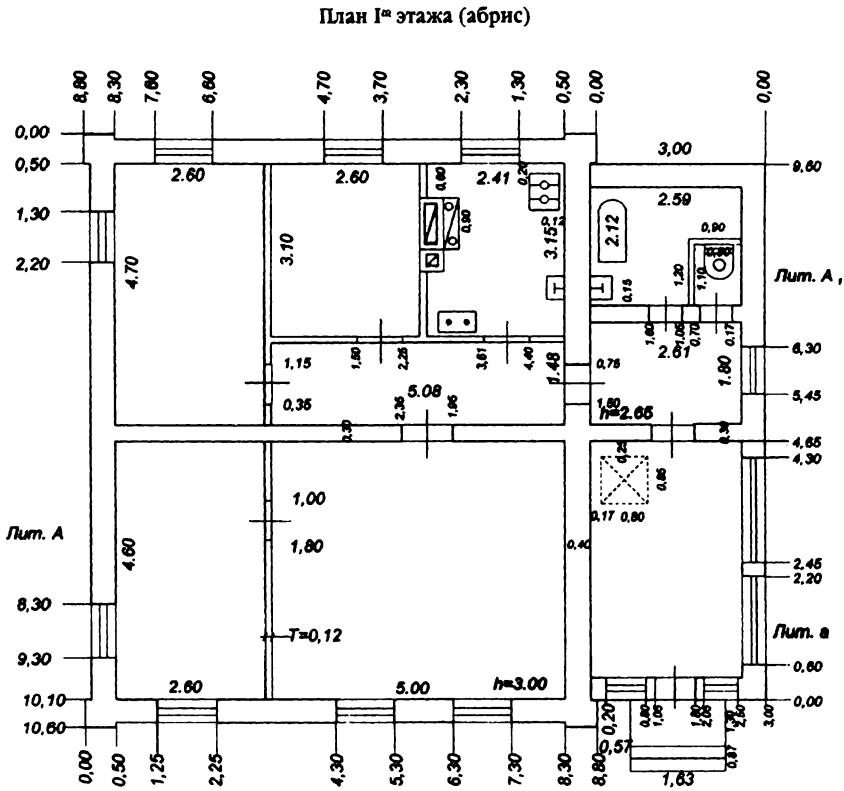


Рис. 18.3. Абрис этажа здания

Для постановки на учет объекта недвижимости составляется технический план, который состоит из графической и текстовой частей.

В графической части технического плана здания, сооружения или объекта незавершенного строительства воспроизводятся све-

дения кадастрового плана соответствующей территории или кадастровой выписки о соответствующем земельном участке, а также указывается местоположение такого здания, сооружения или объекта незавершенного строительства на земельном участке. Графическая часть технического плана помещения представляет собой план этажа или части этажа здания либо сооружения с указанием на этом плане местоположения такого помещения, а при отсутствии этажности у здания или сооружения план здания или сооружения либо план соответствующей части здания или сооружения с указанием на этом плане местоположения такого помещения. В текстовой части технического плана указываются необходимые для внесения в государственный кадастр недвижимости сведения в объеме, установленном органом нормативно-правового регулирования в сфере кадастровых отношений.

18.4. Геоинформационные системы кадастра недвижимости

Такие геоинформационные системы создаются с целями:

- создания единой базы данных, как источника актуальных и достоверных сведений о пространственных данных;
- создания условий, обеспечивающих свободный доступ заинтересованным лицам к обобщенным пространственным данным и их эффективное использование;
- создания эффективного инструмента для органов государственной власти при исполнении ими государственных функций и услуг;
- снижение бюджетных расходов на создание пространственных данных за счет исключения дублирования работ;
- упрощение административных процедур, связанных с получением сведений через Интернет.

Примером такой системы может служить региональная геоинформационная система Санкт-Петербург, первая в Российской Федерации геоинформационная система, которая в сети общего доступа Интернет публично предоставляет пространственную информацию. В ГИС включена информация, содержащая:

- сведения об административно-территориальном устройстве города, а также избирательных округах, границах территорий судебных участков мировых судей;
- классификаторы и кодификаторы адресов;
- объектно-адресную систему города;
- сведения о водных объектах;
- сведения об объектах землеустройства, земельных участках, в том числе обременениях земельного участка, ограничениях его использования;

- сведения о зонах с особыми условиями использования, в том числе охранных зонах (водоохранные зоны водных объектов, охранные зоны инженерных коммуникаций, охранные зоны памятников природы и т. д.);
- материалы градостроительного планирования и градостроительного зонирования, в том числе Генерального плана города, правил землепользования и застройки, проектов планировки и проектов межевания;
- сведения об объектах недвижимости, в том числе зданиях, сооружениях, линейных объектах, помещениях, расположенных на территории города;
- сведения о территориях объектов культурного наследия (памятниках истории и культуры), в том числе вновь выявленных объектах культурного наследия;
- тематические карты;
- сведения о зеленых насаждениях общего пользования;
- материалы лесоустройства;
- картографические материалы.

Геоинформационная система обеспечивает решение следующих задач:

- сбор, обработку, геокодирование пространственных данных;
- поддержание в актуальном состоянии картографического материала, размещенного в системе;
- ведение объектно-адресной системы города, включая общегородские классификаторы адресов;
- предоставление актуальных сведений об объектах недвижимости, территориальных зонах, охранных зонах, инженерных коммуникациях и других справочных данных на запрашиваемую территорию;
- осуществление поиска объектов недвижимости по различным критериям (адрес, кадастровый номер, площадь, дата формирования, характеристики объектов и другие тематические поиски).

Перспективы таких систем связаны с увеличением числа геоинформационных слоев и обновления данных через 1 час, интеграцией пространственных данных в трехмерные модели.

Глава 19

ГЕОИНФОРМАЦИОННЫЕ СИСТЕМЫ И ТЕХНОЛОГИИ

19.1. Основные понятия и определения геоинформатики

Современное состояние нашего общества характеризуется интенсивным развитием информационных и телекоммуникационных технологий, проникновением их во все сферы человеческой деятельности. Формируются новые области знаний, такие как информатика, геоинформатика, кибернетика и др., определяемые, в силу своих безграничных приложений, как *метанауки.* Внутри этих областей развиваются многочисленные новые направления практических приложений. Естественно, что возникающие при этом спонтанном процессе термины и определения зачастую носят узко специальный характер, во многом перекрывают и противоречат друг другу. Это относится не только к многочисленной специальной научной и учебной, но и к нормативно-справочной литературе. Возникающие в процессе созидания новых знаний термины и определения имеют относительную истину как в смысле их узкой направленности, так и в смысле временной определенности. В момент выхода нового литературного источника сфера познания в бурно развивающейся сфере информационных технологий зачастую значительно опережает уровень знаний, представленный публикацией, так что в области новых понятий весьма справедливыми в общефилософском смысле остаются слова Ф.И. Тютчева:

«...Другому как понять тебя?
Поймет ли он чем ты живешь?
Мысль изреченная есть ложь...»

Возникающие новые понятия и определения создают определенную на вербальном (словесном) уровне модель реальности. Каждая модель имеет свой жизненный цикл и масштаб применения. Из всего множества моделей — определений нас, уважаемый читатель интересуют, прежде всего понятия термины и определения *геоинформатики.* На наш взгляд, было бы непростительной роскошью рассматривать эволюцию многочисленных определений геоинформатики. Более разумно рассмотреть понятия и определения наиболее близкие к развиваемой авторами новой области

знаний *геоинформатике транспорта* [8], возникающей на стыке геодезии, *геоинформатики* и *навигации.*

Уже из этимологии слова *геоинформатика* следует, что она является частью информатики — области знаний связанной с автоматизированным получением, хранением, обработкой, передачей и представлением информации. В геоинформатике получают и обрабатывают пространственно-временную информацию, связанную с Землей и околоземным пространством, изучают, моделируют и прогнозируют процессы и явления, происходящие в *геопространстве*, т. е. в пространстве ограниченном, как обычно говорят *географической* (а лучше сказать *физической*) *оболочкой Земли* со всеми объектами естественного и искусственного происхождения на ней расположенными.

Исходя из сказанного можно дать следующее краткое синтетическое определение геоинформатики.

Геоинформатика — это область знаний, изучающая методы и средства получения, хранения, обработки, передачи и представления пространственно-временной информации, связанной с геопространством.

При этом, под обработкой следует понимать как преобразование пространственно-временных данных (или *геоданных* [4]), так и моделирование, прогнозирование, поддержку принятия решений, технологии искссственного интеллекта и др.).

Геоданные принято разделять (см. например [14, 18] на две большие группы: *базисные геоданные* (*координатные геоданные*) и специальные тематические геоданные (атрибутивные геоданные). Геоданные являются исходной информацией для геоинформатики и в частности для получения *геоинформации* как совокупности сведений об объектах и явлениях, существующих в *геопространстве*, характеризующихся наличием пространственных отношений между ними [4, 18].

Иными словами, геоинформация представляет собой формализованные геоданные в виде совокупности информационных моделей, предназначенных для использования в различных автоматизированных информационных системах: *системах автоматизированного проектирования* (*САПР*), *геоинформационных системах* (*ГИС*). *навигационных системах* (*НС*) *и др.*

Геоинформационная система (*ГИС*) — автоматизированная информационная система, предназначенная для обработки пространственно-временных данных на основе интеграции данных, технологий и методов представления информации.

Системные уровни ГИС — уровни, определяющие системную структуру полной ГИС. Обобщенная ГИС [11] содержит три системных уровня следующего содержания:

— системный уровень сбора и первичной обработки и унификации собранной информации;
— системный уровень моделирования, хранения и обновления информации (содержит внутреннюю БД);
— системный уровень представления.

Первоначально ГИС представляли собой географические информационные системы. В настоящее время функциональные возможности ГИС значительно шире информационных географических систем. Они способны интегрироваться с любыми автоматизированными системами: инвентаризации, проектирования, навигации и управления, приобретают уровень информационно-управляющих систем. Естественно, что в этих условиях их не относят к географическим, а называют просто геоинформационными.

Считается, что основу геоинформатики составляют *геоинформационные системы и геоинформационные технологии* (ГИТ). В [14,18] ГИТ определяется как разновидность информационных технологий, связанных со сбором обработкой, хранением, представлением и передачей геоданных и геоинформации с использованием не только ГИС, но и других автоматизированных систем. Во многих других работах в том числе и нормативных и справочных ГИТ сводят по существу к ГИС технологиям, т. е. к технологиям связанным с применением ГИС, что не соответствует действительности. На самом деле из определения геоинформатики следует, что все автоматизированные технологии сбора и обработки геоданных являются геоинформационными. Понятно, что практически все координатные геоданные создаются технологиями наземной геодезии (электронная тахеометрия, спутниковые определения, лазерная локация наземного базирования и др.) и технологиями дистанционного зондирования. Все эти технологии являются автоматизированными и потому, безусловно, входят в состав ГИТ. В Европе для этих технологий определена новая область знаний — геоматика, включающая конечно и теоретические аспекты. В нашей стране акцента на геоматику пока не сделано, поскольку большая часть понятий геоматики совпадает с понятиями геоинформационных технологий. Таким образом, результатами ГИТ являются координатные геоданные и геоинформация, на основе которых формируются *геоинформационные модели* (ГИМ) в виде *цифровых* (*координатных*) *моделей местности, рельефа, объектов и др.* В своей совокупности, геоданные, геоинформация и геоинформационные модели образуют т. н. *геоинформационное пространство* (*ГИП*) [18], являющееся моделью реального геопространства и предназначенного для использования в автоматизированных системах инвентаризации, проектирования, навигации и управления, в том числе в ГИС. Справедливости ради следует сказать, что геоинформация, геоинформационные модели и геоинформационное пространство

чаще всего формируются непосредственно в ГИС, являющихся конечно базовой составляющей геоинформатики, поэтому рассмотрим основную схему *информационного процесса* по созданию геоинформационного пространства в виде цифровых (координатных) моделей геопространства как основного результата деятельности геодезистов и геоинформатиков (см. рис. 19.1)

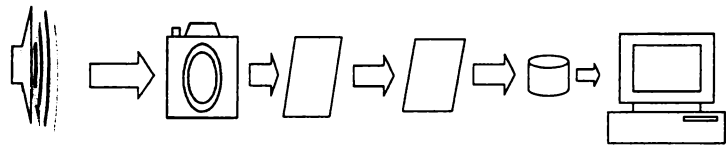


Рис. 19.1. Схема информационного процесса по формированию ГИП

Окружающее нас физическое пространство представлено находящимися в непрерывном движении *физическими телами и физическими полями* с возникающим между ними обменом энергии и переходом ее из одной формы в другую. В результате в пространстве возникает информационное поле *сигналов*, условно изображенном на первом и втором этапах информационного процесса. При наличии средств регистрации сигналов (объект 3) и методов их обработки, на этапах 4 — 5 получают *первичные данные*. Эти данные (например результаты полевых измерений) могут быть обработаны более совершенными методами на стадии *камеральных работ* (этапы 6 — 7) с извлечением более детальной информации, сформированы в файловые стрктуры и сохранены на магнитных носителях (этапы 8 и 9). При наличии соответствующего аппаратного и программного обеспечения на этих этапах может формироваться и *геоинформационное пространство* в виде цифровых моделей местности. Это формирование осуществляется, например, в современных электронных тахеометрах уже начиная с четвертого этапа, на цифровых фотограмметрических станциях (этапы 6 — 7) и т. д. Сформированная на этапах камеральных работ *геоинформация*, или уже готовое *геоинформационное пространство* передается далее на компьютер с установленным на нем программным обеспечением, необходимой для конкретного пользователя, автоматизированной информационной системы типа ГИС, САПР и др. (этапы 10 — 11).

На самом деле информационный процесс на этом не завершается. После процесса проектирования в САПР, например, геоинформационное пространство дополняется цифровой моделью проекта сооружения (ЦМПС), по которой составляется проект производства геодезических работ (ППГР) и разбивочные данные. Далее процесс переходит в стадию полевых разбивочных работ, исполнительных съемок и *обновления геоинформационного пространства.*

Следует особо подчеркнуть, что стадия обновления ГИП возникает при работах связанных с мониторингом территорий.

Схема информационного процесса, представленная на рис. 19.1, является информационной технологией по формированию геоинформационного пространства. С помощью автоматизированных информационных систем ГИП может совершенствоваться, преобразовываться из одной формы (аналитическая, графическая, табличная и др.) в другую. Цифровые модели могут использоваться для решения задач инвентаризации, проектирования, навигации и управления. Работы, связанные с созданием и использованием ГИП с применением ГИС составляют т. н. *ГИС-технологии.*

Все работы на этапах информационного процесса по созданию геоинформационного пространства входят в сферу *геоинформационных технологий*, в том числе и ГИС-технологии.

Таким образом, рассмотренные в нашем учебнике, технологии электронной тахеометрии, спутниковых определений, технологий дистанционного аэрокосмического зондирования, лазерного сканирования и др. безусловно входят в сферу геоинформационных технологий.

19.2. Основные понятия и определения ГИС

Геоинформационная система (*ГИС*) — автоматизированная информационная система, предназначенная для обработки пространственно-временных данных, основой интеграции которых служит геоинформация.

ГИС железнодорожного транспорта — информационно-управляющая автоматизированная система, призванная обеспечивать решение задач инвентаризации, проектирования и управления объектов железнодорожного транспорта.

Системные уровни ГИС. Полную ГИС можно представить в виде трехуровневой структуры, включающей:

— системный уровень сбора и первичной обработки информации;
— системный уровень моделирования, хранения и обновления информации;
— системный уровень представления.

Отличие ГИС от других автоматизированных систем:

- На уровне сбора информации ГИС включают в себя отсутствующие в АСУ методы сбора пространственно-временных данных, технологии использования спутниковых навигационных систем, технологии реального масштаба времени и др.
- На уровне хранения и моделирования ГИС включают в себя технологии пространственного анализа, применение цифро-

вых моделей (ЦМ) и видеобаз данных, а также комплексный подход к принятию решений.

- На уровне представления ГИС дополняют технологии АСУ применением интеллектуальной графики, что делает их более доступными и понятными для работников управления и органов власти.

ГИС и экспертные системы (ЭС). В технологиях ГИС используются три типа экспертных систем:

- на уровне сбора информации — система автоматизированного распознавания образов при обработке фотоснимков, или сканировании картографических изображений;
- на уровне моделирования — ЭС автоматизированного редактирования картографических данных. Для управления и принятия решений применяются ЭС анализа атрибутивных данных, данных о запросах пользователей и др.;
- на уровне представления данных — ЭС генерализации картографических изображений.

Базовые модели данных в ГИС. В ГИС, как и в других автоматизированных системах, для организации данных используется инфологические (объектные), иерархические, реляционные и сетевые модели.

Особенности организации данных в ГИС. Особенностью ГИС является наличие большого объема пространственно-временной и графической информации.

Местоположение объектов ГИС определяется классом координатных (позиционных) данных.

Для определения параметров времени и организации описательной информации используется класс атрибутивных данных.

Источниками данных в ГИС являются:

- существующие топографо-геодезические и картографические материалы;
- материалы дистанционного аэрокосмического зондирования;
- данные наземных измерений;
- атрибутивные данные из предметной области.

Класс координатных данных — отражает метрическую информацию ГИС, представленную совокупностью геометрических элементов: точек, линий, контуров и площадей.

Основной формой представления координатных данных являются цифровые модели (ЦМ).

Для визуализации координатных данных используются графические модели.

Класс атрибутивных данных — есть совокупность временных и описательных данных объектов ГИС. Атрибутивные данные чаще всего представляют в табличной форме.

Качество данных в ГИС — определяется следующими характеристиками:

- позиционной точностью;
- точностью атрибутов;
- логической непротиворечивостью;
- полнотой;
- происхождением.

Графические модели координатных данных в ГИС. Основу графической среды и визуализации данных в ГИС составляют векторные и растровые модели.

Векторные модели могут быть топологическими (если они поддерживают топологию графики), или не топологическими.

Особенностью организации графических данных в ГИС является поддержка оверлейных структур. Их отличие от систем CAD состоит в том, что слои в ГИС могут быть как векторными, так и растровыми. Векторные слои в ГИС являются объектными, т. е. они несут информацию об объекте, а не об отдельных элементах объекта, как в САПР.

ГИС могут одновременно поддерживать как растровую, так и векторную формы представления графики. Такие ГИС называют гибридными.

Современные ГИС позволяют выполнять пространственное моделирование объектов и явлений.

Особенности моделирования в ГИС. При моделировании в ГИС выделяют следующие виды операций с данными:

- операции преобразования форматов и представлений данных;
- проекционные преобразования;
- геометрический анализ данных;
- оверлейные операции;
- функционально-моделирующие операции.

Операции преобразования форматов и представлений присутствуют в каждой ГИС и необходимы как средства обмена данными с другими АС.

Тип формата определяется используемым ПО и технологиями сбора данных. Преобразование форматов осуществляется с помощью программ — конверторов.

Графические данные могут иметь растровое или векторное представление, имеющие существенное различие. Векторное представление имеет существенно бóльшие аналитические возможности, чем растровое. Операция преобразования растрового изображения в векторное (векторизация) является одной из основных при обработке графических данных в ГИС. В состав любой ГИС входит специальная программа векторизации — графический редактор. Существуют и специальные программы-векторизаторы.

Для определения положения объектов в пространстве существует множество систем координат (СК). Для изображения поверхности земли на плоскости применяют различные математические модели — картографические проекции. Группа математических процедур ГИС, осуществляющих переход от одной системы координат к другой, пространственной системы координат к картографической проекции, или переход от одной картографической проекции к другой носит название проекционных преобразований.

Особенностью цифровых карт (ЦК) в ГИС является возможность их организации в виде множества слоев (покрытий, или карт — подложек). Сущность оверлейных операций состоит в наложении разноименных слоев с генерацией производных объектов и наследованием атрибутов.

Программные средства ГИС позволяют выполнять ряд операций геометрического анализа. Для векторных моделей такими операциями являются:

- определение расстояний;
- определение длин кривых:
- определение площадей фигур:
- трансформирование точек объекта;
- и др.

В ГИС используются различные аналитические операции:

- расчет и построение буферных зон;
- анализ сетей;
- генерализация;
- цифровое моделирование;
- и др.

Развитие автоматизированных методов обработки пространственной информации привело к появлению нового направления в моделировании — цифрового моделирования (ЦМ). Основными элементами цифрового моделирования являются:

- цифровая модель рельефа (ЦМР);
- цифровая модель местности (ЦММ);
- цифровая модель объекта (ЦМО).

Цифровые модели широко используются в ГИС, САПР и АСУ.

Цифровые фотограмметрические системы (*ЦФС*) — автоматизированные компьютерные системы обработки данных дистанционного зондирования, служащие для получения координатных данных, цифровых карт ЦК, ЦММ. ЦМР и ЦМО.

Электронные карты (ЭК). Развитие методов цифрового картографирования привело к появлению электронных карт. Они осуществляют динамическую визуализацию цифровых карт при помощи видеомониторов и соответствующего программного интерфейса. Они могут создаваться и как электронные атласы и как навигационные системы. ЭК широко применяют для определения

местоположения движущихся транспортных средств (режим реального времени). По существу ЭК можно отнести к классу специализированных ГИС.

19.3. Работа с информацией в ГИС

Работа с информацией в ГИС осуществляется комплексом программ под управлением той или иной операционной системы. Обычно ГИС состоит из двух основных частей — графического редактора и СУБД. В любой ГИС осуществляются:

- ввод и вывод информации;
- управление графическими и тематическими базами данных, обеспечивающее связь между этими базами для правильной и синхронной работы с объектами; под управлением понимается: создание баз определенной структуры и заполнение их, поиск информации в базах, сортировка, редактирование и пополнение информации, выдача информации по запросам и ряд других операций;
- визуализация информации, т. е. наглядное представление (отображение) на экране монитора информации, хранящейся в цифровой форме в графических и тематических базах; при этом информация может быть выдана на экран как в виде картографического изображения, так и в виде таблиц, графиков, диаграмм и т. п., отображающих результаты выполненного анализа информации;
- работа с картографическим изображением: перемещение его в произвольном направлении, масштабирование; настройка элементов оформления изображения (цвет, тип линий и т. п.); управление окнами на экране; редактирование изображения и т. д.;
- совместный анализ графической и тематической информации, позволяющий выявлять связи и закономерности между объектами и явлениями, динамику развития тех или иных процессов;

Созданием ГИС занимаются многие зарубежные и отечественные фирмы и к настоящему времени разработано большое количество различных ГИС. В литературе по ГИС принято деление этих систем на два класса (или два уровня):

- к ГИС первого уровня относят наиболее мощные системы, ориентированные на использование рабочих станций, работу в сетях и с огромными объемами информации, поддерживающие много форматов обмена данными, имеющие большой набор функций для анализа пространственных и всевозможных иных данных и большое количество приложений для использования ГИС в различных областях деятельности;

— ГИС второго уровня предназначены для работы на персональных компьютерах, поддерживают небольшое число обменных форматов, имеют ограниченный набор функций анализа данных и ограничения на объемы обрабатываемой информации.

Из ГИС первого уровня наибольшее распространение имеют ГИС MGE фирмы INTERGRAPH и ГИС ARC/INFO фирмы ESRI. Названные фирмы выпускают варианты своих ГИС, ориентированные как на использование на мощных компьютерах, так и на менее мощных.

Из характерных представителей ГИС второго уровня можно назвать такие, как MapInfo фирмы Mapinfo Corporation (США), Панорама и Нева (Россия), КРЕДО-ДИАЛОГ «Белоруссия» и др.

При описании того или иного программного продукта принято различать две его стороны:

— техническое обеспечение, т. е. комплекс применяемых аппаратных средств (Hardware, что в буквальном переводе означает «твердые изделия»);
— программное обеспечение (Software, буквально — «мягкие изделия»).

Техническое обеспечение различных по своим возможностям ГИС имеет определенные отличия. Ниже перечислены аппаратные средства, составляющие некоторый типовой комплекс:

— персональный компьютер или рабочая станция (более мощный компьютер);
— внешние запоминающие устройства — накопители на гибких, жестких и оптических дисках; последние должны иметь самое широкое применение, поскольку велики объемы хранимой в ГИС информации;
— устройства ввода информации (сканер и дигитайзер);
— устройства вывода информации (принтер и плоттер);
— средства телекоммуникаций для работы в сети.

Работа с графической информацией. Различают два вида компьютерной графики — растровую и векторную.

При работе в графическом режиме экран монитора представляется массивом отдельных точек, мельчайших элементов изображения, называемых видеопикселами. Компьютер управляет цветом и яркостью каждого пиксела, в результате чего из точек разного цвета и яркости на экране создается растровое изображение. Информация о состоянии каждого пиксела растрового изображения запоминается в компьютере с помощью комбинации битов. Чем больше битов отведено для каждого пиксела, тем большее число цветов можно получить на экране. Так, если пикселу отводится лишь один бит, растровая картинка будет состоять из точек, имеющих два возможных цвета (например, черный и белый), а если пикселу соответствуют 24 бита, то количество возможных цветов со-

ставит более 16 млн (такую палитру называют естественными цветами, т. к. в ней представлены все возможные оттенки, различимые человеческим глазом).

В зависимости от используемых цветов растровые изображения делят на три вида:

- черно-белые (только два цвета, два возможных состояния пикселов);
- полутоновые (допускают разные степени черноты — градации серого);
- цветные.

Графические изображения записываются в файлы, хранятся в файлах и воспроизводятся из файлов. В зависимости от способа (формы) этой записи различают растровые и векторные форматы файлов.

Растровый формат дает описание изображения как массива составляющих его пикселов с дополнительными характеристиками растровой картинки, позволяющими правильно воспроизвести ее на экране.

Для уменьшения размеров растровых файлов используют различные способы их сжатия. Например, один из распространенных способов (метод RLE) состоит в том, что при считывании подряд нескольких пикселов одного цвета запоминается код цвета и количество пикселов с этим кодом, а не повторяющийся много раз код. Если изображение содержит большие одноцветные участки, метод оказывается эффективным.

Сравнительно недавно разработан метод сжатия JPEG (Joint Photographic Experts Group), который обеспечивает высокий коэффициент сжатия для фотоснимков. Применение этого метода для сжатия файлов, полученных при сканировании аэрофотоснимков, позволяет уменьшить размеры файлов только в 4 — 5 раз: более сильное сжатие вносит недопустимые искажения в изображения.

Способы хранения изображений, набор характеристик и порядок описания пикселов могут быть различными: разработано большое количество форматов растровых файлов, отличающихся друг от друга порядком описания данных.

Из форматов растровой графики наибольшее распространение имеют следующие: BMP,TIF,GIF,PCX. При необходимости ввода растрового изображения в формате, с которым не может работать данная ГИС, следует выполнить преобразование (конвертирование) этого формата в другой — подходящий для ГИС. Подобное преобразование является достаточно простым и может быть выполнено при помощи какого-либо графического редактора (например, Microsoft Paintbrush, CorelDraw и т. п.): достаточно в этом ре-

дакторе открыть файл командой Open, а затем записать его с помощью команды Save as (сохранить как) в нужном формате.

Растровые форматы используются в ГИС в основном при вводе отсканированных аналоговых материалов. Изображения, представленные в растровых форматах, трудно редактировать, а операции редактирования составляют значительную часть выполняемых в ГИС работ, поэтому в современных ГИС основная работа ведется с данными в векторном представлении.

В векторной графике, в отличие от растровой, изображения создаются не по описаниям состояния отдельных пикселов, а по математическим (геометрическим) описаниям объектов. Векторную графику называют поэтому объектно-ориентированной.

Объекты описываются векторами фиксированной длины, отсюда название — векторная графика. Так, геометрическим описанием точки являются ее координаты (в заданной системе координат), геометрическим описанием отрезка — координаты двух его точек (начала и конца отрезка), геометрическим описанием ломаной — координаты всех ее вершин и т. д. Подобные описания позволяют компьютеру вычислить (по формулам аналитической геометрии) положение любой промежуточной точки объекта и построить его изображение. Для создания каждого простого объекта имеется соответствующая компьютерная команда. Из простых объектов создается изображение любой сложности. Работа с векторным изображением — это работа с объектами. Такой подход обеспечивает простоту и удобство редактирования изображения: можно удалять, перемещать, видоизменять отдельные объекты, т. е. редактировать отдельные части рисунка, не оказывая никакого влияния на остальное изображение — объекты на рисунке перекрываются без всякого воздействия друг на друга. Такого удобства редактирования не дает растровая графика, оперирующая отдельными точками изображения, хотя следует отметить, что в растровой графике наблюдаются изменения в технологии работы с изображением: появляются программы (например, Photoshop) с объектно-ориентированным подходом к редактированию, когда некоторые группы точек растра принимаются за объекты.

Векторные рисунки в большинстве случаев требуют меньших объемов памяти, чем такие же растровые рисунки. У векторного формата есть и еще одно преимущество: качество векторных изображений при выводе на печать зависит только от самого печатающего устройства (от его разрешающей способности) и никаким образом не зависит от увеличения, в то время как качество растровых ухудшается при увеличении — линии становятся пилообразными.

Разработано большое количество форматов векторных файлов разной степени сложности. Каждая ГИС работает в своем собственном (внутреннем) векторном формате, но обязательно осна-

щена встроенными преобразователями (конверторами) форматов, позволяющими осуществлять операции импорта / экспорта файлов других векторных форматов. Наиболее распространенными векторными форматами при обмене данными между различными ГИС являются форматы DXF и ASCII.

Файлы векторной графики, как и растровые файлы, включают в себя, конечно, не только геометрические описания объектов, составляющих изображения, но и целый ряд различных параметров. Например, файлы формата DXF содержат собственно описания объектов только в одной из 4 секций, составляющих файл; другие три секции заняты описаниями используемых типов линий, штриховок, шрифтов, перечислением названий слоев, блоков и т. п. Структура форматов файлов обычно не интересует пользователя, если импорт / экспорт файлов проходит успешно. Следует, однако, отметить, что преобразования векторных файлов из формата в формат не всегда оказываются успешными: существует вероятность того, что некоторые части рисунка утратятся или исказятся. Если программа-конвертор встречает описание объекта, для которого в новом формате нет точного соответствия, этот объект будет либо отброшен, либо описан какими-нибудь похожими командами нового формата, что может повлечь за собой либо отсутствие, либо искажение объекта.

Графическая информация, хранящаяся в графических базах данных, структурирована по объектам. Большинство ГИС оперируют с объектами следующих типов:

- точки (точечные объекты);
- линии и полилинии;
- области (регионы, полигоны);
- текст (текстовые объекты).

Список объектов ГИС может быть и шире: в него могут входить окружности, эллипсы, прямоугольники, многоугольники и т. п.

Графическая информация об объекте — это прежде всего информация о его типе и пространственном положении. Пространственное положение определяется координатами в той или иной системе: все ГИС позволяют создавать изображения в различных картографических проекциях и в разных системах координат и осуществлять переход из одной системы в другую. Каждый объект имеет свое координатное описание. Так, координатным описанием точечного объекта являются две координаты (например, X и Y), координатным описанием области — последовательность пар координат для каждой вершины контура области, причем эта последовательность должна дважды включать координаты начальной точки, т. е. последняя пара координат должна быть такой же, как первая пара и т. д.

Всем объектам присущи определенные характеристики, которые называются (в некоторых ГИС) атрибутами объектов. Так, для

точечного объекта атрибутом является вид символа (тип, цвет и размер условного знака), которым этот объект будет обозначен при изображении его на экране. Атрибутом линейного объекта является вид изображающей его линии, т. е. тип (сплошная, пунктирная и т. п.), толщина и цвет линии. Атрибуты области включают в себя кроме атрибута линии, ограничивающей область, вид штриховки для площади, занимаемой областью. Для текстового объекта должен быть задан стиль текста: тип и размер шрифта, наклон букв, написание букв (курсив, подчеркнутый и т. п.), цвет и некоторые другие характеристики.

Вся графическая информация в ГИС структурируется не только по объектам, но и по слоям. Каждый объект принадлежит какому-то слою. Слои можно представить себе как листы из прозрачного материала, на каждом из которых изображена часть содержания карты и которые, накладываясь друг на друга, дают полную картину.

Принцип разнесения объектов по слоям и количество слоев могут определяться пользователем, а могут быть и жестко определены: это зависит от вида выполняемой в ГИС работы. Если ГИС используется для создания электронных топографических карт масштабов 1:25 000 — 1:1 000 000 по разработанному стандарту, то деление информации на слои должно выполняться в соответствии с классификатором топографической информации, который требует обязательного выделения слоев со следующим содержанием:

- математические элементы и элементы плановой и высотной основы;
- рельеф суши;
- гидрография и гидротехнические сооружения;
- населенные пункты;
- промышленные, сельскохозяйственные и социально-культурные объекты;
- дорожная сеть и дорожные сооружения;
- растительный покров и грунты;
- границы, ограждения и отдельные природные явления;
- подписи на карте.

При использовании ГИС для других работ содержание слоев определяется задачами, которые будут решаться по данной ГИС-технологии. Чаще всего деление на слои выполняется не по типам объектов (слой точек, слой линии и т. п.), а по тематике. Например, при использовании ГИС для создания планов железнодорожных станций могут быть выделены слои: путей, стрелочных переводов, сигналов и путевых знаков, устройств связи и СЦБ, искусственных сооружений, устройств локомотивного хозяйства и т. д. Количество слоев в ГИС обычно указывают неограниченным, поскольку вряд ли найдется такая область применения ГИС, для которой потребуется, например, более 500 слоев.

Слоям в ГИС можно давать имена; слои можно делать видимыми и невидимыми, доступными и недоступными, можно удалять их и добавлять. Деление информации на слои делает удобным как редактирование содержания отдельных тематических групп, так и решение отдельных задач, когда нет необходимости видеть всю имеющуюся информацию, более того — видимость всей информации на экране мешает решению задачи: отключение ненужных в данный момент слоев позволяет быстрее и лучше выполнить работу.

Ввод графической информации. Способы ввода графической информации в ГИС зависят от источников исходной информации. Такими источниками могут быть:

- результаты наземных геодезических измерений;
- результаты аэрокосмического зондирования и лазерного сканирования;
- ранее созданные аналоговые карты и планы;
- готовые цифровые карты и цифровые модели.

В настоящее время ряд картографических организаций занимается созданием цифровых карт (картографическая информация преобразуется в цифровую форму); составляются:

- цифровые планы городов масштабов 1:10 000, 1:25 000;
- цифровые топографические карты масштабов от 1:25 000 до 1:1 000 000;
- авиационные карты (1:500 000 – 1:4 000 000);
- цифровые тематические карты.

Начиная работу с ГИС, можно приобрести соответствующие карты или цифровые модели. В таком случае ввод графической информации сведется к вводу векторных графических файлов.

Съемки местности дают материал, который должен быть обработан целым рядом программ для преобразования его в цифровую форму, отображающую содержание полученной карты или плана. В настоящее время перспективными видами съемок для создания цифровых карт являются: электронная тахеометрия, спутниковые измерения (GPS), лазерное сканирование.

Электронные тахеометры снабжены накопителями информации, с которых она легко может быть введена в компьютер. Многие современные ГИС имеют в своем составе программные модули, осуществляющие автоматизированное составление цифровых карт по результатам электронной тахеометрии.

Все приемники GPS также позволяют вводить результаты измерений в компьютер благодаря наличию накопителей данных и средств общения с компьютерами (стандартные интерфейсы с компьютером).

Во многих областях деятельности при использовании ГИС наиболее подходящим источником картографической информации являются ранее созданные карты и планы. Рассмотрим более под-

робно технологию ввода графической информации на основе этих источников данных. Следует отметить, что рассмотренные ниже методы преобразования информации используются и при обработке аэро и космических снимков, т. е. составляют один из этапов обработки результатов фототопографических съемок для создания цифровых карт и моделей.

Задача преобразования исходных материалов в цифровую векторную форму (цифрование, или векторизация) решается двумя основными методами:

- цифрованием на планшете (дигитайзере):
- сканированием исходных аналоговых материаловс последующим цифрованием по растровой подложке.

Цифрование графической информации. *Дигитайзер* — это устройство для цифрования, состоящее из электронного планшета и указателя (указатель называют также панелью, курсором, манипулятором, а дигитайзер — графическим планшетом, сколкой).На планшете укрепляется подлежащая цифрованию бумажная карта (или фотоснимок): смещение карты во время оцифровки недопустимо, поэтому закрепление ее на рабочей поверхности планшета должно быть надежным. Указатель — кнопочное устройство, перемещаемое по планшету; количество кнопок на нем зависит от типа дигитайзера и может колебаться от одной до семнадцати. Большинство ГИС может работать с дигитайзерами различных типов, используя соответствующие драйверы — программы, осуществляющие связь данного типа дигитайзера с ГИС.

Работа с дигитайзером может выполняться в двух режимах: дискретном и непрерывном. При работе в дискретном режиме оператор вручную обводит контуры объектов, совмещая перекрестие нитей дигитайзера с характерными точками цифруемого объекта и нажимая в этот момент соответствующую кнопку, что приводит к передаче координат точек в компьютер. На экране монитора возникают изображения обведенных объектов.

При работе в непрерывном режиме нажатия кнопки не требуется: координаты точек регистрируются автоматически либо с постоянным шагом, либо с постоянным интервалом по времени обводки. Недостатком такого режима является избыточное количество точек, характеризующих положение объекта, поэтому предпочтительней работа в дискретном режиме, хотя она и требует нажатия кнопок.

Для правильной оцифровки необходимо выполнить настройку дигитайзера. В разных ГИС настройка имеет свои особенности, но некоторые моменты одинаковы для всех ГИС. К ним относится, например, ввод контрольных точек. Планшет дигитайзера имеет свою систему координат, отличную от системы координат карты, поэтому должно быть установлено соответствие между двумя сис-

темами для возможности перевода координат из одной системы в другую: дигитайзер должен посылать в компьютер координаты карты. Для возможности пересчета координат в начале работы должны быть заданы контрольные точки, координаты которых известны и в той и в другой системе. Минимальное количество таких точек — две, но большее количество точек повышает точность оцифровки. Большинство ГИС допускает выполнение преобразования координат по любому числу контрольных точек (преобразование Гельмерта).

При цифровании картографических объектов рекомендуется придерживаться определенных правил, соблюдение которых позволяет сообщить некоторую дополнительную информацию об объектах. Одним из таких правил является, например, фиксированное направление обхода некоторых линейных объектов: река обводится от истока к устью; горизонталь — по правилу «большая высота — слева» и т. п.

Цифрование по растровой подложке имеет большее распространение, т. к. обеспечивает более высокую точность и производительность.

Перед цифрованием изображение сканируется. Эта работа выполняется на устройствах, называемых *сканерами*. Сканеры предназначены для считывания графической и текстовой информации по строкам мельчайших клеток растровой сетки с регистрацией черно-белого или цветного изображения. Для сохранения необходимой точности картографических изображений разрешение сканера должно быть не менее 600 точек на дюйм. (Разрешающей способностью, или разрешением называется максимальное количество отдельных элементов в какой-то области). Результатом сканирования является файл растрового формата (GIF,TIF,PCX). Открыв этот файл в ГИС, получают изображение исходного картматериала на экране монитора. Первым этапом обработки полученного изображения является его коррекция, которая выполняется, как и при работе с дигитайзером, по контрольным точкам (точкам с известными координатами). После коррекции растрового изображения приступают к его оцифровке (векторизации — создании векторных объектов). Применяются три технологии оцифровки: *оцифровка вручную*, *автоматическая* и *полуавтоматическая* (*интерактивная*).

Оцифровка вручную состоит в обводе контуров объектов на экране при помощи мыши с фиксированием (нажатием кнопки мыши) координат характерных точек контуров.

Автоматическая оцифровка выполняется при помощи программ, называемых *векторизаторами*. Работа этих программ состоит в распознавании образов: они могут идентифицировать и выделять из растра отдельные точечные, линейные и площадные объ-

екты, сравнивая изображения с заложенными в эти программы образцами условных знаков.

Полуавтоматическая, или интерактивная оцифровка ведется с применением программ, которые автоматически распознают объекты на сравнительно простых растровых изображениях и обращаются за помощью к оператору, когда не могут выполнить векторизацию автоматически.

Выбор того или иного способа зависит от целого ряда обстоятельств: наличия программ-векторизаторов, сложности растрового изображения, объема работ и т. д. Чаще всего сочетают автоматическую векторизацию с полуавтоматической и ручной: полностью автоматическая возможна только для сравнительно простых чертежей. Обычно сложные части изображения векторизуют вручную, а для оставшихся (простых) частей применяют автоматический или полуавтоматический способ.

В процессе векторизации любым методом (и на дигитайзере и по растровой подложке) используются многие функции ГИС для работы с графическими объектами: совмещение узлов объектов, проверка замыкания линий, поиск разрывов, удаление части объекта, соединение объектов, перенос объектов со слоя на слой и т. п.

Программные средства ГИС включают в себя много разнообразных функций для работы с графическими объектами. Рассмотрим те из них, которые входят в состав большинства современных ГИС.

Редактирование векторных объектов. Любой графический объект может быть изменен: его можно переместить (в том числе с одного слоя на другой), повернуть, увеличить, уменьшить, изменить его атрибуты (цвет, тип и толщину линий, тип и цвет штриховки); можно изменить форму объекта (например, переместить или удалить некоторые вершины полилинии) и его тип (например, превратить ряд отрезков в полилинию или полилинию — в замкнутую область), объединить несколько объектов в один или, наоборот, — из одного объекта сделать несколько, можно удалить часть объекта или весь объект. Функции редактирования применяются, как правило, не ко всем объектам, видимым на экране, а только к некоторым из них; эти некоторые должны быть выделены. Все ГИС имеют ряд функций для выделения как отдельного объекта, так и группы объектов, попавших, например, в какую-то замкнутую фигуру.

При редактировании объектов (как и при выполнении многих других операций над ними) часто бывает необходимо указывать точно какие-то точки объектов: в ГИС имеются специальные функции, позволяющие это осуществить. Они называются по-разному в разных ГИС: режим совмещения узлов — в Mapinfo, объектная привязка — в CAD-системах и т. д.

Как уже отмечалось, любая ГИС обеспечивает возможность определения:

— площадей замкнутых фигур;
— длин линейных объектов;
— координат указанных точек.

Пространственный анализ. Подпрограммы ГИС позволяют оценивать связи между объектами по их пространственному положению, т. е. выполнять пространственный анализ. К числу наиболее распространенных функций пространственного анализа относятся функции проверки:

— лежит ли объект А полностью внутри объекта В;
— лежит ли объект А частично внутри объекта В;
— содержит ли объект А весь объект В;
— содержит ли объект А часть объекта В;
— пересекаются ли объекты А и В.

С использованием перечисленных функций производятся выборки объектов, попадающих в заданную область. Заданной областью может быть замкнутый контур, созданный разными способами. Широко распространенным в ГИС способом анализа пространственной близости объектов к какому-то заданному объекту (или к нескольким заданным) является создание так называемых *буферных зон* вокруг объектов, близость к которым анализируется. Буферной зоной называют область, границы которой находятся на некотором заданном расстоянии от объекта. Например, буферной зоной точечного объекта является круг заданного радиуса, центр которого совпадает с точечным объектом.

Буферные зоны могут быть созданы для точечных, линейных и площадных объектов. Созданный буфер используют для выборки попавших в него объектов. Например, создав буферную зону для такого линейного объекта как железная дорога, можно определить, какие объекты попадут в полосу заданной ширины справа и слева от дороги.

Трехмерное моделирование. Пространственное положение объектов в ГИС можно характеризовать тремя координатами (X, Y, Z), создавая таким образом математические трехмерные модели объектов. Все большее число ГИС оснащается средствами изображения трехмерных объектов. Этими средствами могут быть — трехмерная графика и создание стереомоделей в ЦФС. Средства трехмерной графики позволяют наглядно воспроизвести на экране трехмерные объекты, а стереомодели к тому же дают возможность измерять все три координаты модели. Чаще всего в ГИС создаются трехмерные модели рельефа, но в общем случае величиной Z может быть не высота точки, а любой другой показатель, используя который можно построить трехмерную поверхность, характеризующую исследуемое явление.

19.4. Работа с базами данных

Тематическая информация в ГИС хранится в базах данных (БД). *База данных* — это поименованная совокупность данных, имеющих определенную структуру и находящихся под управлением специального комплекса программ, называемого СУБД (*система управления базами данных*). Для эффективного манипулирования данными в базах должны быть проработаны вопросы их структуры, алгоритмов обработки (ввод, размещение, обновление, удаление, поиск, выдача) и языков общения с БД. Для решения перечисленных вопросов были предложены разные варианты, что и привело к созданию различных БД и управляемых ими СУБД.

При проектировании баз данных для той или иной предметной области разрабатывают *логические модели*, в которых предметная область представляется в виде объектов, свойств этих объектов и связей между ними. Различают три модели БД: *иерархическую*, *сетевую* и *реляционную*.

В иерархических (или древовидных) моделях базы данных представляются графически в виде деревьев: вершины (или узлы) деревьев — это сами данные, а дуги (или линии), соединяющие вершины, указывают на связь между данными; при этом каждая вершина может быть связана лишь с одной вершиной более высокого уровня иерархии. Для поиска данных должен быть указан полный путь к ним — через все узлы, начиная с самого высокого уровня. Примером иерархической логической модели может служить файловая система MS DOS: путь к файлу включает имя диска и имена всех каталогов, через которые надо пройти.

Сетевая модель, в отличие от иерархической, не ограничивает количество связей с вершинами более высокого уровня: связи могут быть любыми — информация о связях добавляется к данным в виде указателей на связанные узлы. Сетевая модель, как и иерархическая, использует графический способ представления.

Реляционная (табличная) модель представляет информацию о предметной области в виде таблиц (как правило, набор взаимосвязанных таблиц). Эта модель имеет самое широкое распространение в современных базах данных, поэтому в дальнейшем изложении речь пойдет о реляционных базах данных и реляционных СУБД — классификация баз по типу модели распространяется и на СУБД.

В реляционных базах данных строки таблицы называются кортежами (или записями), столбцы — атрибутами (или полями); набор данных в каждом столбце называется доменом, а сама таблица (в терминах реляционной модели) называется отношением. Таблица, размещенная на внешнем устройстве, составляет файл базы данных.

Реляционная таблица обладает рядом свойств:

- в ней не должно быть двух одинаковых записей;
- значения полей являются неделимыми, элементарными;
- порядок следования записей безразличен;
- полям однозначно присвоены имена;
- при операциях с таблицей ее записи и поля могут просматриваться в любой последовательности.

Поля записи характеризуются (кроме имени) типом и длиной содержащихся в них данных. При формировании структуры БД эти характеристики должны быть заданы. Большинство современных СУБД предусматривает работу с полями следующих типов:

- символьными; хранят последовательность символов, которые можно ввести с клавиатуры; для символьного поля должна быть указана длина;
- числовыми; содержат целые или вещественные числа;
- полями типа даты; хранят даты событий в различных форматах; длина поля, как правило, 8 символов;
- логическими; в них помещаются символы, представляющие одно из двух значений — «истина» или «ложь», обозначаемые либо цифрами (1 или 0), либо буквами (Y,T,N,F,y,t,n,f).

В некоторых СУБД список используемых типов полей шире и допускаются даже типы, определяемые пользователями.

Записи в базе данных, как правило, упорядочены по одному из полей (ключевое поле, или ключ), что позволяет уменьшить время поиска записи, если критерием поиска является заданное значение этого поля. Любая СУБД имеет функцию упорядочивания (сортировки) записей. Для ускорения поиска записей по неключевым полям (или в неупорядоченной базе) применяют индексирование. Для выполнения индексирования должен быть задан ключ — имя поля, по которому нужно проиндексировать базу. Индексирование состоит в создании индексного файла: этот файл включает в себя упорядоченные значения из указанного поля и номера записей, соответствующих этим значениям в базе данных. Упорядочивание выполняется либо в числовом, либо в алфавитном, либо в хронологическом порядке в зависимости от типа поля. значениям всех полей.

Каждый тип СУБД имеет свои алгоритмы и программы для работы с информацией в базах и свои языки для общения пользователей с системой. Однако можно перечислить некоторые основные функции, выполняемые программами любой СУБД. К ним относятся:

- создание баз определенной структуры (описание структуры базы и заполнение базы информацией — ввод данных);
- ведение баз данных (организация доступа к базам, редактирование, удаление, добавление записей, редактирование структуры баз, упорядочение записей);

— поиск и выдача данных по запросам пользователей и прикладных программ;
— разработка, отладка и выполнение прикладных программ, написанных на языке программирования конкретной СУБД.

Перечисленные функции составляют тот минимальный набор, который имеет любая СУБД: возможности развитых СУБД гораздо шире.

При использовании баз данных в конкретной области необходимо решать целый ряд прикладных задач, оперирующих с информацией из базы. Для этого составляются прикладные программы. Эти программы не работают непосредственно с данными из базы: все операции, связанные с доступом к базе, и все функции манипулирования данными выполняются СУБД — на основании запросов, поступающих из прикладных программ. Работа СУБД обеспечивает независимость прикладных программ от данных: никакие изменения в структуре БД не отражаются на работе прикладных программ и не требуют их изменения.

Для общения прикладных программ с СУБД используются командные языки. Некоторые СУБД имеют не один, а несколько командных языков (для разных видов управления данными — разные языки). Из языков СУБД наибольшее распространение имеют dBase и язык запросов SQL; последний становится сейчас основным языком работы с реляционными базами данных. С использованием этого языка разработан (фирмой Microsoft) и широко применяется в настоящее время комплекс программ (ODBC API), который позволяет прикладным программам обращаться к базам данных в сетях, находящимся под управлением различных СУБД.

Работа с тематическими базами данных в ГИС организована по-разному: одни ГИС имеют свои внутренние (встроенные) СУБД, другие используют известные типовые СУБД. Однако при любом варианте организации все ГИС имеют средства для ввода и вывода данных в форматах различных СУБД, т. е. способны обмениваться данными как с другими ГИС, так и с различными СУБД, а некоторые и с электронными таблицами.

Особенностью СУБД, работающих в ГИС, является наличие у них дополнительных функций, обеспечивающих:

— синхронную работу графических и тематических баз данных; выбирать объекты, удалять их, получать о них информацию можно, указывая либо на их графическое изображение, либо на соответствующие им строки в тематических базах; связь графических и тематических баз позволяет визуализировать (наглядно представить) результаты выполненных вычислений и ответы на запросы;
— выполнение географического анализа, т. е. анализа пространственного положения объектов, при выдаче информации по за-

просам; условием выбора тех или иных данных из базы может быть географическое положение объектов; например, могут быть выбраны все объекты, находящиеся в полосе заданной ширины справа и слева от какой-либо магистрали, или все объекты, пересекающиеся с заданным объектом, и т. д.; СУБД, не оперирующие графическими данными, не способны обслуживать подобные запросы.

19.5. Вывод геоинформации

Результатом выполненной в ГИС обработки информации могут быть:

- картографические изображения; при этом возможно наглядное выделение (цветом, толщиной линий, штриховкой и т. п.) тех объектов или явлений, для характеристики которых производился расчет и анализ;
- графики и диаграммы; используются чаще всего при статистической обработке данных;
- таблицы.

Многие ГИС позволяют совместить в одном выдаваемом документе (отчете) и картографические изображения, и графики или диаграммы, и таблицы, сопровождая все это заголовками и различным пояснительным текстом.

Перечисленные результаты работы могут быть представлены разными способами:

- выведены на экран монитора;
- записаны в виде файлов на внешние запоминающие устройства (жесткие, гибкие и оптические диски, магнитные ленты — стриммеры и т. п.) для хранения в данной ГИС;
- преобразованы в форматы данных, используемые другими ГИС (или вообще другими программными продуктами, например, текстовыми или табличными процессорами), для возможности обмена с другими системами;
- распечатаны на принтере или выведены на плоттер (графопостроитель) для получения так называемой твердой копии;
- выведены на фотопленку (на негативную — для дальнейшей печати фотографий, или на позитивную — для изготовления слайдов).

Возможность использования тех или иных устройств для вывода информации определяется как типом ГИС, так и потребностями и возможностями (финансовыми) пользователей.

В настоящее время на практике используют *струйные* и *лазерные принтеры*. В струйных принтерах изображение создается распылением из очень тонкого сопла чернильных капель. Диаметр од-

ной точки составляет примерно 0,06 мм, что обеспечивает высокую точность и качество изображений. Применение специальных чернил позволяет избежать смазов изображений. Печать возможна как на бумаге, так и на пленке, как черно-белая, так и цветная. Струйные принтеры находят применение в ГИС, особенно для печати цветных изображений.

Наиболее широкое распространение в ГИС находят лазерные принтеры, обеспечивающие высокое качество, точность и скорость печати при выводе как алфавитно-цифровой информации, так и картографических изображений. Принцип работы лазерного принтера тот же, что и ксерографии. Металлическая поверхность посыпается специальным красящим порошком (тонером). Луч лазера по командам компьютера, входящего в принтер, электризует поверхность в нужных точках. К этим наэлектризованным точкам прилипает тонер. Когда изображение создано, металлическая поверхность прижимается к листу бумаги, нагревается и тонер наплавляется на бумагу, создавая на ней изображение.

Плоттеры (или графопостроители) предназначены в основном для вывода графических изображений — при выводе алфавитно-цифровой информации снижается скорость их работы. В отличие от принтеров, воспроизводящих растровые изображения, плоттеры бывают векторные и растровые.

Векторные плоттеры «рисуют» линии при помощи перьев, фломастеров или специальных рейсфедеров. Черчение фломастером обеспечивает толщину линии в 0.2мм, а при помощи специального рейсфедера — 0.1мм. Недостатком векторных плоттеров является отрисовка гладких кривых линий в виде ломаных, в результате чего можно увидеть на карте «угловатые» горизонтали: даже при большом числе отрезков, на которые разбивается кривая, «негладкость» ее видна на глаз.

Растровые плоттеры не имеют подобных недостатков. По принципу воспроизведения изображения они делятся на электростатические, струйные, термографические и лазерные.

К достоинствам плоттеров всех типов следует отнести возможность работать с большими листами бумаги, а, значит, выводить большие рисунки.

Глава 20

ОСНОВЫ ГЕОИНФОРМАТИКИ ТРАНСПОРТА

20.1. Особенности ГИС железнодорожного транспорта

Основной целью создания ГИС железнодорожного транспорта является обеспечение всех сфер его деятельности комплексной пространственно-координированной информацией.

Мощные инструментальные оболочки ГИС позволяют интегрировать в себя любые базы данных и существующие автоматизированные системы инвентаризации, проектирования и управления. В свою очередь, информация, полученная в результате работы ГИС, с успехом используется в автоматизированных системах инвентаризации (паспортизации), проектирования (САПР) и управления (АСУ).

В соответствии с Концепцией [6] и Программой информатизации железнодорожного транспорта [15], ГИС предназначены для информационно-аналитического обеспечения всех Комплексов информационных технологий (КИТ 1, 2, 3, 4). Приоритетными направлениями применения ГИС являются:

По комплексу 1:

- Создание цифровых моделей главных путей железных дорог России, обеспечивающих решение задач автоматизации управления движением поездов.
- Информационно-аналитическое сопровождение перемещения грузов с применением спутниковых навигационных систем.
- Информационно-аналитическая поддержка решения задач диспетчеризации.
- Информационно-аналитическое обеспечение систем управления железнодорожными станциями.

По комплексу 2:

- Разработка информационно-аналитической ГИС «Электронная карта сети железных дорог России», как средства повышения эффективности маркетингового управления грузовыми перевозками.
- Прогнозирование функционирования и развития железнодорожного транспорта.

- Создание автоматизированной системы железнодорожного кадастра, как средства управления недвижимостью в условиях рыночной экономики.

По комплексу 3:

- Интеграция ГИС с существующими автоматизированными системами инвентаризации и управления дистанций пути, станций и других линейных предприятий.
- Интеграция ГИС с системами автоматизированного проектирования объектов инфраструктуры железнодорожного транспорта.
- Информационно-аналитическое обеспечение автоматизации управления ремонтными и восстановительными работами.
- Создание реперных систем контроля плана и профиля путей (направлений) скоростных направлений железных дорог, как геометрической основы ГИС, перекрывающей по своей точности все возможные сферы деятельности железнодорожного транспорта.

По комплексу 4:

- Информационная поддержка процесса подготовки кадров, способных решать задачи железнодорожного транспорта на основе геоинформационных систем и технологий.

ГИС должны обеспечивать ведение единой, оперативно-обновляемой базы геоинформационных данных дорог на всех иерархических уровнях управления, иметь средства ее наглядного отображения в виде электронных карт, планов и масштабных схем, и средства обмена информацией с другими автоматизированными системами.

Как системы информационно-управляющего типа, ГИС должны содержать:

- цифровые модели главных, а, при необходимости, (в ГИС станций и дистанций пути) и цифровые модели станционных путей;
- данные по мониторингу состояния пути и сооружений, необходимые для решения вопросов автоматизации управления ремонтными и строительными работами;
- цифровой кадастровый план полосы отвода и охранных зон железных дорог, интегрированный с автоматизированным паспортом дистанции пути;
- средства разработки приложений для решения задач управления инфраструктурой железной дороги.

Кроме того, ГИС должны обеспечивать:

- наглядное отображение цифровых моделей карт, планов и объектов железнодорожного транспорта на экранах мониторов и на бумажных носителях;
- быстрый доступ к информации по любому объекту железной дороги;

- возможность автоматизированной маршрутизации процесса перемещения грузов в соответствии с заданными условиями;
- возможность интеграции с автоматизированными системами проектирования ремонтных и выправочных работ;
- возможность позиционного мониторинга подвижного состава на основе использования спутниковых навигационных систем;
- возможность использования метризованных растровых изображений, в том числе аэрокосмических снимков, с целью оперативного обновления геоинформации;
- возможность разработки ГИС-приложений для моделирования динамических процессов и явлений;
- возможность выполнения проекционных преобразований систем координат и картографических проекций.

Координатные данные в ГИС железной дороги должны быть представлены в системах координат, согласованных с Федеральной службой геодезии и картографии. Используемые цифровые карты должны быть сертифицированы той же службой.

ГИС должны содержать согласованную с координатной, атрибутивную информацию по техническим службам: пути и сооружений, путевых технических систем, систем электрификации, контактной сети, СЦБ, связи; а также динамические модели мониторинга ресурсов технических систем и устройств.

Правовое обеспечение функционирования ГИС железной дороги должно формироваться на основе существующих государственной и отраслевой нормативной базы.

Учитывая, что система баз данных по управлению инфраструктурой железной дороги распределена по нескольким иерархическим уровням управления, ГИС дорожного уровня должны включать следующие программно-технологические модули (подсистемы):

- управления геоинформационной системой;
- сбора информации;
- ввода данных;
- базы данных;
- расчетно-аналитический;
- документирования и выдачи информации;
- разграничения доступа;
- пользователя.

Подсистема управления ГИС-дороги формируется в ИВЦ дороги на основе комплексной инструментальной ГИС, имеющей расширение для работы с СУБД DB/2 и распределением ресурсов по всем уровням управления и пользования.

Подсистема сбора и ввода информации распределяется по видам данных:

- сбор и согласование координатных данных сосредоточивается в проектно-изыскательских и научно-исследовательских инс-

титутах отрасли, где устанавливаются комплексные инструментальные ГИС, необходимые средства подготовки и цифрования геоданных, средства разработки ГИС-приложений и средства интеграции данных;

— атрибутивные данные готовятся техническими отделами линейных подразделений дороги на соответствующих АРМ (таких как АРМ ПЧ и др.).

База координатных данных, интегрированная с необходимой атрибутивной информацией, формируется в научно — исследовательских и проектно-изыскательских подразделениях отрасли и передается на сервер СУБД в ИВЦ дороги. Необходимая часть геоданных передается на сервер отделений и в ЛВС линейных подразделений дороги. В перспективе обмен геоданными в информационной системе МПС будет организован в режиме клиент-серверных технологий.

Расчетно-аналитическая подсистема также должна иметь распределенную структуру:

— модули системы автоматизированного проектирования устанавливаются в проектных институтах отрасли;

— модули автоматизированного управления устанавливаются в ИВЦ дороги и отделений дороги (возможно, в центрах диспетчерского управления);

— ГИС-приложения по автоматизированному решению типовых задач линейных подразделений устанавливаются в ЛВС технических отделов этих подразделений;

Подсистемы документирования и выдачи информации устанавливаются на всех уровнях управления и пользования.

Учитывая многофункциональность и распределенную структуру системы баз данных по управлению инфраструктурой железнодорожной дороги, ГИС должны иметь модульную структуру. В каждом линейном подразделении и на каждом уровне управления и пользования должны использоваться только необходимые модули ГИС. При этом должны быть учтены возможности использования современных клиент-серверных технологий и отраслевой системы телекоммуникаций.

Одним из важнейших вопросов при создании Приложений ГИС к системе баз данных по управлению инфраструктурой железной дороги является обеспечение защиты информации. Для этого необходима разработка системы доступа к охраняемым сведениям, содержащимся в информации на всех уровнях ее обработки, хранения и представления. Эта система должна быть основана на действующих нормативно-технических и правовых документах, регламентирующих защиту информации.

Известно, что при создании ГИС основные затраты средств и времени (до 70 % и более) связаны со сбором информации, поэтому

при создании Приложений ГИС к системе баз данных по управлению инфраструктурой железной дороги необходимо рациональное сочетание различных технологий сбора и обновления геоданных.

Основным фактором при выборе технологий сбора координатных данных является точность их представления, определяемая задачами, решаемыми в Комплексах 1, 2, 3 и 4 Программы информатизации железнодорожного транспорта.

Задачи Комплекса 2 не требуют высокой точности позиционирования объектов железнодорожного транспорта. Для их решения вполне достаточно электронной карты, полученной оцифровкой карты масштаба 1:1 000 000, дополненной возможностями моделирования маркетинговых операций. Оперативное обновление геоинформации электронной карты, в необходимых случаях, может быть выполнено на основе данных аэрокосмического зондирования.

Решение задач по автоматизированному управлению движением поездов (Комплекс 1) в режиме реального времени требует наличия цифровых моделей главных путей, положение которых определено со средней квадратической погрешностью порядка 1 м вдоль направления движения и порядка 0,1 — 0,5 м поперек этого направления. Такая точность обеспечивается цифрованием существующих актуальных планов станций и перегонов железных дорог. Для оперативного обновления координатной информации наиболее эффективно применение маршрутной аэросъемки с последующей обработкой материалов на ЦФС. Весьма перспективно создание цифровых моделей путей с помощью измерительно-навигационных кибернетических систем, включающих геодезические приемники спутниковых навигационных систем ГЛОНАСС / GPS, гироскопические устройства средства синхронизации и программные комплексы.

Проведение мониторинга состояния пути и сооружений и ремонтных работ требует создания на железных дорогах страны реперных систем контроля плана и профиля пути. В первую очередь такие системы создаются на скоростных направлениях. Они обеспечивают определение положения пути относительно ближайших реперов со средней квадратической погрешностью порядка 10 мм. Мониторинг состояния пути и сооружений может осуществляться путем привязки к реперам стандартных геодезических измерений, спутниковых определений, данных электронной тахеометрии и показаний автоматизированных путеизмерительных систем.

Взамен реперных систем с большой эффективностью могут быть использованы высокоточные цифровые модели железнодорожных путей.

20.2. Структура системы баз данных ОАО «РЖД»

Основными системами баз данных ОАО «РЖД» являются: система баз данных по управлению службой движения и система баз данных по управлению инфраструктурой железнодорожного транспорта. Основными частями системы баз данных должны быть базы данных коллективного пользования в части комплекса инфраструктуры (БД КПИ); системы управления базами данных (СУБД), геоинформационная система (ГИС) и прикладное программное обеспечение (ПО). СБДИ имеет возможность вызова из ГИС различных задач и функций моделирования и управления и универсального графического редактора, включая редактор формирования динамических изображений цифровых моделей пути в задачах диспетчеризации и автоматизированного управления движением поездов. Базы данных всех служб должны состоять из централизованной и распределенных частей.

Централизованная часть баз должна формироваться и храниться в ГВЦ МПС. Она должна иметь общую составляющую, включающую общероссийские и общеотраслевые классификаторы и несколько специфических для каждого хозяйства данных и оперативные базы данных.

Распределенная часть базы формируется на серверах управлений дорог и линейных предприятий. Эта часть базы должна иметь трехуровневую структуру: данные по линейным предприятиям, дороге и департаменту.

Кроме того, часть данных: графических и атрибутивных формируется непосредственно средствами ГИС. Эта часть также включает централизованный и распределенный комплексы.

Централизованная часть БД ГИС должна содержать:

- общие для всей инфраструктуры железнодорожного транспорта графические и атрибутивные данные;
- специфические для каждой службы, но общие для всего хозяйства данные.

Распределенная часть БД ГИС формируется на серверах управлений дорог и линейных предприятий и содержать специфические данные по хозяйствам: цифровые модели, планы и профили станций и перегонов и атрибутивные данные по этим объектам.

Физическое размещение баз на нескольких удаленных серверах накладывает жесткие требования к каналам и аппаратуре связи и коммуникационному программному обеспечению.

20.3. Цели и задачи ГИС железнодорожного транспорта

Исходя из важности функционирования двух основных автоматизированных систем управления железнодорожным транспортом:

- автоматизированной системы управления инфраструктурой железнодорожного транспорта;
- автоматизированной системы управления движением подвижного состава железных дорог,

легко выделяются такие задачи ГИС, как интеграция существующих информационных потоков и обеспечение систем баз данных пространственно координированной информацией. Для обеих систем управления существенно использование данных спутниковых радионавигационных систем (СРНС), измерительных и навигационных кибернетических систем, функционирующих на основе эталонных ВЦМП.

Для первой системы, носящей в большой степени инвентаризационно-кадастровый характер, сбор геоданных требует высокой точности данных СРНС, в то время как автоматизация процесса движения накладывает на ГИС и СРНС требования поддержания динамических топоцентрических систем координат в режиме реального времени с точностью субметрового порядка.

Основой для создания отраслевой ГИС железнодорожного транспорта безусловно является геоинформационное пространство полосы отвода железных дорог.

20.4. Формирование геоинформационного пространства железных дорог России

Программа стратегического развития железнодорожного транспорта на период до 2030 г. предусматривает коренную модернизацию его на основе прорывных инновационных технологий, в ряду которых важное место занимают геоинформационные технологии, основанные на применении спутниковых радионавигационных систем ГЛОНАСС, GPS и методов дистанционного аэрокосмического зондирования Земли (ДЗЗ).

Основной задачей геоинформационных технологий является формирование геоинформационного пространства (ГИП) железнодорожного транспорта России. ГИП создается на основе отраслевой геоинформационной системы (ГИС), являющейся информационно-управляющей системой, призванной решать задачи всех комплексов информационных технологий, в особенности задачи управления инфраструктурой железнодорожного транспорта и управления движением поездов (рис. 20.1).

Основные понятия и определения геоинформационного пространства железных дорог

Геопространство железной дороги *— часть поверхности Земли в границах полосы отвода вместе с объектами ситуации и рельефа естественного и искусственного происхождения.* Харак-

теризуется протяженностью, динамичностью, структурностью и непрерывностью.

Геоинформация (ГИ) *— координированная информация о геопространстве в цифровой форме, предназначенная для моделирования геопространства в автоматизированных системах инвентаризации, проектирования и управления на основе геоинформационных систем (ГИС) и технологий. ГИ представляет собой упорядоченное множество координатной, топологической и атрибутивной информации о геопространстве.*

Геоинформационное пространство (ГИП) железной дороги *является совокупностью геоинформации, геоинформационных и проектных моделей объектов железнодорожного транспортна.*

Для обеспечения совместного использования ГИП различными службами железных дорог необходимо соблюдение требований единства (систем координат, классификаторов, форматов данных и др.).

Геоинформатика *изучает пространственные свойства геопространства путем геоинформационного моделирования.* ***Геоинформационные модели (ГИМ)*** *представляют собой взаимосвязанные образы объектов геопространства.*

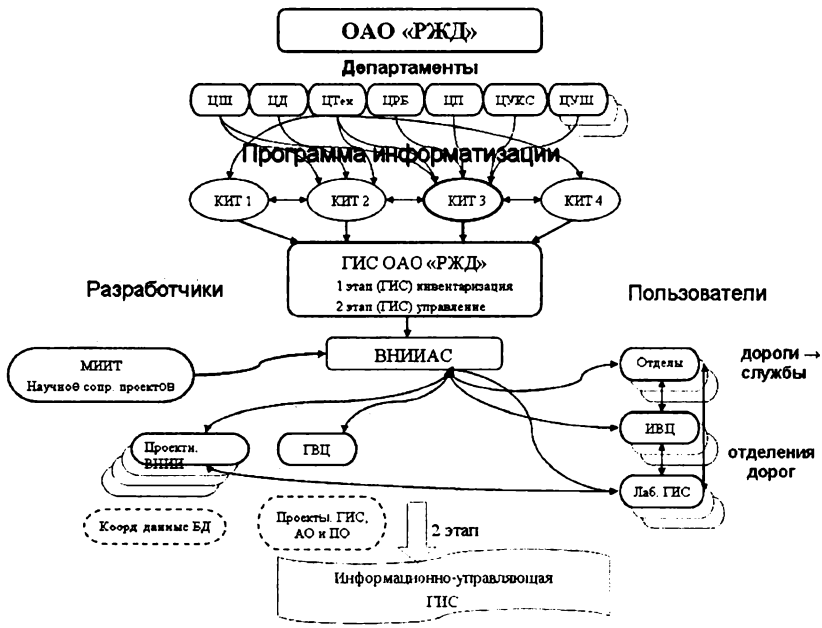


Рис. 20.1

Геоинформационные модели (ГИМ), в виде цифровых моделей местности, рельефа и др., пришли на смену обычно принятым ана-

логовым и цифровым картам и планам. Они обладают настолько существенными преимуществами даже перед цифровыми картами, что несомненно становятся практически безальтернатиными при реализации в автоматизированных системах инвентаризации, проектирования и управления.

Основными из этих преимуществ являются:

1. Непрерывность (в отличие от разрывности картографических изображений).
2. Сохранение основополагающего принципа единства измерений (в отличие от картографических изображений).
3. ГИМ не имеет ограничений на размер, поэтому даже при отображении протяженных объектов не возникает проблемы разделения его на части или уменьшении. Масштаб ГИМ всегда равен 1.
4. Точность ГИМ значительно выше точности цифровых карт и определяется лишь точностью координирования точек геопространства в процессе измерений. В зависимости от применяемых методов измерений она изменяется от 1 мм до дециметрового уровня.
5. В ГИМ нет прямой необходимости перехода от сферической поверхности на плоскость, а следовательно, есть возможность избавиться от искажений, вызванных таким переходом.
6. ГИМ содержат пространственные объекты, а не условные изображения, как карты.

Таким образом становится очевидным, что для управления инфраструктурой железых дорог России и движением поездов необходимо формирование геоинформационного пространства.

Геометрическую основу геоинформационного пространства будут составлять координатные модели железнодорожных путей, материальные носители координатной информации. Эти модели могут быть созданы в короткие сроки с помощью интегрированных путеизмерительных комплексов типа ЦНИИ-4 и КВЛП, оснащенных спутниковой аппаратурой ГЛОНАСС/GPS, бесплатформенными инерциальными системами (БИНС) и специализированным ПО, разработанном объединенным научно-образовательным центром «Геоинформационные и спутниковые технологии железнодорожного транспорта» (МИИТ – НИИАС).

Использование спутниковых технологий в задачах навигации и геодезии позволяет выйти на новый качественный уровень создания и использования высокоточной координатной системы (ВКС) единого геоинформационного пространства железнодорожного транспорта.

ВКС рассматривается как совокупность дифференциальной подсистемы геодезической навигационной спутниковой системы

(ДПГНСС), высокоточной специальной реперной системы и координатных моделей железнодорожного пути (КМП).

Высокоточная координатная система, включающаяя дифференциальную подсистему спутниковых навигационных систем ГЛОНАСС и GPS, опорную геодезическую сеть, реперную систему и координатные модели пути является естественной геометрической базой для формирования геоинформационного пространства на основе наиболее точных и совершенных инновационных технологий лазерной локации воздушного и наземного базирования.

Несомненными достоинствами технологий лазерной локации является прямое формирование цифровых моделей местности в пределах полосы отвода железных дорог в режиме близком к режиму реального времени при точности дециметрового уровня (для технологии воздушного базирования) и субдециметрового уровня (для технологии наземного базирования).

Интеграция модулей: инерциальных измерений, высокоточных спутниковых ГЛОНАСС / GPS измерений на базе ДПГНСС, видеолокации, лазерной локации, георадара и интеллектуальных ГИС специального назначения позволяет в едином измерительно-вычислительном комплексе (ИВКСН) установленном на путеизмерительном вагоне типа ЦНИИ-4, получать сформированное геоинформационное пространство, включающее координатные модели пути и цифровые модели местности. Обновление моделей по результатам повторных комплексных измерений дает необходимую информацию для мониторинга геометрии железнодорожного пути и других объектов инфраструктуры железнодорожного транспорта, используему в автоматизированных системах инвентаризации, проектирования и содержания железных дорог; системах навигации, управления и обеспечения комплексной безопасности железнодорожного транспорта. Структурная схема (ИВКСН) приведена на рис. 20.2.

В последующем к мониторингу состояния объектов инфраструктуры железнодорожной линии Сызрань — Сенная планируется привлечь данные спутниковой радиолокации сверхвысокого разрешения, полученными системами с синтезированной апертурой (SAR) — системы в интерферометрическом режиме. Для обработки таких данных используется специализированное программное обеспечение типа SARscape компании Sarmap (Швейцария). В предлагаемой фирмой модуле Persistent Scatters реализована возможность сверхточного измерения относительных перемещений земной поверхности и четких контуров объектов инфраструктуры железнодорожного транспорта на миллиметровом уровне. Метод основан на совместной обработке данных повторной радиолокации исследуемого объекта геопространства, полученных в различные эпохи. В связи с запуском в 2007 г. радиолокационных систем

нового поколения TerraSAR-X и Cosmo-Sky-Med-1,2, актуальность использования материалов радиолокационной интерферометрической съемки значительно возрастает.

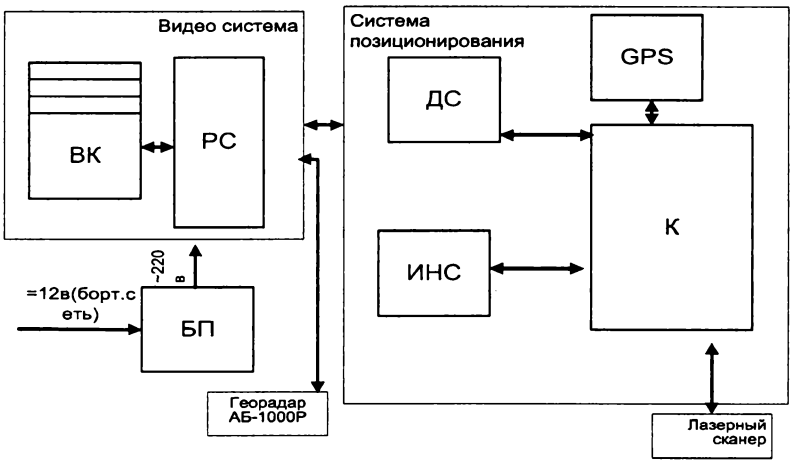


Рис. 20.2. Структурная схема «ИВКСН»: РС — промышленный компьютер; ВК — Видеокамеры; К — специализированный контроллер; БП — блок питания; ИНС безплатформенный инерциально-навигационный блок; ДС — датчик скорости; GPS — двухчастотный приемник ГНСС

20.5. Перспективные направления развития геоинформационных систем и технологий железнодорожного транспорта

В условиях первичного формирования рынка недвижимого имущества в России в первую очередь необходимо провести полную инвентаризацию всех хозяйств отрасли и разработать автоматизированную систему отраслевого кадастра, основанную на отраслевой ГИС железнодорожного транспорта.

Для целей оперативного сбора необходимой информации весьма своевременно создаются реперные системы как геометрическая основа ГИС, перекрывающая по своим точностным возможностям все сферы применения ГИС: инвентаризацию, проектирование и автоматизированное управление.

Не менее перспективно создание высокоточных цифровых моделей главных путей железных дорог на базе спутниковых и инерциальных технологий, которые по существу могут выполнить роль *непрерывных геодезических сетей*. На их основе очень быстро могут быть составлены цифровые и кадастровые планы. Их основой могут стать существующие аналоговые планы станций и перегонов, а также материалы маршрутных аэросъемок со сверхлегких

летательных аппаратов, используемые в качестве трансформируемой растровой подложки.

И реперные сети, и цифровые модели путей с успехом могут быть использованы в качестве разбивочной основы при осуществлении демаркации границ полосы отвода и в качестве съемочной основы при производстве любых съемок железнодорожных объектов.

Цифровые модели путей создают возможность использования только отечественной спутниковой навигационной системы ГЛОНАСС, что весьма существенно для целей обеспечения безопасности и независимости транспортных артерий от зарубежных систем типа GPS.

Весьма перспективно создание на основе автоматизированных баз данных реперных систем создание автоматизированной системы привязки (АСП) путеизмерительных и выправочных машин и механизмов с целью проведения мониторинга геометрии пути и приведения его к проектному очертанию. По материалам БД реперной системы строится разреженная ВЦМП, используемая в АСП в качестве эталонной. Понятно, что готовая ВЦМП может быть использована в АСП и при отсутствии реперной системы, *поэтому высокоточные цифровые модели пути следует использовать взамен реперных систем на нескоростных направлениях железных дорог.*

Более того, высокоточные цифровые модели пути и автоматизированная система привязки к ним будут наиболее эффективны во всех навигационных кибернетических системах, связанных с движением подвижного состава железных дорог, *поэтому создание высокоточных цифровых моделей главных путей железных дорог следует считать одним из наиболее перспективных направлений автоматизации и повышения безопасности работы железнодорожного транспорта России.*

ЛИТЕРАТУРА

1. *Воеводин В.В., Кузнецов Ю.А.* Матрицы и вычисления. М.: Наука, 1984.
2. *Глушков В.В., Насретдинов К.К., Шаравин А.А.* Космическая геодезия: методы и перспективы развития. М.: Институт политического и военного анализа, 2002.
3. *Глушков В.М.* Кибернетика. Вопросы теории и практики. М.: Наука, 1986.
4. *Иванников А.Д., Кулагин В.П., Тихонов А.И. и др.* Прикладная геоинформатика. М.: Макс Пресс, 2005.
5. Инженерная геодезия (с основами геоинформатики): Учебник для вузов ж.-д. трансп. / Под ред проф. С.И. Матвеева. М.: ГОУ «Учебно-методический центр по образованию на железнодорожном транспорте», 2007.
6. *Левин Б.А., Матвеев С.И., Цветков В.Я.* Концепция создания геоинформационных систем железнодорожного транспорте // Геодезия и геоинформатика в транспортном строительстве. М.: МПС РФ, МГУПС (МИИТ), 2001. С. 3 – 7
7. *Левин Б.А., Коугия В.А., Матвеев С.И.* Геоинформационные системы на железной дороге // ГЕОДЕЗИСТЪ. 2002. № 1. С. 8 – 11.
8. *Левин Б.А., Круглов В.М., Матвеев С.И. и др.* Геоинформатика транспорта. М.: ВИНИТИ РАН, 2006.
9. *Матвеев С.И., Коугия В.А.* Реперные геодезические системы на скоростных участках железных дорог // Геодезия и картография. 1999. № 12. С. 13 – 18.
10. *Матвеев С.И.* Общий подход к математической обработке результатов съемки железнодорожных кривых. // Геодезия и картография. 1989. № 9. С. 17 – 22.
11. *Матвеев С.И., Коугия В.А., Цветков В.Я.* Геоинформационные системы и технологии на железнодорожном транспорте. М.:УМК МПС России, 2002.
12. *Морозов В.П.* Курс сферической геодезии. М.: Недра, 1979.
13. Основные положения о государственной геодезической сети. М.: ЦНИИГАиК, 1997.
14. *Поляков А.А., Цветков В.Я.* Прикладная информатика: Учебно-методическое пособие: В 2 частях. Часть 1 / Под общ. ред. Тихонова А.Н. М.: МАКС Пресс, 2008.

15. Программа информатизации железнодорожного транспорта Россиии на период с 1996 по 2005 г. М.:МПС РФ, 1995.
16. *Савиных В.П., Цветков В.Я.* Геоинформационные анализ данных дистанционного зондирования. М.: Картоцентр-Геодезиздат, 2001.
17. *Соловьев Ю.А.* Системы спутниковой навигации. М.: ЭКО-ТРЕНДЗ, 2000.
18. *Карпик А.П.* Методологические и технологические основы геоинформационного обеспечения территорий. Новосибирск: СГГА, 2004.
19. *Levin B.A., Matveev S.I., Cvetkov V.J.* GIS-Technologies railway transport of Russia // XVIII international conference and scientific club. IT + SE 2001 // Information Tecnologies in Science, Education, Telecommunication, Business. Gurzuf 2001, p. 111 — 114.

ОГЛАВЛЕНИЕ

ПРЕДИСЛОВИЕ 3

ВВЕДЕНИЕ 5

В. 1. Предмет геодезии и ее связь с другими науками 5
В. 2. Инженерная геодезия и геоинформатика, их задачи и место при изысканиях, строительстве и эксплуатации инженерных сооружений 7
В. 3. Роль геодезии и геоинформатики в современном информационном сообществе 9

ГЛАВА 1

СИСТЕМЫ КООРДИНАТ И ОРИЕНТИРОВАНИЕ НАПРАВЛЕНИЙ 14

1.1. Понятие о форме и размерах Земли 14
1.2. Системы координат, применяемые в геодезии 15
1.3. Системы плоских координат 19
1.4. Метод проектирования и учет кривизны земной поверхности при измерении горизонтальных расстояний и высот 20
1.5. Системы высот 21
1.6. Ориентирование направлений 23
1.7. Прямая и обратная геодезические задачи на плоскости 25

ГЛАВА 2

ПЛАНЫ, КАРТЫ, ЦИФРОВЫЕ МОДЕЛИ МЕСТНОСТИ 27

2.1. План, карта, профиль 27
2.2. Разграфка и номенклатура топографических карт и планов 29
2.3. Содержание топографических карт и планов 33
2.4. Решение задач по топографической карте 37
2.5. Определение площадей по картам и планам 43
2.6. Цифровые модели местности. Электронные карты 45

ГЛАВА 3

МАТЕМАТИЧЕСКАЯ ОБРАБОТКА РЕЗУЛЬТАТОВ ГЕОДЕЗИЧЕСКИХ ИЗМЕРЕНИЙ 47

3.1. Виды геодезических измерений и их ошибок 47
3.2. Свойства случайных ошибок 50
3.3. Нормальный закон распределения случайных ошибок 50

3.4. Количественные критерии точности результатов измерений 55
3.5. Оценка точности функций результатов измерений 56
3.6. Арифметическая середина 58
3.7. Математическая обработка результатов равноточных измерений одной величины 59
3.8. Веса результатов измерений 61
3.9. Математическая обработка результатов неравноточных измерений 62
3.10. Оценка точности результатов измерений по невязкам условных уравнений и по разностям двойных измерений 64
3.10.1. Оценка точности результатов измерений по невязкам условных уравнений 64
3.10.2. Оценка точности результатов по разностям двойных измерений 68
3.11. Понятие об уравнивании измерений 69

ГЛАВА 4

ИЗМЕРЕНИЕ УГЛОВ 77

4.1. Понятия горизонтального и вертикального углов, принцип их измерения 77
4.2. Типы и устройство современных теодолитов. Классификация теодолитов 80
4.3. Поверки и юстировки теодолитов 90
4.4. Измерение горизонтальных углов 95
4.5. Измерение вертикальных углов 101

ГЛАВА 5

ИЗМЕРЕНИЕ ДЛИН ЛИНИЙ 107

5.1. Измерение длин линий мерными лентами и рулетками 107
5.2. Косвенные измерения длин линий 113
5.3. Нитяный оптический дальномер 116
5.4. Светодальномеры и электронные тахеометры 118

ГЛАВА 6

НИВЕЛИРОВАНИЕ 123

6.1. Методы и способы нивелирования 123
6.2. Влияние кривизны Земли и рефракции на результаты нивелирования 128
6.3. Нивелиры и нивелирные рейки 129
6.4. Поверки нивелиров 134
6.5. Нивелирование III и IV классов 138
6.6. Техническое нивелирование 143
6.7. Понятие о высокоточном нивелировании 148

ГЛАВА 7

ОПРЕДЕЛЕНИЕ КООРДИНАТ С ПОМОЩЬЮ СПУТНИКОВЫХ РАДИОНАВИГАЦИОННЫХ СИСТЕМ.....153

7.1. Спутниковые радионавигационные системы..... 153
7.2. Спутниковые приемники 158
7.3. Определение координат по результатам кодовых измерений..... 161
7.4. Определение координат по результатам фазовых измерений 163
7.5. Метод относительных фазовых измерений..... 165
7.6. Сочетание кодовых измерений с фазовыми..... 166
7.7. Методы решения геодезических и навигационных задач с помощью спутниковых измерений 167

ГЛАВА 8

ОПОРНЫЕ ГЕОДЕЗИЧЕСКИЕ СЕТИ.....170

8.1. Методы построения плановых опорных геодезических сетей 170
8.2. Государственные геодезические сети..... 172
8.3. Геодезические местные сети сгущения. Сети специального назначения 175
8.4. Нивелирные сети. Марки и реперы..... 179
8.5. Съемочные геодезические сети 183
8.5.1. Виды съемочного геодезического обоснования..... 183
8.5.2. Теодолитные ходы..... 183
8.5.3. Полевые и камеральные работы при проложении теодолитного хода..... 185
8.5.4. Обработка материалов теодолитного хода в программном комплексе CREDO 192

ГЛАВА 9

СЪЕМОЧНЫЕ ГЕОДЕЗИЧЕСКИЕ РАБОТЫ.....194

9.1. Виды съемок..... 194
9.2. Теодолитная съемка..... 195
9.3. Тахеометрическая съемка 201
9.4. GPS-съемка..... 213
9.5. Построение плана и цифровой модели местности с использованием программного комплекса CREDO 214
9.6. Нивелирование поверхности..... 218
9.7. Наземная сканерная съемка 220
9.7.1. Лазерные сканеры для наземной съемки..... 220
9.7.2. Лазерная съемка..... 223

ГЛАВА 10

ФОТОГРАММЕТРИЧЕСКИЕ СЪЕМКИ И ДИСТАНЦИОННОЕ ЗОНДИРОВАНИЕ ЗЕМЛИ.....226

10.1. Фотограмметрия и дистанционное зондирование. Основные понятия, термины и определения 226
10.2. Производство аэро- и космической съемок..... 230

10.3. Геометрические особенности аэроснимков 256
10.4. Связь координат точек снимка и местности 260
10.5. Трансформирование аэрофотоснимков 272
10.6. Комбинированный метод аэрофотосъемки 273
10.7. Стереофотограмметрические методы съемки 275
10.8. Понятие о фототриангуляции 299
10.9. Понятие о наземной фототопографической съемке 301
10.10. Дешифрирование аэрофотоснимков 308

ГЛАВА 11

ГЕОДЕЗИЧЕСКИЕ РАЗБИВОЧНЫЕ РАБОТЫ 313

11.1. Понятие о геодезических разбивочных работах 313
11.2. Геодезическая основа разбивочных работ 314
11.3. Элементарные виды разбивочных работ 316
11.4. Способы разбивочных работ 321
11.5. Геодезическая подготовка проекта для выноса его в натуру 324

ГЛАВА 12

ГЕОДЕЗИЧЕСКИЕ РАБОТЫ, ВЫПОЛНЯЕМЫЕ ПРИ ИЗЫСКАНИЯХ ЖЕЛЕЗНЫХ ДОРОГ 328

12.1. Понятие о трассировании линейных сооружений 328
12.2. Разбивка трассы 329
12.3. Круговые и переходные кривые. 333
12.4. Нивелирование трассы и поперечников. 338
12.5. Особые случаи нивелирования 342
12.6. Построение продольного профиля трассы и поперечников 344
12.7. Компьютеризация обработки материалов изысканий 347
12.8. Гидрометрические работы 348

ГЛАВА 13

ГЕОДЕЗИЧЕСКИЕ РАБОТЫ ПРИ СТРОИТЕЛЬСТВЕ ЖЕЛЕЗНЫХ ДОРОГ 352

13.1. Восстановление трассы 352
13.2. Основные способы детальной разбивки кривых 353
13.3. Разбивка строительных поперечников 355
13.4. Геодезические работы при сооружении земляного полотна 357
13.5. Геодезические работы при укладке верхнего строения пути 359
13.6. Геодезические работы на строительной площадке железнодорожной станции 361

ГЛАВА 14

ГЕОДЕЗИЧЕСКИЕ РАБОТЫ ПРИ СТРОИТЕЛЬСТВЕ МОСТОВ И ТОННЕЛЕЙ 362

14.1. Закрепление оси моста на местности 362
14.2. Съемка района мостового перехода 364

14.3. Геодезическая плановая разбивочная основа моста 365
14.4. Высотная разбивочная основа моста 368
14.5. Геодезические работы при строительстве опор моста 372
14.6. Разбивка пролетных строений 375
14.7. Геодезический контроль деформаций мостовых сооружений 377
14.7.1. Традиционные методы контроля деформаций 377
14.7.2. Геодезический мониторинг деформаций 381
14.8. Геодезические работы при строительстве тоннелей 382

ГЛАВА 15

ГЕОДЕЗИЧЕСКИЕ РАБОТЫ ПРИ СТРОИТЕЛЬСТВЕ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ 388

15.1. Общие положения 388
15.2. Допуски и классы точности разбивочных работ 389
15.3. Геодезические работы нулевого цикла строительства зданий и сооружений 390
15.4. Геодезические работы наземного цикла строительства зданий и сооружений 393
15.5. Наблюдение за деформациями инженерных сооружений 397

ГЛАВА 16

ГЕОДЕЗИЧЕСКИЕ РАБОТЫ ПРИ ЭКСПЛУАТАЦИИ ЖЕЛЕЗНЫХ ДОРОГ 402

16.1. Геодезические работы при текущем, среднем и капитальном ремонтах 402
16.2. Съемка и расчет железнодорожных кривых 403
16.3. Съемка железнодорожных станций и сортировочных горок 406
16.4. Съемка подземных коммуникаций 408

ГЛАВА 17

АЭРОФОТОСЪЕМКА ЖЕЛЕЗНЫХ ДОРОГ 410

17.1. Фотограмметрические методы при эксплуатации и реконструкции железных дорог 410
17.2. Основные модули цифровой фотограмметрической системы PHOTOMOD версии 3.5 412
17.3. Особенности дешифрирования аэроснимков железнодорожных станций и перегонов 415
17.4. Аэрофотосъемка на стадии изысканий железных дорог 419

ГЛАВА 18

ГЕОДЕЗИЧЕСКОЕ ОБЕСПЕЧЕНИЕ КАДАСТРА ОБЪЕКТОВ НЕДВИЖИМОСТИ 426

18.1. Основные понятия кадастра объектов недвижимости 426
18.2. Геодезические работы при межевании земельных участков 428
18.3. Съемка объектов технической инвентаризации 436
18.4. Геоинформационные системы кадастра недвижимости 439

ГЛАВА 19

ГЕОИНФОРМАЦИОННЫЕ СИСТЕМЫ И ТЕХНОЛОГИИ 441

19.1. Основные понятия и определения геоинформатики 441
19.2. Основные понятия и определения ГИС 445
19.3. Работа с информацией в ГИС 449
19.4. Работа с базами данных 460
19.5. Вывод геоинформации 463

ГЛАВА 20

ОСНОВЫ ГЕОИНФОРМАТИКИ ТРАНСПОРТА 465

20.1. Особенности ГИС железнодорожного транспорта 465
20.2. Структура системы баз данных ОАО «РЖД» 470
20.3. Цели и задачи ГИС железнодорожного транспорта 470
20.4. Формирование геоинформационного пространства железных дорог России 471
20.5. Перспективные направления развития геоинформационных систем и технологий железнодорожного транспорта 475

ЛИТЕРАТУРА 477

Учебное издание

Под ред. Матвеева Станислава Ильича

ИНЖЕНЕРНАЯ ГЕОДЕЗИЯ И ГЕОИНФОРМАТИКА

Компьютерная верстка
К.А. Крылов

Корректор
Е.Л. Тюрин

ООО «Академический Проект»
111399, Москва, ул. Мартеновская, 3.

СЕРТИФИКАТ СООТВЕТСТВИЯ
№ РОСС RU. АЕ51. Н 15031 от 17.01.2011.
Орган по сертификации РОСС RU.0001.11АЕ51
ООО «ПРОФИ-СЕРТИФИКАТ»

ООО Фонд «Мир»
111399, Москва, ул. Мартеновская, д. 3

По вопросам приобретения книги просим обращаться
в ООО «Трикста»:
111399, Москва, ул. Мартеновская, 3.
Тел.: (495) 305 3702; 305 6092; факс: 305 6088
E-mail: info@aprogect.ru
Интернет-магазин: www.aprogect.ru

Подписано в печать 29.09.11.
Формат 60×90/16. Гарнитура Балтика. Бумага писчая.
Печать офсетная. Усл. печ. л. 30,5. Тираж 1500 экз.

Заказ № 5561.

Отпечатано в ОАО «Первая Образцовая типография»,
филиал «Дом печати — ВЯТКА» в полном соответствии с качеством
предоставленных материалов. 610033, г. Киров, ул. Московская, 122
Факс: (8332) 53-53-80, 62-10-36
http://www.gipp.kirov.ru; e-mail: order@gipp.kirov.ru

Издательско-книготорговая фирма
«ТРИКСТА»

предлагает купить через интернет-магазин книги
следующей тематики:

- **психология**
- **философия**
- **история**
- **социология**
- **культурология**
- **учебная и справочная литература по гуманитарным дисциплинам для вузов, лицеев и колледжей**

Наш интернет-магазин:
www.aprogect.ru

Наш адрес:
111399, Москва, ул. Мартеновская, 3,
ООО «Трикста»

Заказать книги можно также по
тел.: (495) 305-37-02, факсу: 305-60-88

по электронной почте:
e-mail: info@aprogect.ru,
orders@aprogect.ru

Просим Вас быть внимательными и указывать полный
почтовый адрес и телефон/факс для связи.
С каждым выполненным заказом Вы будете получать
информацию о новых поступлениях книг.

ЖДЕМ ВАШИХ ЗАКАЗОВ!

Издательство
«АКАДЕМИЧЕСКИЙ ПРОЕКТ»
предлагает:

Золотова Е.В., Скогорева Р.Н.

ГЕОДЕЗИЯ С ОСНОВАМИ КАДАСТРА

Учебник для вузов. 2011. — 413 с.

В учебнике изложены общие вопросы геодезии и фотограмметрии с элементами теории ошибок. Описаны прогрессивные технологии съемок местности и объектов недвижимости с использованием лазерного сканирования, электронной тахеометрии, спутниковых систем позиционирования ГЛОНАСС/GPS. Изложены методы архитектурных обмеров в зависимости от целей и необходимой точности решения архитектурных задач.

Дано подробное описание видов кадастров, методов составления кадастровой и адресной документации, а также экономической оценки земель в градостроительстве.

Издательство
«АКАДЕМИЧЕСКИЙ ПРОЕКТ»
предлагает:

Под ред. Г.Г. Поклада

ПРАКТИКУМ ПО ГЕОДЕЗИИ

Учебное пособие для вузов. — 2011. — 470 с.

Приведен комплекс лабораторных, расчетных и расчетно-графических работ по основным разделам геодезии. Рассмотрены вопросы устройства, исследований, поверок и юстировок геодезических приборов, методы производства измерений при создании съемочных сетей, сетей сгущения и выполнения топографических съемок, обработки результатов измерений с оценкой их точности, построения планов и профилей и их использования для решения инженерных задач. Особое внимание уделено изучению новых электронных геодезических приборов и методов их использования для автоматизации геодезических измерений и съемок. Подробно рассмотрены вопросы определения дополнительных опорных пунктов, вычислительной обработки и уравнивания геодезических сетей сгущения и съемочных сетей. Предусмотрено повариантное выполнение заданий.

Издательство
«АКАДЕМИЧЕСКИЙ ПРОЕКТ»
предлагает:

Г.Г. Поклад, С.П. Гриднев

ГЕОДЕЗИЯ

Учебное пособие для вузов. — 2011. — 538 с.

Настоящее учебное пособие – первое такого рода издание по геодезии, в котором не только подробно рассмотрены вопросы теории, но и весьма полно описаны геодезические методы и приборы (включая самые современные), применяемые как при землеустройстве и ведении земельного и городского кадастров, так и при производстве самого широкого спектра геодезических работ в различных народно-хозяйственных отраслях. Изложены теория и методика выполнения геодезических измерений, вопросы создания съемочного обоснования и производства топографических съемок с использованием традиционных и автоматизированных методов. Представлены сведения из теории погрешностей геодезических измерений. Дан обзор основных координат геодезии и методов преобразования координатных систем. Приведены характеристики геодезических опорных сетей и способы определения положения дополнительных опорных пунктов.

Издательство
«АКАДЕМИЧЕСКИЙ ПРОЕКТ»
предлагает:

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

ГЕОДЕЗИЯ

Учебное пособие для вузов. — 2011. — 409 с.

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

Издательство
«АКАДЕМИЧЕСКИЙ ПРОЕКТ»
предлагает:

Ямбаев Х.К.

ГЕОДЕЗИЧЕСКОЕ ИНСТРУМЕНТОВЕДЕНИЕ

Учебник для вузов. — 2011. — 583 с.

В учебнике подробно изложены основы и принципы действия современных электронных и цифровых геодезических инструментов: цифровых нивелиров, электронных тахеометров, лазерных сканеров и аппаратуры глобальной навигационной спутниковой системы. Особое внимание уделено описанию конструктивных особенностей новейших геодезических инструментов, выпускаемых ведущими специализированными фирмами мира, включая источники ошибок измерений.

Издательство
«АКАДЕМИЧЕСКИЙ ПРОЕКТ»
предлагает:

Захаров А.И., Спиридонов А.И.

НИВЕЛИРЫ. КОНСТРУКЦИЯ, СЕРВИС, РЕМОНТ, ЭКСПЛУАТАЦИЯ

Практическое пособие для вузов. — 2010. — 205 с.

В книге даны общие сведения о нивелирах, их классификация, область применения, основные требования, предъявляемые к нивелирам. Изложены теория, особенности устройства, принципы конструирования и изготовления основных частей нивелиров: зрительных труб, маятниковых и жидкостных компенсаторов, уровней, осевых и наводящих систем; дается подробный анализ погрешностей, приводится пример расчета точности прибора. В разделе сервисного обслуживания даются рекомендации для квалифицированного ремонта приборов, включая разборку, сборку, настройку с юстировкой отдельных частей и прибора в целом. Прилагаются схемы, чертежи, рисунки.

В книге содержатся материалы о нормативной документации, метрологическом обеспечении нивелирных работ, а также приводится подробная информация о нивелирах зарубежных фирм.

Практическая значимость изложенного материала в немалой степени определяется тем, что авторами пособия являются разработчик схем и конструкций рассмотренных нивелиров, изготовляемых ПО «УОМЗ», — А.И. Захаров и заведующий отделом технического регулирования и метрологического обеспечения, главный метролог ФГУП «ЦНИИГАиК» А.И. Спиридонов.

Издательство
«АКАДЕМИЧЕСКИЙ ПРОЕКТ»
предлагает:

Галченко Ю.П., Трубецкой К.Н.

ОСНОВЫ ГОРНОГО ДЕЛА

Учебник для вузов. ГРИФ. 2010. – 231 с. + 32 с. цв. ил.

В учебнике излагаются теоретические и практические основы горного дела, включая историю его развития, характеристику минерально-сырьевого комплекса, технологию разработки месторождений полезных ископаемых и ее техническое обеспечение.

Издательство
«АКАДЕМИЧЕСКИЙ ПРОЕКТ»
предлагает:

Маркузе Ю.И., Голубев В.В.

ТЕОРИЯ МАТЕМАТИЧЕСКОЙ ОБРАБОТКИ ГЕОДЕЗИЧЕСКИХ ИЗМЕРЕНИЙ

Учебное пособие для вузов. — 2010. — 247 с.

В первой части учебного пособия излагаются основные понятия теории ошибок применительно к специфике геодезических измерений, в частности обработка рядов равноточных и неравноточных измерений, оценка точности функций и другие вопросы.

Во второй части изложены традиционные вопросы метода наименьших квадратов с его новым обоснованием, а также алгоритм обобщенного способа уравнивания. Впервые в учебной литературе рассмотрены вопросы рекуррентного уравнивания, критерии надежности сетей, уравнивание с учетом ошибок исходных данных и систематических ошибок, уравнивание свободных геодезических построений; приводятся алгоритмы для вычисления координат пунктов в различных засечках и т. д. Особое внимание уделяется контролю грубых ошибок измерений и их поиску.

Издательство
«АКАДЕМИЧЕСКИЙ ПРОЕКТ»
предлагает:

Соловьев И.В., Майоров А.А.

ПРОЕКТИРОВАНИЕ ИНФОРМАЦИОННЫХ СИСТЕМ. ФУНДАМЕНТАЛЬНЫЙ КУРС

Учебное пособие для высшей школы. — 2009 . — 398 с.

Фундаментальный курс направлен на формирование у обучающихся представлений об информационных процессах, информационной инфраструктуре, информационно-функциональном пространстве сложной организационно-технической системы и знаний по методологии, методам и средствам реинжиниринга информационных процессов, а также знаний по проектированию информационных систем, применяемых для управления, поддержки принятия решения и взаимообмена информацией в сложных организационно-технических системах.

Издательство
«АКАДЕМИЧЕСКИЙ ПРОЕКТ»
предлагает:

Мельников А.А.

БЕЗОПАСНОСТЬ ЖИЗНЕДЕЯТЕЛЬНОСТИ. ТОПОГРАФО-ГЕОДЕЗИЧЕСКИЕ И ЗЕМЛЕУСТРОИТЕЛЬНЫЕ РАБОТЫ

Учебное пособие для вузов. — 2011. — 332 с.

В учебном пособии рассмотрены вопросы обеспечения безопасности жизнедеятельности при выполнении топографо-геодезических и землеустроительных работ в полевых и камеральных условиях.

Материал книги не ограничен изложением соответствующих требований техники безопасности. В нее включены главы, посвященные проблемам выживания в различных чрезвычайных ситуациях, пожарной безопасности, а также подробному описанию порядка оказания доврачебной помощи при несчастных случаях.

Под ред. С.И. Матвеева

Инженерная геодезия и геоинформатика

Рассмотрены теория и практика съемочных и разбивочных геодезических работ, выполняемых при изысканиях, проектировании, строительстве и эксплуатации инженерных сооружений.

Рассмотрены особенности геодезических работ при строительстве линейных сооружений, большое внимание уделено геодезическому обеспечению транспортно-строительного комплекса. Освещены современные достижения в инженерной геодезии и геоинформатике: геоинформационные и спутниковые навигационные системы и технологии, цифровые модели местности и сооружений. Обращено внимание на историческую взаимосвязь геодезии и навигации и на усиление взаимосвязи геодезии, геоинформатики и навигации в современных условиях, на стыке которых развивается новая область знаний — геоинформатика транспорта. Рассматривается возможность создания отраслевых транспортных геоинформационных систем на примере наиболее централизованной, а следовательно, наиболее управляемой системы железнодорожного транспорта Российской Федерации.

ISBN 978-5-919840-08-4

9 785919 840084