

5.28/0757
И 62

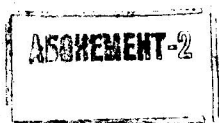
ИНЖЕНЕРНАЯ ГЕОДЕЗИЯ

1143 - 30

ИНЖЕНЕРНАЯ ГЕОДЕЗИЯ

ИЗДАНИЕ ТРЕТЬЕ, ПЕРЕРАБОТАННОЕ И ДОПОЛНЕННОЕ

*Допущено Министерством высшего и среднего
специального образования СССР
в качестве учебника для студентов
строительных специальностей вузов*



Москва "Недра" 1984

528 (075)
Н 62

02 - 2411

УДК 528.48 (075.8)

Инженерная геодезия: Учебник для вузов/Багратуни Г. В., Ганьшин В. Н., Данилевич Б. Б. и др. 3-е изд., перераб. и доп. М., Недра, 1984. 344 с.

В третьем издании (2-е — 1976 г.) даны общие сведения по геодезии: описание топографических карт и планов, работа с ними и элементы теории ошибок измерений. Последовательно рассмотрены методы геодезических измерений, устройство применяемых для их выполнения приборов, поверки и испытания этих приборов. Приведено описание способов создания геодезических сетей, значительное место уделено вопросам инженерно-геодезических работ и их применению при строительстве различных видов сооружений.

Для студентов строительных специальностей вузов.

Табл. 32, ил. 237, список лит. — 46 назв.

Авторы: Г. В. БАГРАТУНИ, В. Н. ГАНЬШИН, Б. Б. ДАНИЛЕВИЧ, П. С. ЗАКАТОВ, М. И. КИСЕЛЕВ, В. Ф. ЛУКЬЯНОВ, Б. С. ХЕЙФЕЦ

Рецензент — д-р техн. наук, проф. А. В. Маслов (МИИЗ)

ГЕГАМ ВАГРАМОВИЧ БАГРАТУНИ, ВЛАДИМИР НИКОЛАЕВИЧ ГАНЬШИН,
БРОНИСЛАВ БРОНИСЛАВОВИЧ ДАНИЛЕВИЧ, ПЕТР СЕРГЕЕВИЧ ЗАКАТОВ,
МИХАИЛ ИВАНОВИЧ КИСЕЛЕВ, ВИКТОР ФЕДОРОВИЧ ЛУКЬЯНОВ,
БОРИС СОЛОМОНОВИЧ ХЕЙФЕЦ

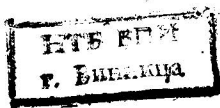
ИНЖЕНЕРНАЯ ГЕОДЕЗИЯ

Редактор В. Е. Новак
Редактор издательства Т. Б. Шибанова
Переплет художника О. Н. Точеновой
Художественный редактор В. В. Шутько
Технический редактор А. В. Трофимов
Корректор Е. В. Мухина
ИБ № 5455

Сдано в набор 19.09.83. Подписано в печать 05.01.84. Т-02003.
Формат 60×90^{1/16}. Бумага книжн. журн. Гарнитура «Литературная». Печать высокая.
Усл. печ. л. 21,5. Усл. кр.-отт. 21,5. Уч.-изд. л. 23,0. Тираж 50 000 экз.
Заказ 238/9270-15. Цена 1 р. 10 к.

Ордена «Знак Почета» издательство «Недра», 103633, Москва, К-12,
Третьяковский проезд, 1/19
Ленинградская типография № 6 ордена Трудового Красного Знамени
Ленинградского объединения «Техническая книга» им. Евгении Соколовой
Союзполиграфпрома при Государственном комитете СССР
по делам издательств, полиграфии и книжной торговли.
193144, г. Ленинград, ул. Моисеенко, 10.

И 1902020000—108
043(01)—84 15—84



© Издательство «Недра», 1984

Учебник (3-е издание) написан по программе, разработанной кафедрой инженерной геодезии МИСИ им. В. В. Куйбышева и утвержденной МВ и ССО СССР для студентов следующих строительных специальностей: промышленное, гражданское и теплоэнергетическое строительство, сельскохозяйственное строительство, гидротехническое строительство, градостроительство, водоснабжение и канализация, теплогазоснабжение и вентиляция, техническая эксплуатация зданий и сооружений, гидромелиорация.

При подготовке третьего издания книги была сохранена методическая схема, принятая для учебника «Инженерная геодезия» (М., «Недра», 1976) — его деление на общую и специальную части.

Учитывая критические замечания и рекомендации по предыдущему изданию, а также потребность в обновлении, авторы внесли в содержание учебника изменения и дополнения. Так, например, написана новая глава «Геодезические работы в промышленном, гражданском, теплоэнергетическом и сельскохозяйственном строительстве», в которой, в частности, отражена специфика геодезических работ при возведении тепловых и атомных электростанций и монтаже их оборудования. Рассмотрены вопросы геодезического обслуживания строительства портовых сооружений, передвижки зданий и щитового способа прокладки подземных коммуникаций. В учебнике впервые даны элементы теории лазерных устройств и сведения о топографической съемке шельфа.

Учебник подготовлен коллективом авторов.

Г. В. Багратуни написаны §§ 8, 13, 15, 19, 21, 22; Г. В. Багратуни совместно с Б. Б. Данилевым — главы 17, 18, 21; В. Н. Ганьшиным — главы 1, 8, 9, §§ 9, 11, 12, 14, 16, 17, 18, 20, 23; Б. Б. Данилевым — главы 15, 16, 19, 20, 22, 23, 24 и § 60; П. С. Закатовым — «Введение», § 10; М. И. Киселевым — глава 5;

В. Ф. Лукьяновым — глава 6; Б. С. Хейфецем — главы 10, 11, 12, 13, 14, §§ 47—59, 61, 62, 63.

При подготовке третьего издания большую организационную и методическую работу провел ответственный представитель авторского коллектива доцент, канд. техн. наук Б. Б. Данилевич.

Авторы выражают благодарность канд. техн. наук А. И. Спиридонову за помощь в подборе иллюстративного материала.

Профессор, доктор технических наук В. Е. НОВАК

ОБЩАЯ ЧАСТЬ

РАЗДЕЛ ПЕРВЫЙ

ОСНОВНЫЕ СВЕДЕНИЯ И ОПРЕДЕЛЕНИЯ

ВВЕДЕНИЕ

§ 1. ЗАДАЧИ ГЕОДЕЗИИ

Задачи геодезии подразделяются на научные и научно-технические.

Главной научной задачей геодезии является определение формы и размеров Земли и ее внешнего гравитационного поля. Наряду с этим геодезия играет большую роль в решении многих других научных задач, связанных с изучением Земли. К числу таких задач, например, относятся: исследования структуры и внутреннего строения Земли, горизонтальных и вертикальных деформаций земной коры; перемещений береговых линий морей и океанов; определение разностей высот уровней морей, движений земных полюсов и др. Эти задачи решаются совместно с научными исследованиями по астрономии, геологии, геофизике, геоморфологии и другим наукам о Земле.

Достижения в области космических исследований, а также появление новых приборов для наблюдений и измерений позволили приступить к решению таких задач, как изучение фигуры и гравитационного поля Луны и планет, определение некоторых их параметров и характеристик. Следует указать, что для решения и «старых» научных проблем использование ИСЗ обусловило появление методов, применение которых позволило получать качественно более высокие результаты и находить новые решения ряда практических задач.

Научно-технические и практические задачи геодезии чрезвычайно разнообразны; с существенными обобщениями они заключаются в следующем:

— определение положения отдельных точек земной поверхности в выбранной системе координат;

— составление карт и планов местности разнообразного назначения;

— выполнение измерений на земной поверхности (и под землей), необходимых для проектирования, строительства и эксплуатации инженерных сооружений, сельскохозяйственного производства, эксплуатации природных богатств поверхности Земли и ее недр;

— обеспечение геодезическими данными нужд обороны страны.

Таким образом, в настоящее время геодезию можно определить как науку, изучающую фигуру и гравитационное поле Земли и планет Солнечной системы, расположение объектов на земной поверхности и формы ее рельефа и занимающуюся измерениями в натуре, необходимыми для решения многочисленных и разнообразных произ-

водственно-технических народнохозяйственных задач и обеспечения нужд обороны страны.

Все задачи геодезии решаются на основе результатов специальных измерений, называемых геодезическими, выполняемых при помощи специальных геодезических приборов. Поэтому разработка программ и методов измерений, создание наиболее целесообразных типов геодезических приборов составляют важные научно-технические задачи геодезии.

Непосредственные результаты геодезических измерений, как правило, определяют еще не искомые величины, а некоторые другие, функционально связанные с ними. Связь между измеренными и искомыми величинами устанавливается на основе математических зависимостей. Разработка методов и приемов математической обработки измерений, в результате которой с заданной достоверностью и контролем определяются искомые величины, является также существенной научно-технической задачей геодезии.

Из изложенного следует важный вывод, что геодезические измерения и обработка их результатов по надлежанию разработанной программе составляют метод решения задач геодезии.

Геодезия подразделяется на ряд научных и научно-технических дисциплин.

Высшая геодезия, основные задачи которой — изучение фигуры Земли и ее внешнего гравитационного поля, а также точное определение координат точек земной поверхности в единой системе. К этой области геодезии можно отнести и изучение фигур планет Солнечной системы и их гравитационных полей.

Геодезия (топография) рассматривает способы изучения в деталях земной поверхности и отображения ее на картах и планах. Топография занимается изучением твердой поверхности Земли — суши; изучение океанов, морей, их берегов и дна составляет предмет гидрографии.

Топографические работы на значительных территориях производятся с использованием воздушных и наземных фотографических снимков земной поверхности (фототопография).

Соединение фотоснимков в единое целое — план или карту производится при помощи пунктов геодезической сети; при этом используются математические законы соответствия между объектом фотографирования и его изображением на снимке. Область научно-технических знаний, рассматривающая эти законы, а также методы и приборы, используемые для определения взаимного положения объектов фотографирования по фотоснимкам, называется фотограмметрией (измерительной фотографией). Таким образом, фототопография — часть фотограмметрии, рассматривающая методы получения топографических планов по фотоснимкам.

Методы фотограмметрии позволяют по фотоснимкам определять взаимное положение любых точек сфотографированных объектов и, в частности, сооружений.

Фотографирование Земли с искусственных спутников позволило получать в короткие сроки разнообразные данные и сведения о земной поверхности на огромных по площади территориях.

Инженерная геодезия разрабатывает методы геодезических работ, выполняемых при изысканиях, проектировании, строительстве и эксплуатации разнообразных инженерных сооружений, установке и монтаже специального оборудования, с целью разведки, использования и эксплуатации природных богатств.

Несколько подробнее задачи инженерной геодезии заключаются в следующем:

а) получение геодезических материалов, необходимых для составления проекта работ по строительству сооружения, путем выполнения полевых геодезических измерений и вычислительно-графических работ;

б) определение на местности положения основных осей и границ сооружений и других характерных точек их в соответствии с проектами строительства;

в) обеспечение геометрических форм и размеров элементов сооружения на местности в соответствии с его проектом в процессе строительства;

г) обеспечение геометрических условий установки и наладки специального оборудования;

д) установление отклонений сооруженного объекта от его проекта («исполнительные съемки»);

е) изучение деформаций основания и тела сооружения, происходящих под действием различных нагрузок, под влиянием внешних факторов и деятельности человека;

ж) определение расположения на поверхности Земли (или в ее недрах) отдельных объектов, элементов и характеристик, представляющих интерес для данного вида или отрасли народного хозяйства.

Инженерно-геодезические работы, имеющие прикладное значение, являются наиболее обширными. Инженерная геодезия использует методы высшей геодезии, топографии и фотограмметрии, а в отдельных случаях и свои приемы и средства.

К а р т о г р а ф и я разрабатывает методы составления, издания и пути использования разнообразных карт. Создание карт основано на использовании и обобщении различных геодезических и топографических материалов и в первую очередь более подробных планов, чем составляемая карта.

Остановимся на общих требованиях, которым должны удовлетворять постановка и выполнение геодезических работ.

Геодезические работы должны выполняться с необходимой и достаточной точностью. Измерения, выполненные с излишней полнотой и точностью, вызовут излишние затраты сил, средств и времени, а с недостаточной — несоответствие предъявляемым к ним требованиям, т. е. брак. В основу проектирования и выполнения геодезических работ должен быть положен инженерный расчет, базирующийся на предвычислении погрешностей определения искомых величин, предварительном установлении полноты и точности полу-

чения геодезических данных и их соответствия поставленным условиям.

При топографических работах должен быть правильно выбран масштаб съемки.

При строительстве сооружений объем инженерно-геодезических работ мал по сравнению с объемами других видов работ. Однако от их правильной постановки и своевременности выполнения в значительной мере зависят технико-экономические и качественные показатели строительства.

Геодезические измерения выполняются непосредственно на местности в разнообразных физико-географических условиях; в этом существенное отличие геодезических измерений от измерений стационарного или лабораторного типа. Исполнитель геодезических работ всегда должен помнить, что его окружает мир сложных и непрерывно меняющихся внешних условий (температура, атмосферное давление, действие солнечных лучей и ветра, освещенность, влажность и т. п.), которые заметно влияют на результаты измерений. Эти обстоятельства, играющие первостепенную роль в точных геодезических измерениях, могут оказывать ощутимые влияния и в работах средней и малой точности; их необходимо учитывать при выборе приборов, методов и порядка работ.

Исполнитель геодезических работ должен проявлять бережное отношение к природе — всемерно охранять лесные богатства, насаждения, не допускать повреждений сельскохозяйственных угодий и посевов.

Большое внимание необходимо уделять тщательному и неуклонному выполнению правил техники безопасности. Эти правила, различающиеся в зависимости от вида геодезических работ, определяются соответствующими обязательными инструкциями. Руководитель геодезического подразделения обязан уделять большое внимание контролю за выполнением этих правил всем личным составом подчиненного ему подразделения.

§ 2. СВЯЗЬ ГЕОДЕЗИИ С ДРУГИМИ НАУКАМИ. РОЛЬ ГЕОДЕЗИИ В НАУЧНЫХ ИССЛЕДОВАНИЯХ, НАРОДНОХОЗЯЙСТВЕННОМ СТРОИТЕЛЬСТВЕ И ОБОРОНЕ СТРАНЫ

Методы решения научных и практических задач геодезии основываются на законах математики и физики. При помощи математики разрабатываются научно обоснованные схемы постановки и выполнения геодезических измерений и устанавливаются зависимости между результатами измерений и искомыми величинами (например, значениями расстояний, углов и координатами точек земной поверхности).

Задача изучения фигуры Земли и ее гравитационного поля решается на основе законов механики. На основе математики производится обработка результатов измерений, позволяющая получать с наибольшей достоверностью значения искоемых величин.

Сведения из физики, особенно ее разделов — оптики, электроники и радиотехники, необходимы для разработки геодезических приборов и правильной их эксплуатации.

Геодезия связана с астрономией, геологией, геофизикой, геоморфологией, географией и другими науками. Например, сведения по астрономии необходимы для разработки и применения астрономических способов определения координат точек земной поверхности; наоборот, диаметр Земли, определяемый средствами геодезии, используется астрономией в качестве единицы длины при определении расстояний между светилами Солнечной системы. Геоморфология — наука о происхождении и развитии рельефа земной поверхности — необходима геодезии для правильного изображения форм рельефа на планах и картах. Легко усматривается обратная связь геоморфологии и геодезии.

Существуют аналогичные связи геодезии с другими перечисленными выше науками о Земле.

Определение формы и размеров Земли — один из вопросов естествознания, имеющий научное и практическое значение. Без знания размеров и формы Земли невозможно создание топографических карт и решение многих практических задач на земной поверхности. Знание фигуры Земли необходимо и другим наукам — астрономии, геофизике, геологии и др.

Внешнее гравитационное поле Земли, массу Земли с необходимой точностью определяют по результатам различных видов геодезических измерений; для характеристики важности этих данных в качестве примера можно указать, что для запуска ракет в заданную цель и искусственных спутников Земли на определенную орбиту упомянутые данные являются одними из основных расчетных параметров.

Одним из направлений современных научных исследований является изучение внутреннего строения Земли и процессов, происходящих на ее поверхности и в недрах. Геодезические методы позволяют фиксировать количественные характеристики таких явлений, как вертикальные и горизонтальные тектонические движения земной коры, изменения береговых линий океанов и морей, определение наклонов и разностей уровней морей и др.

Трудно переоценить значение топографических карт. Они являются основой для отображения результатов научных исследований и практической деятельности в области геологии, геофизики, географии, геоморфологии и других наук о Земле. Топографические карты необходимы для государственного планирования и размещения производительных сил, проектирования инженерных сооружений, при разведке и эксплуатации природных богатств, градостроительстве, организации сельскохозяйственного производства, при выполнении мелиоративных работ, землеустройстве, лесоустройстве и т. д.

Выдающийся советский ученый геолог академик И. М. Губкин писал о том, что топографические карты и планы служат необходимым условием для последующего успешного осуществления работ

геолога, гидрогеолога, гидротехника, географа, агронома, почвовед, лесовода, инженера-проектировщика, инженера-строителя и т. д. Все эти специалисты без топографической карты — все равно, что плотник без топора или кузнец без молота*.

Геодезические измерения обеспечивают соблюдение геометрических форм и элементов проекта сооружения в отношении как его расположения на местности, так и внешней и внутренней конфигурации. Даже после окончания строительства производятся специальные геодезические измерения, имеющие целью проверку устойчивости сооружения и выявление возможных деформаций во времени под действием различных сил и причин.

Велико значение геодезии и в культурном строительстве. Создаваемые карты разнообразного содержания и назначения являются могучим средством познания природы и жизни на нашей планете, источником разнообразных сведений о всем мире.

Исключительное значение имеет геодезия для обороны страны. Строительство оборонительных сооружений, стрельба по невидимым целям, использование военной ракетной техники, планирование военных операций и многие другие стороны военного дела требуют геодезических данных, карт и планов.

§ 3. КРАТКИЕ СВЕДЕНИЯ ИЗ ИСТОРИИ ГЕОДЕЗИИ. ОРГАНИЗАЦИОННЫЕ ФОРМЫ ГЕОДЕЗИЧЕСКОЙ СЛУЖБЫ СССР

Геодезия — одна из древнейших наук. Она возникла и развивалась исходя из практических запросов человека. Не ставя целью изложить многовековую историю развития геодезической науки и практики, укажем только отдельные факты.

Геодезические измерения для разделения поверхности Земли на участки производились в Египте, Китае и других странах за много столетий до нашей эры. Так, например, в долине реки Нила существовали оросительные системы и каналы, строительство которых требовало выполнения геодезических работ.

Уже в III веке до н. э. был определен радиус Земли, которая тогда принималась за шар.

Мы не располагаем достаточно полными данными о развитии геодезии в первом тысячелетии нашей эры. Известное нам развитие геодезических работ началось в середине текущего тысячелетия — в период оживления торговых связей, расширения мореплавания, возникновения потребностей в картах и планах. Развитию и совершенствованию методов геодезических работ способствовали научные достижения в области математики, физики, инструментальной техники. Укажем, например, что изобретение Галилеем зрительной трубы (1609 г.) позволило резко расширить и повысить точность геодезических измерений. Открытие Ньютоном закона всемирного тяготения привело к выводу, что Земля хотя и имеет шарообразный

* Губкин И. М. Значение геодезической службы в социалистическом строительстве. «Геодезист», 1934, № 9—10.

вид, но сплюснута вдоль оси вращения и приближается к фигуре, называемой эллипсоидом вращения, или сфероидом. Результаты геодезических работ явились экспериментальным подтверждением этого великого открытия Ньютона.

Первые указания на выполнение геодезических измерений в России относятся к XI в., когда между Керчью и Таманью по льду была измерена ширина Керченского пролива.

Работы по составлению карт получили большое развитие при Петре I (1672—1725 г.). После Отечественной войны 1812 г., выявившей плохое обеспечение России картами, последовала организация топографических съемок, которые предназначались в первую очередь для военных целей. Эти съемки выполнялись главным образом Корпусом военных топографов, созданным в начале XIX в. Не останавливаясь на различных топографо-геодезических работах, выполненных в XIX и начале XX в., отметим, что несмотря на их значительность, до Великой Октябрьской социалистической революции топографическая изученность территории нашей страны оставалась крайне ограниченной.

Большой размах, плановость и научную обоснованность геодезических и топографических работы получили после Великой Октябрьской социалистической революции, когда в марте 1919 г. был подписан В. И. Лениным Декрет об учреждении Высшего геодезического управления, призванного решать основные научные и практические задачи в области геодезии.

Советские геодезисты выполнили огромный объем геодезических и топографических работ на территории нашей Родины, отвечающий потребностям социалистического строительства. Геодезическая наука оказалась на высоте и в годы Великой Отечественной войны. Важно отметить, что постановка геодезических и съемочных работ в СССР базировалась на современных научных основаниях, разработанных советскими геодезистами во главе с выдающимся ученым-геодезистом членом-корреспондентом АН СССР Ф. Н. Красовским.

На территории нашей Родины развита государственная геодезическая сеть высокой точности. На огромной территории выполнены съемочные работы в различных масштабах. На надлежащем научно-техническом уровне обеспечено геодезическое обслуживание гражданского строительства, осуществленного за более чем полувековой период Советской власти.

Советскими геодезистами под руководством Ф. Н. Красовского получены новые параметры фигуры Земли. Создана отечественная школа аэрофотосъемки и фотограмметрии. Как самостоятельная ветвь геодезической науки и техники определилась инженерная геодезия. Советским ученым М. С. Молоденским разработана новая теория изучения фигуры Земли и ее внешнего гравитационного поля, поставившая советскую геодезию в области теории решения ее основной научной проблемы на первое место в мире.

Произведенный впервые в СССР запуск искусственного спутника Земли открыл новую эру в развитии геодезии как науки; использование результатов наблюдений ИСЗ позволило поставить советскую

геодезию на еще более высокий уровень в решении ее научных и практических задач.

Все это только отдельные факты, но они свидетельствуют о крупнейших успехах геодезического дела в нашей стране после Великой Октябрьской социалистической революции как в области научных исследований, так и в производственной деятельности.

Основным гражданским геодезическим учреждением в СССР является Главное управление геодезии и картографии (ГУГК) при Совете Министров СССР.

Его главными производственными задачами являются:

1) выполнение высокоточных работ по созданию геодезической сети на территории всей страны и топографических съемок для составления карт территории государства; результаты этих работ используются многими министерствами; их последовательность и точность определяются потребностью развития отраслей народного хозяйства и обороны страны;

2) создание и издание различного рода карт, планов и атласов;

3) регулирование, координация и государственный контроль геодезических и топографических работ, выполняемых различными министерствами, учреждениями и организациями.

В системе Государственной геодезической службы имеются: **Центральный картографо-геодезический фонд (ЦКГФ)**, концентрирующий результаты геодезических и картографических работ (каталоги координат геодезических пунктов, топографические карты разных масштабов) и обеспечивающий ими по мере необходимости различные учреждения и предприятия; **Госгеонадзор**, выдающий разрешение на право производства геодезических и топографических работ и контролирующий качество их выполнения с точки зрения технических требований общего характера — в целях возможности использования результатов этих работ для государственного картографирования страны.

Кроме того, в отдельных министерствах, ведомствах и учреждениях имеются подразделения, выполняющие геодезические и топографические работы, необходимые для решения отраслевых задач. Работы таких геодезических служб осуществляются по техническим инструкциям, учитывающим специфику требований данной отрасли, но с соблюдением общих технических требований, позволяющих использовать получаемые при этом геодезические и топографические данные в общегосударственном геодезическом и картографическом изучении территории страны. Такая постановка топографо-геодезических работ в нашей стране возможна благодаря условиям планового социалистического хозяйства.

Глава 1

СВЕДЕНИЯ О ФИГУРЕ ЗЕМЛИ. ПРИМЕНЯЕМЫЕ В ГЕОДЕЗИИ СИСТЕМЫ КООРДИНАТ

§ 4. СВЕДЕНИЯ О ФИГУРЕ ЗЕМЛИ

Фигура Земли как планеты обусловлена воздействием многих процессов, связанных с ее образованием и существованием; решающее значение при этом оказывают силы взаимного тяготения и центробежная. Фигуру, которую приняла бы Земля, находясь в состоянии гидростатического равновесия и под влиянием только сил взаимного тяготения частиц и центробежной силы вращения около неизменной оси, называют **земным сфероидом**.

Говорить о форме Земли как о сфероиде, т. е. шаре, сплюснутом по направлению полюсов, можно лишь с большим обобщением. Физическая поверхность Земли — поверхность материков и дна океанов и морей представляет собой сложную форму, напоминающую сфероид лишь в целом.

Для изучения физической поверхности Земли, а также для других целей вводится понятие — **уровенная поверхность**, — поверхность, на которой потенциал * силы тяжести Земли всюду имеет одно и то же значение. С геометрической точки зрения уровенная поверхность — поверхность, в каждой точке которой нормаль к ней совпадает с направлением отвесной линии.

Уровенных поверхностей можно провести бесчисленное множество, и все они будут окружать (опоясывать) Землю, нигде не пересекаясь друг с другом. Фигура Земли, образованная уровенной поверхностью, совпадающей с поверхностью Мирового океана в состоянии полного покоя и равновесия и продолженной под материками, получила название **геоида** (рис. 1).

Поверхность геоида не может быть представлена достаточно простым уравнением и неудобна для обработки результатов геодезических измерений. Поэтому ее заменяют (аппроксимируют) другой, более простой поверхностью.

Из всех геометрических фигур, определяемых сравнительно простым уравнением, к геоиду ближе всего подходит сжатый эллипсоид вращения, т. е. тело, образованное вращением эллипса вокруг его малой оси (рис. 2). Эллипсоид, характеризующий форму и размеры Земли вообще, называют **земным эллипсоидом**, а тот из них, который принят для обработки геодезических измерений и установления системы геодезических координат, — **референц-эллипсоидом**.

Размеры земного эллипсоида определялись по результатам геодезических измерений много раз. В СССР размеры эллипсоида были получены в 1940 г. выдающимся советским геодезистом Ф. Н. Красовским (1878—1948 гг.) и А. А. Изотовым по наиболее обширным

* Потенциал — величина, численно равная работе по переносу единицы массы в поле силы тяжести Земли из бесконечности в данную точку.

для того времени геодезическим данным; в 1946 г. постановлением Правительства СССР эти размеры утверждены как обязательные для геодезических и картографических работ в нашей стране; референц-эллипсоиду присвоено имя Ф. Н. Красовского.

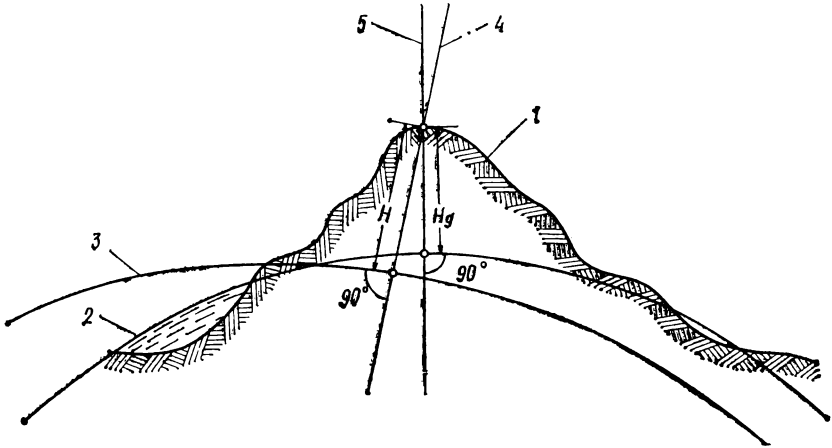


Рис. 1. Аппроксимация поверхности Земли:

1 — физическая поверхность; 2 — уровенная поверхность (поверхность геоида); 3 — поверхность земного эллипсоида; 4 — нормаль к поверхности земного эллипсоида; 5 — направление отвесной линии

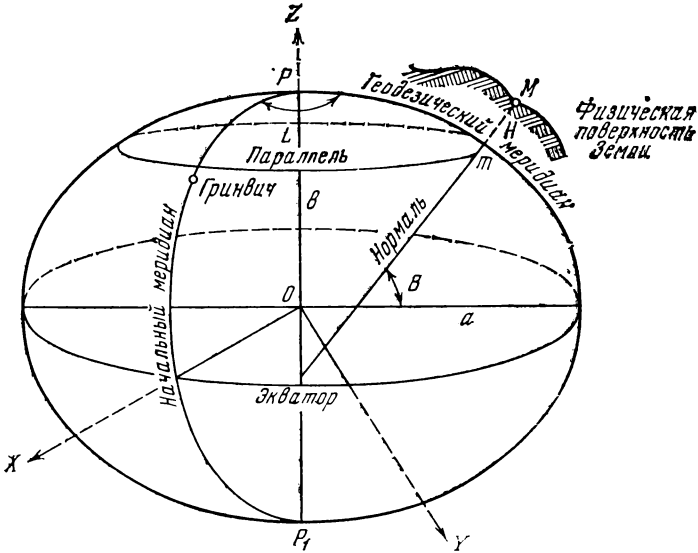


Рис. 2. Земной эллипсоид

Референц-эллипсоид Красовского имеет параметры: $a = 6\,378\,245$ м, $\alpha = (a - b)/a = 1/298,3$, $b \approx \approx 6\,356\,863$ м, где a и b — большая и малая полуоси эллипсоида, α — полярное сжатие.

Ориентирование референц-эллипсоида в теле Земли осуществляют при помощи так называемых исходных дат. При этом считают, что центр референц-эллипсоида совмещен с центром масс Земли, а его малая ось — с осью вращения Земли. По современным данным, отклонения эллипсоида Красовского от геоида не превышают 100—150 м.

В некоторых случаях при геодезических измерениях, выполняемых на довольно значительных участках поверхности Земли, геоид аппроксимируют шаром (радиусом 6 371,11 км), эквивалентным по объему референц-эллипсоиду.

§ 5. СИСТЕМЫ КООРДИНАТ, ПРИМЕНЯЕМЫЕ В ГЕОДЕЗИИ

Геодезическая система координат

Координатными плоскостями, т. е. плоскостями, относительно которых определяют координаты точек пространства, являются плоскость экватора земного эллипсоида и плоскость меридиана, принятого за начальный (см. рис. 2).

Плоскость экватора проходит через центр эллипсоида O перпендикулярно его оси вращения PP_1 ; плоскость, проходящая через нормаль к поверхности эллипсоида в данной точке M и параллельная его малой оси b , называется плоскостью меридиана этой точки. В качестве начального принят меридиан, плоскость которого проходит через центр Гринвичской обсерватории, находящейся вблизи Лондона.

Геодезические координаты — три величины, две из которых — геодезическая широта B и геодезическая долгота L — характеризуют направление нормали к поверхности земного эллипсоида в данной точке M пространства относительно координатных плоскостей, а третья является геодезической высотой H точки над поверхностью земного эллипсоида.

Геодезическая широта (B) — угол, образованный нормалью к поверхности земного эллипсоида в данной точке M и плоскостью экватора. Счет широт идет в обе стороны от экватора от 0 до 90° , причем на север — со знаком плюс, на юг — со знаком минус.

Геодезическая долгота (L) — двугранный угол между плоскостями геодезического меридиана данной точки M и начального геодезического меридиана. Счет долгот идет в направлении с запада на восток от 0 до 360° .

Геодезической высотой точки (H) (см. рис. 1) называется расстояние по нормали от этой точки до ее проекции на поверхность эллипсоида.

Достоинство геодезических координат заключается в возможности обработки результатов геодезических измерений в единой для всей поверхности Земли системе координат.

Астрономическая система координат

Координатными плоскостями в этой системе служат: плоскость, перпендикулярная к оси вращения Земли, и плоскость начального

астрономического меридиана, проведенная через отвесную линию в начальной точке и параллельная оси вращения Земли.

Астрономические координаты: астрономическая широта φ и астрономическая долгота λ — компоненты направления отвесной линии в данной точке пространства относительно координатных плоскостей астрономической системы.

Астрономическая широта (φ) — угол, образованный отвесной линией в данной точке и плоскостью, перпендикулярной к оси вращения Земли.

Астрономическая долгота (λ) — двугранный угол между плоскостями астрономического меридиана данной точки и начального астрономического меридиана.

Третьей координатой в этой системе является ортометрическая высота H_g (см. рис. 1) — высота точки над поверхностью геоида.

Географическая система координат

В инженерно-геодезических работах, как правило, нет необходимости различать геодезические и астрономические координаты, поэтому в дальнейшем мы будем пользоваться более общим понятием — системой географических координат, в которой широта и долгота обозначаются соответственно φ и λ , полагая: $B = \varphi$, $L = \lambda$.

Принятая в СССР система отсчета высот

Выше были рассмотрены две системы высот: в геодезической системе высота точки есть расстояние по нормали от нее до поверхности эллипсоида; ортометрическую высоту отсчитывают от данной точки по направлению отвесной линии до поверхности геоида.

В инженерной геодезии, как правило, нет необходимости различать описанные выше системы высот. Поэтому, говоря в дальнейшем о высотах точек, будем пользоваться двумя следующими понятиями:

высота точки — расстояние от данной точки до основной отсчетной поверхности, за которую в СССР принята поверхность, совпадающая со средним уровнем Балтийского моря, установленным по многолетним наблюдениям в Кронштадте. Система эта получила название «балтийской»;

превышение — это разность высот точек.

Система прямоугольных пространственных координат

В последнее время в связи с развитием идеи «трехмерной геодезии», сущность которой сводится к обработке геодезических измерений без проектирования их на уровенную поверхность Земли, в геодезии начинает применяться система пространственных координат X, Y, Z (см. рис. 2). Начало ее — в центре O земного эллипсоида, ось Z располагается вдоль полярной оси, оси X и Y — в плоскости экватора: первая — в плоскости начального меридиана, вторая — перпендикулярно к ней.

Эта система используется для определения положения вземных объектов — ракет, искусственных спутников Земли и в ряде других случаев. Применения в инженерно-геодезических работах она пока не нашла.

Местная система прямоугольных координат

Небольшой участок урвненной поверхности Земли можно считать совпадающим с горизонтальной плоскостью, т. е. с плоскостью, перпендикулярной к отвесной линии, проходящей через данную точку. На горизонтальной плоскости в геодезии установлена система плоских прямоугольных координат X, Y (рис. 3). В местной системе координат выбор направления осей носит произвольный характер. Обычно направление оси абсцисс совмещают с направлением на север местного меридиана. В строительстве часто за ось абсцисс принимают направление одной из главных осей строящегося объекта.

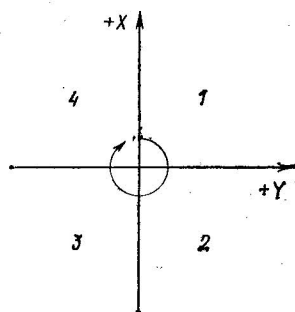


Рис. 3. Местная система прямоугольных координат

§ 6. УЧЕТ КРИВИЗНЫ ЗЕМНОЙ ПОВЕРХНОСТИ ПРИ ИЗМЕРЕНИИ ГОРИЗОНТАЛЬНЫХ РАССТОЯНИЙ

При изучении физической земной поверхности все ее точки предварительно проектируют на принятую урвненную поверхность по линиям, перпендикулярным к этой поверхности. Такое проектирование называют ортогональным. Каждой точке на физической поверхности Земли соответствует точка на урвненной поверхности.

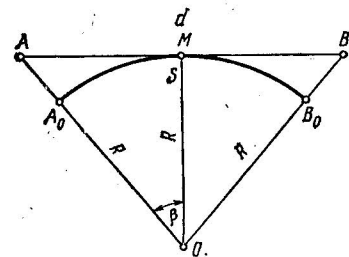
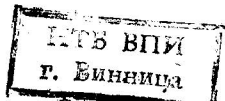


Рис. 4. Учет кривизны земной поверхности при измерении горизонтальных расстояний

В § 4 отмечалось, что в зависимости от размеров участка и точности геодезических измерений за урвненную поверхность следует принимать геоид, эллипсоид или земной шар. Определим теперь, какого размера участок земной поверхности практически можно принять за плоский при измерении на нем расстояний. Проведем через точку M и центр O земной

сферы (рис. 4) вертикальную плоскость, а также горизонтальную плоскость, касательную к сфере в той же точке M . Радиусы $OA_0 = OB_0 = R$ земной сферы продолжим до пересечения с касательной плоскостью в точках A и B и найдем разность между длиной касательной $AB = d$ и длиной соответствующей дуги $A_0MB_0 = s$ сферы.



Из рис. 4 имеем:

$$d = 2R \operatorname{tg} \beta, \quad s = 2R\beta,$$

тогда

$$d - s = 2R (\operatorname{tg} \beta - \beta).$$

Из курса высшей математики известно:

$$\operatorname{tg} \beta = \beta + \beta^3/3 + \dots,$$

поэтому

$$d - s = 2R (\beta + \beta^3/3 - \beta) = 2R\beta^3/3,$$

но $\beta = s/2R$, откуда

$$d - s = 2Rs^3/24R^3 = s^3/12R^2,$$

или в относительной мере

$$(d - s)/s = s^2/12R^2. \quad (1.1)$$

Принимая $s = 20$ км и $R \cong 6000$ км, по формуле (1.1) получим:

$$(d - s)/s = (1/12) (20/6000)^2 \approx 1/1\,000\,000.$$

Такой погрешностью характеризуются наиболее точные измерения расстояний в геодезии. При решении инженерных задач для участков местности размером 20×20 км уровенную поверхность можно считать плоскостью.

§ 7. ПОНЯТИЕ О СИСТЕМЕ ПЛОСКИХ ПРЯМОУГОЛЬНЫХ КООРДИНАТ ГАУССА — КРЮГЕРА

Одно из основных достоинств рассмотренной в § 5 системы геодезических (географических) координат состоит в том, что она может быть распространена как единая координатная система на всю поверхность земного эллипсоида. Однако применение геодезических координат для практических целей сопряжено с рядом трудностей, а именно: 1) взаимное положение пунктов определяется в угловых единицах, а все расстояния на местности задаются (или измеряются) в линейной мере; 2) значение одних и тех же угловых единиц соответствует разным линейным величинам в зависимости от широты; 3) использование геодезических координат связано со сложными и трудоемкими даже для малых расстояний вычислениями.

Таким образом, возникает необходимость выбора такой координатной системы, которая по простоте и удобству использования могла бы найти применение во всех геодезических работах, в том числе и в инженерной геодезии. Такой системой является система плоских прямоугольных координат. Решение геодезических задач в этой системе выполняется по простым формулам аналитической геометрии, для чего необходимо предварительно элементы поверхности эллипсоида тем или иным способом перенести на плоскость. Такой перенос (проектирование) будет сопровождаться неизбежными искажениями; их величина и характер будут зависеть от вида выбранной проекции. Для целей крупномасштабного картографиро-

вания и инженерной геодезии наиболее удобны проекции, обеспечивающие сохранение подобного изображения фигур при переходе с эллипсоида на плоскость; возникающие при этом искажения достаточно малы и легко учитываются.

Этим требованиям отвечает принятая в СССР с 1928 г. поперечно-цилиндрическая равноугольная проекция Гаусса — Крюгера. Поверхность земной сферы разбивают меридианами на сферические двуугольники — зоны 1 (рис. 5), каждая из которых проектируется на внутреннюю поверхность цилиндра и касается его по среднему (осевому) меридиану 2; ось цилиндра 3 лежит в плоскости экватора. Разрезав цилиндр по образующей AA_1 или BB_1 и развернув его боковую поверхность, получим изображение земной поверхности на плоскости в виде отдельных зон, соприкасающихся одна с другой лишь в точках касания по экватору (рис. 6). При этом осевой меридиан и экватор изображаются взаимно перпендикулярными прямыми линиями, остальные меридианы — кривыми, а параллели — кривыми, симметричными относительно осевого меридиана и обращенными выпуклостью к экватору. Выбор размера зоны (6° или 3°) зависит от масштаба выполняемых в данном районе съемок. Так, при составлении карт в масштабах 1 : 10 000 и мельче применяют шестиградусные зоны, для масштаба 1 : 5000 и крупнее — трехградусные. Шестиградусные зоны нумеруются арабскими цифрами с запада на восток, начиная от Гринвичского меридиана. Долготу осевого меридиана шестиградусной зоны можно определить по формуле:

$$\lambda_0 = 6^\circ n - 3^\circ,$$

где n — номер зоны.

Осевыми меридианами трехградусных зон являются крайние и осевые меридианы шестиградусных, а их долготы равны числу, кратному трем.

В каждой зоне задается своя система прямоугольных координат, в которой за ось абсцисс (x) принимается изображение осевого меридиана, а за ось ординат (y) — изображение экватора. Таким образом, координатами какой-либо точки зоны являются ее расстояния от экватора (x) и от осевого меридиана (y).

Территория СССР расположена к северу от экватора, поэтому абсциссы точек местности в пределах нашей страны в рассматриваемой системе координат всегда положительны. Для того чтобы и ординаты были только положительны, точкам осевого меридиана условно приписывают значение $y = 500\,000$ м. Впереди измененной ординаты пишут номер зоны, в которой находится данная точка; такие ординаты называются преобразованными. Например, если точка расположена в зоне с номером 5 на расстоянии 46 344 м к западу от осевого меридиана, ее преобразованная ордината равна 5 453 656 м; если точка удалена на 145 876 м к востоку от того же осевого меридиана, то преобразованная ордината этой точки запишется в виде $y = 5\,645\,876$ м.

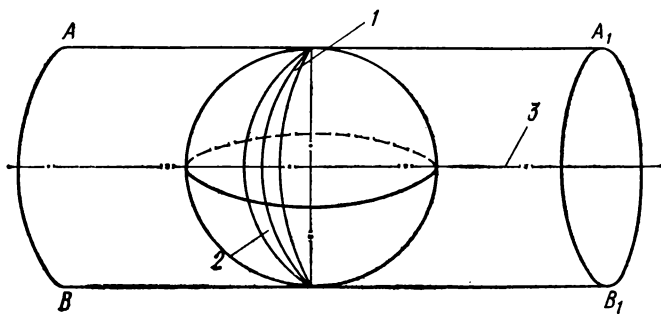


Рис. 5. Схема построения поперечной цилиндрической проекции

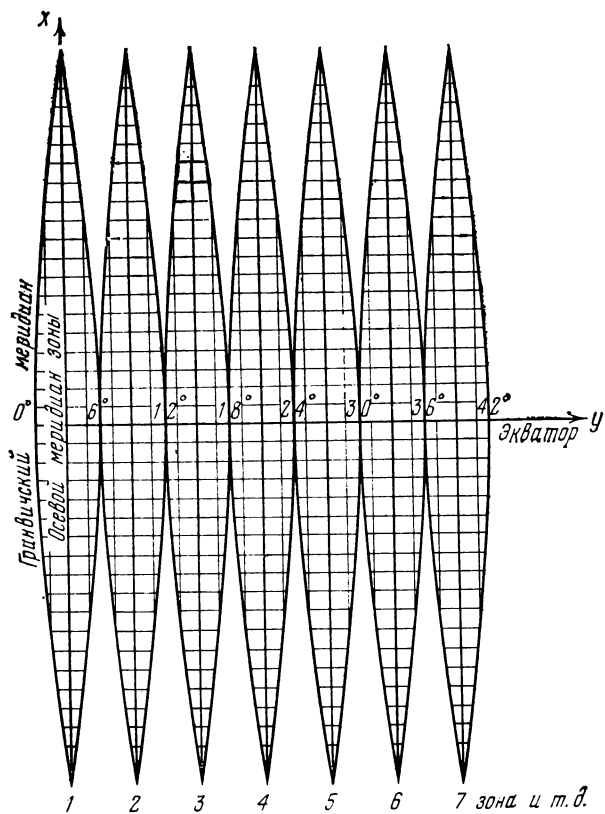


Рис. 6. Шестиградусные зоны поверхности земного эллипсоида

Переход от расстояний на эллипсоиде к расстояниям на плоскости в проекции Гаусса — Крюгера связан с понятием масштаба изображения.

Масштабом изображения проекции m называется отношение бесконечно малого отрезка ds на плоскости к соответствующему бесконечно малому отрезку dS на поверхности эллипсоида, т. е.

$$m = \frac{ds}{dS}.$$

При переходе от одной точки эллипсоида к другой значение m в проекции Гаусса — Крюгера меняется в зависимости от ординаты точки:

$$m = 1 + y^2/2R^2.$$

Для получения длины линии d на плоскости ее измеренное значение нужно умножить на масштаб изображения в средней точке линии

$$d = Sm = S + S y_m^2/2R^2,$$

где $y_m = (y_1 + y_2)/2$ — непреобразованная ордината средней точки линии.

Величина $\Delta s = d - S = S \cdot y_m^2/2R^2$ является искомой поправкой в длину измеренной линии и называется редукией расстояния. Как видно из формулы, редукия расстояния всегда положительна; это значит, что длина изображения линии на плоскости всегда больше самой линии на эллипсоиде. Относительная величина редукии расстояния $\Delta s/S = y_m^2/2R^2$ на краю зоны у экватора составляет 1 : 800, а в средних широтах — 1 : 1600 длины линии.

Г л а в а 2

ОРИЕНТИРОВАНИЕ ЛИНИЙ

§ 8. УГЛЫ ОРИЕНТИРОВАНИЯ

Ориентировать линию — значит, определить ее направление относительно меридиана. В качестве углов, определяющих направление линий, служат азимуты, румбы и дирекционные углы.

Географическим азимутом (A) (рис. 7) называется горизонтальный угол, отсчитываемый по ходу часовой стрелки от направления на север географического меридиана данной точки до заданного направления. Величина азимута может изменяться от 0 до 360°. На практике иногда вместо азимутов пользуются румбами.

Румбом r называется горизонтальный угол между направлением данной линии и ближайшей частью меридиана (рис. 8). Величина румба сопровождается названием из двух букв, обозначающих страны света и указывающих направление линии: например, СЗ : $r42^\circ 11'$, ЮВ : $r12^\circ 04'$ и т. д. Связь между азимутами и румбами показана на рис. 8 и в табл. 1.

Дирекционным углом α называется горизонтальный угол между направлением данной линии и северной частью осевого меридиана (см. рис. 7) или линии, ему параллельной. Как и азимут, дирекционный угол отсчитывается по ходу часовой стрелки. Направление осевого меридиана и географического меридиана данной точки K образуют угол, называемый сближением меридианов γ .

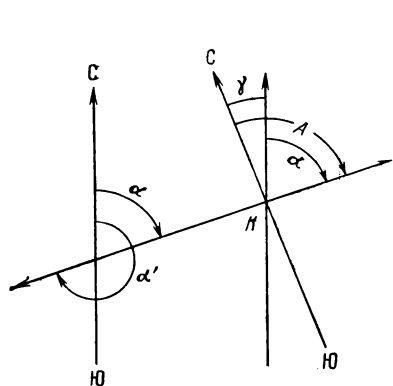


Рис. 7. Азимут и дирекционный угол линии

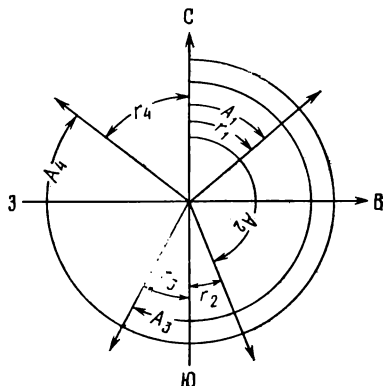


Рис. 8. Румбы направлений

Т а б л и ц а 1

Азимуты	Румбы	Направления линии
0—90°	$r_1 = A_1$	СВ
90—180°	$r_2 = 180^\circ - A_2$	ЮВ
180—270°	$r_3 = A_3 - 180^\circ$	ЮЗ
270—360°	$r_4 = 360^\circ - A_4$	СЗ

Между географическим азимутом A линии и ее дирекционным углом α существует зависимость: $A = \alpha + \gamma$. Сближение меридианов γ считается положительным для точек, лежащих к востоку от осевого меридиана, и отрицательным — для точек, расположенных к западу от него. Величина сближения меридианов может быть вычислена по приближенной формуле: $\gamma = l \sin B$, где l — разность долгот осевого и географического меридианов данной точки, B — геодезическая широта точки. Дирекционный угол α заданного направления называется прямым, а противоположного направления — обратным α' .

На рис. 7 видно, что $\alpha' = \alpha + 180^\circ$.

Магнитные азимуты. При решении ряда практических задач целесообразно пользоваться магнитными азимутами, так как они легко определяются с помощью простых приборов, таких как

компас и буссоль, главной частью которых является магнитная стрелка.

Приведем некоторые сведения об элементах магнитного поля Земли. Вертикальная плоскость, проходящая через концы магнитной стрелки *, называется плоскостью магнитного меридиана; угол, который она составляет с плоскостью географического меридиана, называется магнитным склонением, обозначаемым через δ (рис. 9). Склонение отсчитывается от севера к востоку и к западу; в первом случае оно называется восточным и считается положительным,

во втором — западным и отрицательным. Угол, образуемый осью стрелки с плоскостью горизонта, называется магнитным наклоном и обозначается через J ; он отсчитывается от горизонтального направления вниз до 90° и считается положительным, если северный конец стрелки направлен вниз. Склонение и наклонение характеризуют направление вектора напряженности магнитного поля Земли.

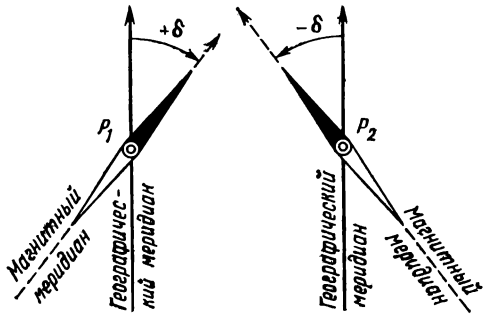


Рис. 9. Магнитное склонение: $+\delta$ — восточное, $-\delta$ — западное

Для определения величины вектора обычно измеряют его проекцию на горизонтальную плоскость — горизонтальную составляющую. Склонение и наклонение называются элементами земного магнетизма. Точки схождения силовых линий земного магнитного поля, располагающиеся в северном и южном полушариях, называются магнитными полюсами; они не совпадают с географическими полюсами и находятся внутри Земли. Прямая, соединяющая магнитные полюсы Земли, составляет с осью вращения Земли угол, который равен примерно $11,5^\circ$, и не проходит через ее центр.

Магнитные азимуты A_m отсчитываются так же, как и географические — по ходу часовой стрелки от 0 до 360° , но от магнитного меридиана.

Из изложенного следует, что

$$A = A_m + \delta \quad (2.1)$$

(с учетом знака магнитного склонения).

Величина магнитного склонения не остается постоянной в точках земной поверхности; она имеет вековые, годовые и суточные периодические изменения, значительные по величине. Например, суточные изменения склонения в средней полосе территории СССР дости-

* Предполагается, что ось стрелки совпадает с вектором напряженности магнитного поля Земли.

гают 15'. Имеются районы, где вообще нельзя пользоваться показаниями магнитной стрелки. Такие районы называются аномальными, например район Курской магнитной аномалии.

Сведения о величине магнитного склонения в данном районе можно получить на метеостанциях, где ведутся систематические наблюдения за изменением магнитного склонения. Внизу, под южной рамкой топографических планов и карт, приводится среднее значение склонения для изображенной территории. Кроме того, имеются магнитные карты, на которых приведены линии с одинаковыми значениями отдельных элементов земного магнетизма и, в частности, склонения — изогоны.

Связь между дирекционным углом и магнитным азимутом определяется, если даны γ и δ ; имеем

$$A = \alpha + \gamma, A_m = A - \delta,$$

откуда

$$\alpha = A_m - (\gamma - \delta) \quad (2.2)$$

(с учетом знаков сближения меридианов и магнитного склонения).

Вследствие вариации магнитных склонений во времени, влияний местного характера и других причин направление магнитного меридиана определяется приближенно. Это надо учитывать при ориентировании линий.

§ 9. ПОНЯТИЕ ОБ ОПРЕДЕЛЕНИИ АЗИМУТА АСТРОНОМИЧЕСКИМ МЕТОДОМ

Для определения астрономическим методом географического азимута A направления ZM (рис. 10) нужно измерить горизонтальный угол β между этим направлением и направлением на небесное светило (Солнце, звезду) σ и найти по правилам практической астрономии азимут A_* светила для момента визирования на него. Очевидно

$$A = A_* + \beta. \quad (2.3)$$

Поясним идею этого определения, пользуясь понятием «небесная сфера» (рис. 11). *Небесной сферой* называется сферическая поверхность произвольного радиуса с центром в точке стояния наблюдателя. Все небесные светила рассматриваются в проекции на поверхность этой сферы. Рассмотрим некоторые точки и линии небесной сферы.

Прямая PP_1 , параллельная оси вращения Земли, вокруг которой происходит видимое суточное вращение небесной сферы, называется *осью мира*, а точки ее пересечения с небесной сферой P и P_1 — соответственно северным и южным полюсами мира. Плоскость EE_1 , перпендикулярную к оси мира и проходящую через центр Земли, называют плоскостью небесного экватора, а сечение этой плоскостью небесной сферы — *небесным экватором*.

Большой круг, проходящий через ось мира и светило σ , называется *кругом склонения* этого светила.

Отвесная линия ZZ_1 , проходящая через точку наблюдения O , пересекает небесную сферу в двух диаметрально противоположных точках — зените Z и надире Z_1 . Плоскость NS большого круга, перпендикулярная линии ZZ_1 , называется плоскостью небесного горизонта, а сечение этой плоскостью небесной сферы — небесным горизонтом. Плоскости, проходящие через отвесную линию ZZ_1 , образуют в пересечении с небесной сферой окружности большого круга, называемые вертикалами, или кругами высот. Вертикал,

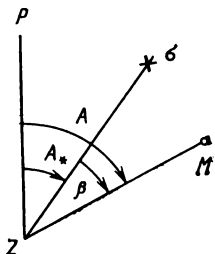


Рис. 10. Схема определения азимута астрономическим способом

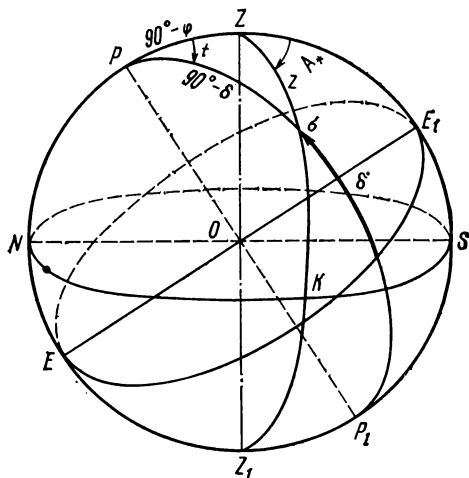


Рис. 11. Небесная сфера

проходящий через ось мира, называется меридианом точки стояния наблюдателя. Положение светила на небесной сфере может быть определено двумя координатами в различных системах. В горизонтальной системе такими координатами являются зенитное расстояние z и азимут A_* , отсчитываемый от точки юга S до вертикала светила по часовой стрелке.

В экваториальной системе координат координатами светила являются склонение δ и часовой угол t . Склонением называется дуга круга склонений от небесного экватора до светила σ ; часовым углом t светила называется дуга небесного экватора от астрономического меридиана до круга склонения светила. Часовой угол отсчитывается от южной части S меридиана по часовой стрелке до круга склонения светила и изменяется от 0° до 360° . Астрономический меридиан ZPZ_1P_1 точки наблюдения, круг склонения и круг высот светила образуют своими пересечениями сферический треугольник $PZ\sigma$, называемый параллактическим. Как видно из рис. 11, две стороны и два угла параллактического треугольника являются астрономическими координатами светила в той или иной системе, а одна сторона — функцией широты точки наблюдения. Следовательно, решая параллактический треугольник, можно определить величину любой координаты светила или широту точки наблюдения, если известны значения трех других элементов этого треугольника. В частности, измерив зенитное расстояние z светила, определив по карте широту φ точки

наблюдения и выбрав из Астрономического ежегодника склонение наблюдаемого светила δ , можно определить азимут A_* по формуле (2.3). Такой способ определения A_* называется определением азимута по высоте светила. С помощью точных часов можно определить часовой угол t ; пользуясь им и значениями φ и δ , можно найти A_* (способ определения азимута по часовому углу светила).

Для определения азимута при геодезических измерениях обычно наблюдается Солнце или Полярная звезда.

§ 10. ПОНЯТИЕ О ГИРОСКОПИЧЕСКОМ ОРИЕНТИРОВАНИИ

Гироскопическое ориентирование — метод определения азимута направления специальным прибором — гиротеодолитом, сочетающим гироскоп как датчик направления географического меридиана и теодолит.

Гироскоп представляет собой устройство, состоящее из способного вращаться с очень большой скоростью ротора (маховика) и системы опор, обеспечивающих движение ротора вокруг неподвижной точки, лежащей на его главной оси. Гироскоп называют свободным, если он имеет три степени свободы X, Y, Z , а неподвижная точка

совпадает с центром тяжести гироскопа и с точкой пересечения осей подвеса ротора (рис. 12).

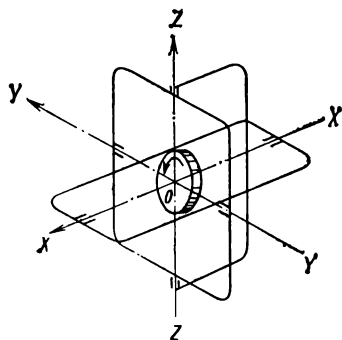


Рис. 12. Схема свободного гироскопа

Элементарное представление об особенностях поведения гироскопа дает игрушка — волчок. Вращающийся с большой угловой скоростью вокруг оси симметрии волчок способен устойчиво сохранять ее вертикальное положение. Таким образом, первое свойство свободного гироскопа: в случае, если не действуют внешние силы, главная ось гироскопа сохраняет неизменным направление в пространстве независимо от перемещения основания. Второе свойство состоит в том,

что под действием внешней силы, приложенной к оси вращающегося ротора, она перемещается в направлении, перпендикулярном к направлению действия силы. Такое движение главной оси вращающегося гироскопа называют *прецессией*.

Эти замечательные свойства гироскопа позволили создать принципиально новый прибор для геодезических работ — гиротеодолит. В гиротеодолитах гироскоп превращен в датчик направления географического меридиана вследствие действия на главную ось двух сил — суточного вращения Земли и силы тяжести. Чувствительный элемент прибора — роторный гироскоп по конструкции может представлять собой трехстепенной маятниковый гироскоп или двухстепенной гироскоп с горизонтальным или вертикальным расположением главной оси. Сила тяжести всегда и везде направлена к центру тяжести

Земли, поэтому под ее воздействием ось гироскопа стремится установиться в горизонтальное положение. Вследствие вращения Земли вокруг своей оси ось гироскопа стремится расположиться параллельно оси вращения Земли, т. е. в плоскости географического меридиана. В результате действия обеих сил главная ось гироскопа совершает сложное движение: независимо от своего первоначального положения она движется в сторону плоскости меридиана и, стремясь с ней совместиться, совершает гармонические азимутальные колебания. Положению равновесия этих колебаний соответствует направление географического меридиана. Схематично можно считать, что северный конец главной оси гироскопа описывает эллипс (сильно вытянутый), малая полуось которого лежит в плоскости географического меридиана, а большая — параллельна плоскости горизонта.

Гироскопический азимут направления на предмет определяют по формуле

$$a_{\text{гир}} = M - N_0, \quad (2.4)$$

где M — отсчет по горизонтальному кругу, соответствующий направлению на местный предмет, N_0 — отсчет по горизонтальному кругу, соответствующий направлению географического меридиана (положение динамического равновесия гироскопа).

Географический азимут направления вычисляют по формуле

$$A = a_{\text{гир}} + \Delta, \quad (2.5)$$

где Δ — инструментальная поправка гиротеодолита, определяемая из эталонирования прибора на исходных направлениях с известными географическими азимутами.

Г л а в а 3

ТОПОГРАФИЧЕСКИЕ ПЛАНЫ И КАРТЫ

§ 11. ТОПОГРАФИЧЕСКИЕ ПЛАНЫ

Ортогональная проекция — изображение пространственного объекта на плоскости посредством проектирующих лучей, перпендикулярных к плоскости проектирования. В геодезии эту проекцию применяют с известным обобщением: точки физической поверхности Земли проектируют на поверхность эллипсоида лучами, направленными по нормали к последней.

Топографическим планом называют уменьшенное и подобное изображение ортогональной проекции участка местности, в пределах которого кривизна уровенной поверхности не учитывается.

Длина ортогональной проекции линии на горизонтальную плоскость называется горизонтальным положением.

Отношение длины линии на плане к длине горизонтального положения этой линии на местности называется численным масштабом топографического плана. Его обычно представляют

в виде правильной дроби, числитель которой равен единице, а знаменатель — некоторому числу N , показывающему, во сколько раз расстояние на плане ab уменьшено по сравнению с соответствующим горизонтальным проложением A_0B_0 линии местности.

Так, при $ab = 5$ см и $A_0B_0 = 250$ м имеем

$$M = 1/N = 5/25000 = 1/5000.$$

При сравнении численных масштабов различных планов употребляют термины: «мельче» и «крупнее». Если $N_1 < N_2$, т. е. знаменатель первого масштаба меньше знаменателя второго, то говорят, что первый масштаб крупнее второго, или второй масштаб мельче первого.

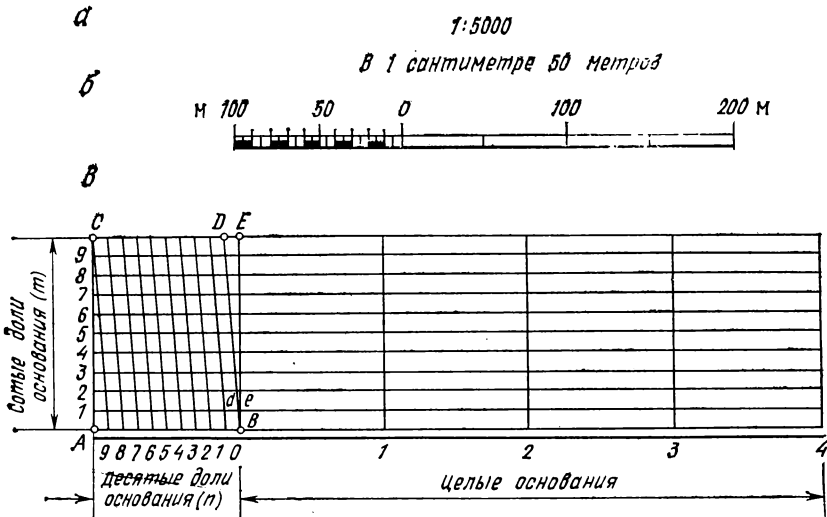


Рис. 13. Масштабы:

а — численный; б — линейный; в — поперечный

Для удобства численный масштаб часто записывают в виде именованного масштаба, например: «в 1 сантиметре 50 метров» (рис. 13, а).

Линейный масштаб используют для измерения с небольшой точностью длин отрезков на плане. Он представляет собой прямую линию, разделенную на равные отрезки (рис. 13, б). Длина одного отрезка называется основанием масштаба. Она соответствует определенному числу метров на горизонтальном проложении. На рис. 13, б основание принято равным 2 см, что при численном масштабе $1:5000$ соответствует 100 м на горизонтальном проложении. Левое крайнее основание линейного масштаба разделено на более мелкие деления.

Поперечный масштаб применяют для более точных измерений длин линий на планах (рис. 13, в). Его гравировали на специальных металлических линейках, называемых масштабными. Он позволяет измерять расстояния с точностью цены наименьшего

деления. Она равна основанию l поперечного масштаба, деленному на произведение двух чисел $m \cdot n$, где n — число делений основания масштаба, а m — число линий, параллельных ему. Поперечный масштаб, в котором: $l = 20$ мм, $m = n = 10$, называют нормальным; цена его наименьшего деления 0,2 мм. Действительно: $AB = l = 20$ мм; $DE = l : 10 = 2$ мм; далее

$$de = DE \cdot Be/BE = 2 \cdot 1/m = 0,2 \text{ мм.}$$

Опытный специалист с помощью измерителя может откладывать и измерять расстояния с точностью до $1/2$ цены наименьшего деления поперечного масштаба.

Точность масштаба топографического плана — длина горизонтального проложения линии местности, соответствующая на плане отрезку в 0,1 мм. Так, для плана масштаба 1/5000 точность масштаба будет $0,1 \times 5000 = 0,5$ м.

Масштабы планов различного назначения. В СССР топографические планы создают обычно в масштабах: 1 : 10 000, 1 : 5000, 1 : 2000, 1 : 1000, 1 : 500 и 1 : 200. Применение того или иного масштаба определяется назначением топографического плана, характером ситуации на местности и технико-экономическими показателями. Как правило, выбор масштаба топографического плана регламентируется обязательными для всех предприятий, организаций и учреждений Положениями, которые содержат наименования проектов или отдельных проектных решений и соответствующие им масштабы планов. Например, проекты и рабочую документацию малоэтажной застройки составляют на планах масштаба 1 : 1000, многоэтажной — на планах масштаба 1 : 500, для решения специальных архитектурных задач (составление проекта подземных сетей, проектов памятников и т. д.) требуются планы в масштабе 1 : 200.

§ 12. ТОПОГРАФИЧЕСКИЕ КАРТЫ

Понятие о топографической карте. Картой называется уменьшенное обобщенное изображение земной поверхности на плоскости, построенное по определенным математическим законам. Для изображения объектов на ней применяется система условных знаков. Карта является наглядной и измеримой моделью местности, дающей ясное представление о ее характере и свойствах. Топографическая карта — это подробная карта местности, позволяющая определять как плановое, так и высотное положение точек. По ней можно измерить расстояния, направления, площади, измерение которых в натуре представляет подчас сложную и трудоемкую задачу.

Назначение карт, их масштабы. Карты географические, отображающие Землю в целом или ее части, по своему содержанию подразделяются на общегеографические, имеющие универсальное назначение (на них показывают гидрографию, рельеф, населенные пункты, дорожную сеть, растительный покров и т. п.), и тематические, имеющие специальное назначение, например карты

дорожные, содержащие более детальную характеристику дорожной сети.

Масштабы карт обуславливают их содержание и использование. Действительно, чем масштаб крупнее, тем подробнее и точнее можно изобразить на карте детали местности.

Общегеографические карты в масштабах 1 : 10 000—1 : 1 000 000 называют топографическими картами, их условно подразделяют на крупномасштабные (1 : 10 000, 1 : 25 000 и 1 : 50 000), среднемасштабные (1 : 100 000 и 1 : 200 000) и мелкомасштабные (1 : 500 000 и 1 : 1 000 000). Все эти карты (кроме 1 : 1 000 000) в СССР строят

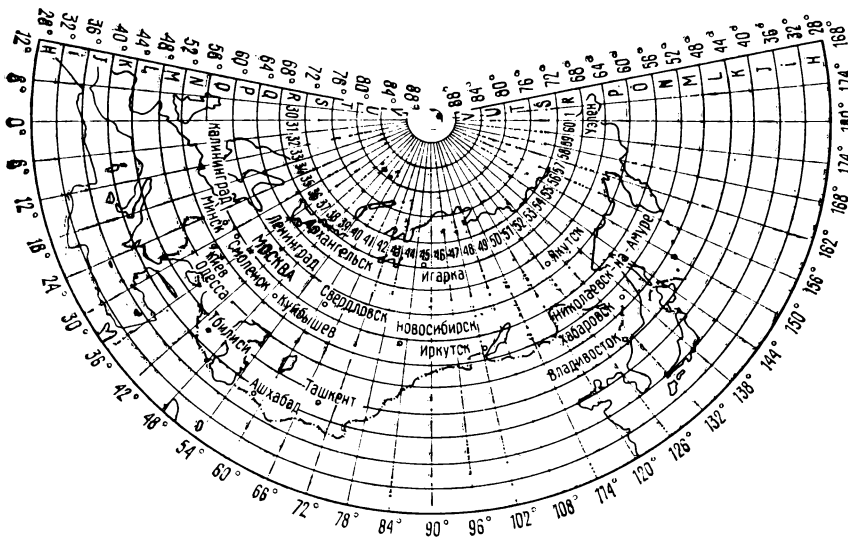


Рис. 14. Разграфка листов карты масштаба 1 : 1 000 000

в равноугольной проекции Гаусса и все они многолистные, т. е. вся поверхность Земли изображается на многих листах.

Разграфка и номенклатура карт и планов. Для удобства пользования картой размер одного листа в обычных условиях принят близким к квадрату со сторонами порядка 40—50 см, причем границами листа карты служат меридианы и параллели, долготы и широты которых выбраны так, чтобы обеспечивался указанный выше размер листа карты. В СССР в основе разграфки и номенклатуры топографических карт, т. е. системы деления карт на отдельные листы и их обозначения, лежит карта масштаба 1 : 1 000 000. Листы этой карты по параллелям образуют четырехградусные ряды, а по меридианам — шестиградусные колонны. Ряды обозначаются заглавными буквами латинского алфавита, начиная с буквы А от экватора (рис. 14), а колонны — арабскими цифрами с нумерацией с запада на восток, считая первой колонну с меридианом 180° от Гринвича. Номенклатура листа карты

1 : 1 000 000 состоит из буквы ряда и номера колонны, соединенных чертой, например, лист на район г. Москвы обозначается *N-37*.

Каждый лист карты масштаба 1 : 1 000 000 делится на четыре листа карты масштаба 1 : 500 000 с обозначениями *A, B, B, Г* (рис. 15, *a*), на 36 листов карты масштаба 1 : 200 000, которые нумеруются римскими цифрами *I, II, ..., XXXVI*, на 144 листа карты масштаба 1 : 100 000, обозначаемыми арабскими цифрами *1, 2, ..., 144*, следующими за номенклатурой миллионного листа. Лист масштаба 1 : 100 000 делится меридианами и параллелями на четыре листа *A, B, B, Г* карты масштаба 1 : 50 000 (рис. 15, *б*),

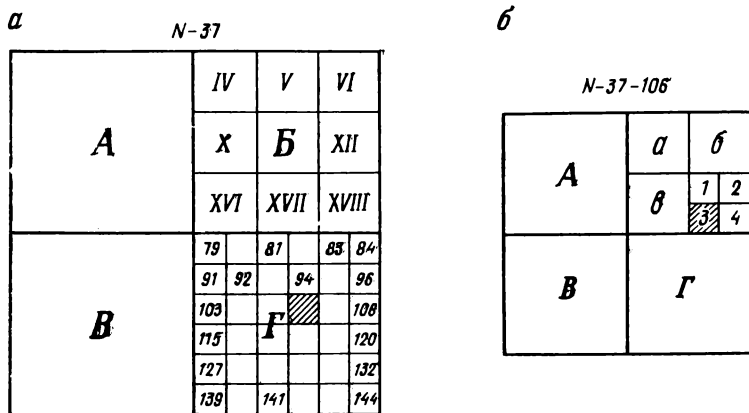


Рис. 15. Номенклатура листов карт.

Заштрихованы трапеции: *a* — листа карты *N-37-106* (1 : 100 000); *б* — листа карты *N-37-106-Б-2-3* (1 : 10 000).

каждый из которых в свою очередь делится на четыре листа карты масштаба 1 : 25 000, обозначаемых *a, б, в, г*; одному листу карты масштаба 1 : 25 000 соответствуют четыре листа (*1, 2, 3, 4*) карты масштаба 1 : 10 000. Образцы номенклатур карт указанных масштабов приведены в табл. 2.

Основой номенклатуры топографических планов масштаба 1 : 5000 служит лист карты масштаба 1 : 100 000, который делится на 256 частей (*1, 2, ..., 256*). Номенклатура листа плана масштаба 1 : 5000 складывается из номенклатуры листа масштаба 1 : 100 000 с добавлением в скобках порядкового номера листа масштаба 1 : 5000. В одном листе плана масштаба 1 : 5000 содержится 9 листов масштаба 1 : 2000, обозначаемых *a, б, в, г, д, е, ж, з, и* (см. табл. 2); номенклатура последнего из таких листов будет *N-37-106-(136-и)*. Для топографических планов участков площадью менее 20 км² применяется квадратная разграфка, не связанная с общегосударственной номенклатурой. Инструкцией по топографо-геодезическим работам при инженерных изысканиях для промышленного, сельскохозяйственного, городского и поселкового строительства рекомендуются следующие размеры рамок: 40 × 40 см для листов планов в масштабе 1 : 5000 и 50 × 50 см — для листов планов

Таблица 2

Масштаб	Номенклатура	Размеры рамок	
		по широте	по долготе
1 : 1 000 000	<i>N-37</i>	4°	6°
1 : 500 000	<i>N-37-B</i>	2°	3°
1 : 200 000	<i>N-37-XI</i>	40'	60'
1 : 100 000	<i>N-37-106</i>	20'	30'
1 : 50 000	<i>N-37-106-Г</i>	10'	15'
1 : 25 000	<i>N-37-106-Б-а</i>	5'	7' 30"
1 : 10 000	<i>N-37-106-Б-в-3</i>	2' 30"	3' 45"
1 : 5000	<i>N-37-106-(136)</i>	1' 15"	1' 52,5"
1 : 2000	<i>N-37-106-(136-ж)</i>	25"	37,5"

в масштабах 1 : 2000, 1 : 1000 и 1 : 500. За основу разграфки принимается лист плана в масштабе 1 : 5000, обозначаемый условно арабской цифрой. В пределах этого листа располагаются четыре листа плана масштаба 1 : 2000: А, Б, В, Г (рис.16). Каждый из них содержит по четыре листа масштаба 1 : 1000 (*I, II, III, IV*) или по 16 листов масштаба 1 : 500 (1, 2, ..., 16). Примеры номенклатуры изображенных на рис. 16 листов приведены в табл. 3.

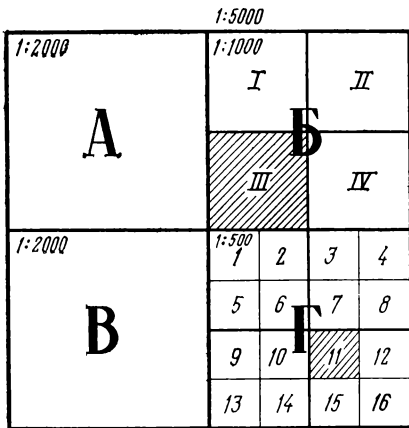


Рис. 16. Разграфка топографических планов масштаба 1 : 5000.

Заштрихованы листы 3-Б (1 : 2000); 3-Б-III (1 : 1000); 3-Г-11 (1 : 500)

в масштабах 1 : 500 000 и крупнее, нанесена координатная сетка — совокупность вертикальных и горизонтальных линий, параллельных осевому

Координатные линии на листах топографических карт. Стороны листа топографической карты являются отрезками меридианов и параллелей и образуют внутреннюю рамку этого листа. Рядом с внутренней расположена минутная рамка карты (рис. 17), деления которой соответствуют одной минуте широты и долготы. На листах топографических карт, начиная с масштаба

Таблица 3

Масштаб	Номенклатура	Размеры рамок, см
1 : 5000	3	40×40
1 : 2000	3-Б	50×50
1 : 1000	3-Б-III	50×50
1 : 500	3-Г-11	50×50

меридиану и экватору соответственно. Она служит для графического определения координат точек плана. Линии сетки, параллельные осевому меридиану, образуют с географическим меридианом угол

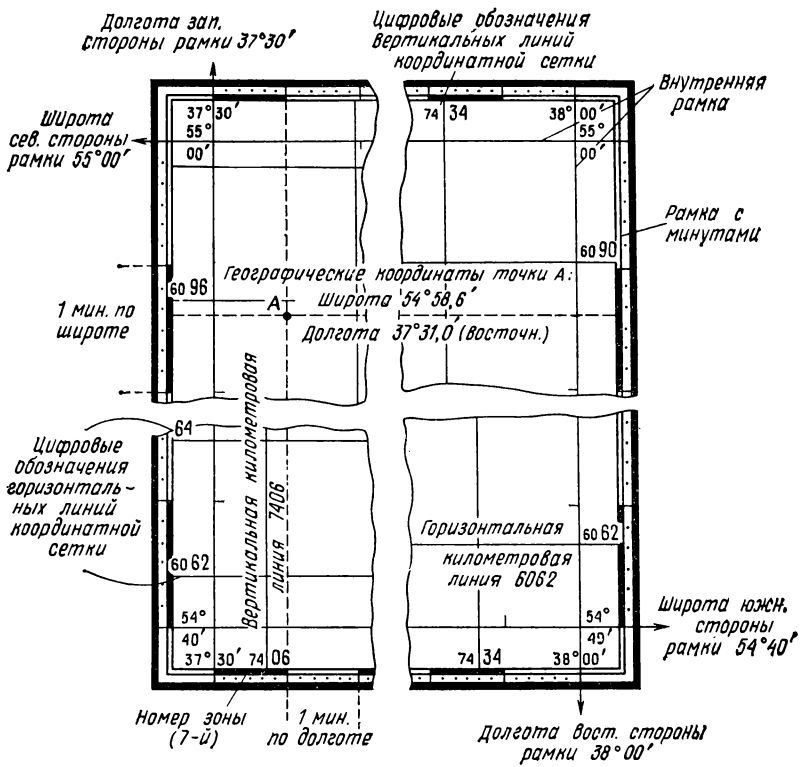


Рис. 17. Определение координат точки на карте

сближения меридианов, значение которого для средней точки листа карты указывают за его южной рамкой. Там же приводится и магнитное склонение.

§ 13. СОДЕРЖАНИЕ ПЛАНОВ И КАРТ

Условные знаки планов и карт

Местные предметы на топографических планах и картах изображаются условными топографическими знаками. Изображаемые на планах объекты местности можно разбить на две группы. Одна группа по своим размерам может выражаться в масштабе данной карты или плана, как, например, пашни, луга, леса, огороды, моря, озера и т. п. Предметы другой группы по своим размерам не могут быть выражены в масштабе карты, например, ширина дорог, малых рек, ручьев, мосты, указатели дорог, километровые столбы, колодцы,

родники, геодезические знаки, различные ориентиры и т. д. Условные знаки для первой группы предметов называются **масштабными**, или **контурными**, для второй группы — **внемасштабными** (рис. 18).

Масштабные знаки изображают предметы подобными оригиналу, и по ним можно определить размеры и форму предметов; контуры обозначаются точечным пунктиром или тонкой сплошной линией, а площади внутри контура заполняются специальными значками. Как правило, внемасштабные знаки определяют местоположение (точку) предметов, и по ним нельзя определить их размеры. Как

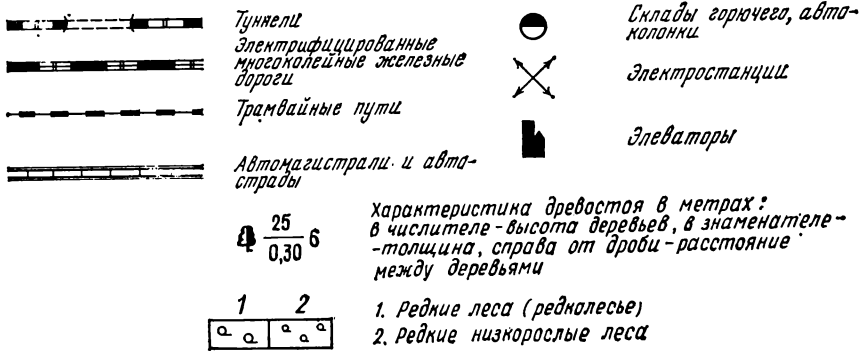


Рис. 18. Образцы условных знаков

масштабные, так и внемасштабные условные знаки дополняются значками и цифровыми данными, дающими характеристики предметов, например, такими, как глубина и скорость течения рек, грузоподъемность и ширина мостов, порода леса, характер дна брода, ширина шоссейных дорог и т. п.

Условные топографические знаки должны давать ясное и наглядное представление о местности и находящихся на ней предметах, внешне по возможности напоминать вид и характер изображаемых предметов. Хорошее знание условных знаков позволяет легко представить изображаемую местность.

Рельеф местности

Под рельефом местности подразумевается совокупность неровностей земной поверхности; он исключительно сложен для изображения. Сложность проистекает из того, что рельеф — пространственный объект, и мы его обычно рассматриваем в перспективе, тогда как изображаем ортогонально на плоскости. Рельеф местности — важнейший элемент содержания топографических карт. Учету рельефа при проектировании строительства всех видов сооружений придается первостепенное значение.

На современных топографических картах и планах рельеф изображается горизонталями.

Горизонталь — линия равных высот на карте. Для наглядного представления вообразим озеро, в середине которого возвышается небольшой остров в виде конусообразной возвышенности. Отметим береговую линию уреза воды, далее будем снижать уровень воды равными ступенями; после каждой ступени береговой линии острова будут соответствовать определенные замкнутые линии, представляющие собой горизонтали (рис. 19). Вертикальное расстояние между соседними уровенными поверхностями, в которых лежат соседние горизонтали, называется высотой сечения рельефа: она подписывается на каждом листе карты под линейным

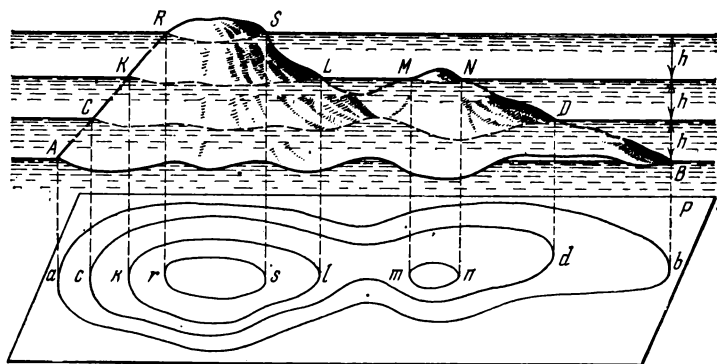


Рис. 19. Изображение рельефа горизонталями

масштабом. Расстояние между соседними горизонталями на карте называется з а л о ж е н и е м. Высота сечения рельефа задается в зависимости от масштаба карты и характера рельефа. Существует понятие н о р м а л ь н о й в ы с о т ы сечения рельефа, которая в миллиметрах равна 0,2 знаменателя численного масштаба карты. При слабо выраженном рельефе для более точного его изображения принимают высоту сечения равной 0,5 и 0,25 м.

Местность по рельефу подразделяется на равнинную, пересеченную (холмистую) и горную.

В табл. 4 для различных масштабов карт в зависимости от характера местности даны высоты сечений рельефа топографических карт и планов.

Т а б л и ц а 4

Характер местности	Масштабы карт и высоты сечений, м				Максимальные углы наклонов, град
	1 : 2000	1 : 5000	1 : 10 000	1 : 25 000	
Равнинная	0,5	0,5	1	2,5	До 3—4
Пересеченная (холмистая)	1	2—1	2	5	До 7—10
Горная	2	5	5	10	До 20—30

Из многообразия форм рельефа местности можно выделить наиболее характерные.

Гора, холм, сопка. Основание горы называется подошвой, а наивысшая точка — вершиной. Вершина в виде площадки называется плато, а вершина остроконечной формы — пиком.

Котловина, или впадина — чашеобразное замкнутое со всех сторон углубление; самую низкую часть котловины называют дном, верхний ее край — бровкой.

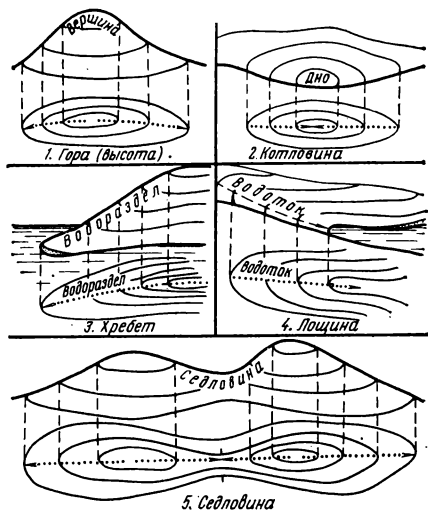


Рис. 20. Основные формы рельефа

Хребет — вытянутая возвышенность, постепенно понижающаяся в одном направлении и имеющая два крутых склона, пересечение которых образует ось хребта, называемую водораздельной линией.

Лощина — вытянутое углубление местности, постепенно понижающееся в одном направлении. Самая низкая линия лощины расположена вдоль ее, в пересечении двух скатов и образует водоток, или тальвег.

Седловина — пониженная часть местности между двумя соседними возвышенностями. В горах седловины называют перевалами.

Вершина горы, дно котловины, низкая точка седловины называются характерными точками рельефа, а водораздел и тальвег — характерными линиями рельефа (рис. 20). Для определения направлений скатов на некоторых горизонталях, их изображающих, проводят короткие черточки в направлении ската, называемые *б е р г ш т р и х а м и*, или указателями ската; надписи на горизонталях, указывающие их высоты, делают таким образом, чтобы основания цифр были направлены в сторону понижения местности.

§ 14. РЕШЕНИЕ ЗАДАЧ НА ТОПОГРАФИЧЕСКИХ ПЛАНАХ И КАРТАХ

Определение географических и прямоугольных координат. Чтобы определить широту точки A (см. рис. 17), проводят через нее параллель и по минутной шкале западной или восточной рамки отсчитывают широту. Аналогично, пользуясь минутными шкалами южной и северной рамок, проводят через точку A меридиан и находят ее долготу.

По той же схеме можно определить прямоугольные координаты x_A и y_A точки A . Для этого измеряют ее расстояния Δx и Δy по

перпендикулярам до ближайших километровых линий с координатами x_0 и y_0 и находят:

$$x_A = x_0 + \Delta x; y_A = y_0 + \Delta y.$$

О п р е д е л е н и е р а с с т о я н и й. Для измерения прямолинейных отрезков на топографических картах и планах используют линейный и поперечный масштабы. Измерение длин криволинейных отрезков целесообразно выполнять с помощью прибора, называемого **курвиметром**.

Измерение на карте (плане) углов ориентирования. Для измерения дирекционного угла линии можно через начальную ее точку провести линию, параллельную оси абсцисс, и непосредственно при этой точке измерить дирекционный угол. Однако обычно проще продолжить данную прямую линию до пересечения ею координатной линии и измерить дирекционный угол в точке пересечения.

Для непосредственного измерения географического азимута линии через начальную ее точку проводят меридиан (параллельно восточной или западной рамке листа) и относительно него измеряют азимут. Так как проведение меридиана затруднительно, то проще первоначально определить дирекционный угол искомого направления, а затем вычислить азимут по формуле

$$A = \alpha + \gamma,$$

где γ — сближение меридианов — берут с вспомогательного чертежа, помещенного за южной рамкой листа карты (рис. 21).

На этом же чертеже (графике) указывается магнитное склонение, которое позволяет определить магнитный азимут по формуле

$$A_M = A - \delta = \alpha + \gamma - \delta,$$

где δ — магнитное склонение.

О п р е д е л е н и е в ы с о т т о ч е к. На рис. 22, б изображен участок карты с горизонталями. Высоту H_A точки A определяют по высоте близлежащей горизонтали. Для этого проводят через точку A прямую, перпендикулярную горизонтали, и находят превышение Δh точки A над ней (рис. 22, а).

Высота H_A точки A определяется по формуле

$$H = H_0 + \Delta h,$$

где H_0 — высота ближайшей к точке горизонтали; Δh — превышение точки над этой горизонталью. Считая, что высоты точек изменяются пропорционально заложению, имеем

$$\Delta h = (d/a) h,$$

где a — заложение между последовательными горизонталями, d — расстояние от точки до ближайшей горизонтали, h — высота сечения рельефа горизонталями.

Определение крутизны ската. Крутизна ската по направлению заложения определяется двумя показателями — уклоном i и углом наклона ν (рис. 23) по формуле

$$\operatorname{tg} \nu = h/a = i.$$

Для графического определения углов наклона ν по заданному значению заложения a , масштабу M и высоте сечения рельефа h строят график заложения (рис. 24, а). Вдоль прямой линии основания графика намечают точки, соответствующие значениям углов наклона. По перпендикуляру к основанию графика от

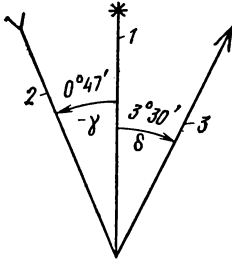
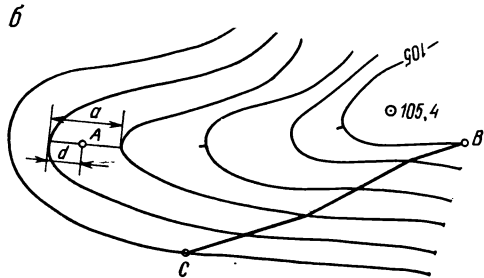
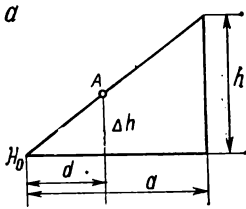


Рис. 21. График углов ориентирования:
1 — географический меридиан; 2 — осевой меридиан; 3 — магнитный меридиан

Рис. 22. Решение задач на плане с горизонталями:

а — определение отметки точки А; б — проведение линии заданного уклона



этих точек откладывают отрезки (в масштабе карты), равные соответствующим заложениям, а именно $a = h \operatorname{ctg} \nu$.

Концы этих отрезков соединяют плавной кривой. Такой график помещают за южной рамкой топографических карт. Заложение линии kl , угол наклона которой определяется, снимают с карты при помощи измерителя, а затем находят на графике соответствующее ему значение угла наклона.

Сходным образом строят и пользуются графиком заложений для уклонов (рис. 24, б).

Построение линии с заданным уклоном. При проектировании трасс канализации, водопровода и других линейных сооружений возникает задача из некоторой точки, опознанной на карте, провести линию с заданным уклоном i по заданному же направлению. Для этого сначала вычисляют значение заложения a , соответствующее заданным i и h , $a = h/i$.

Далее, взяв в раствор измерителя полученное значение a , ставят одну его ножку в начальную точку, а другой засекают ближайшую

горизонталь и тем намечают точку трассы, из которой в свою очередь засекают следующую горизонталь, и т. д. (см. рис. 22, а).

Построение профиля по топографической карте. Профилем местности называют уменьшенное изображение вертикального разреза местности по заданному направлению.

Если на карте с горизонталями провести некоторую линию, то для любой ее точки можно определить горизонтальное расстояние (удаление) от начальной точки и высоту. Отложив эти величины соответственно по осям абсцисс и ординат и соединив полученные

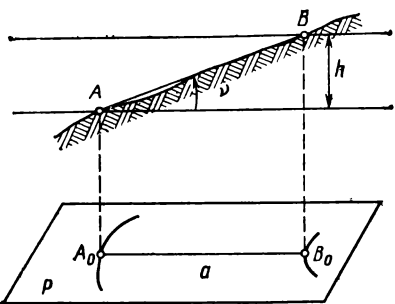
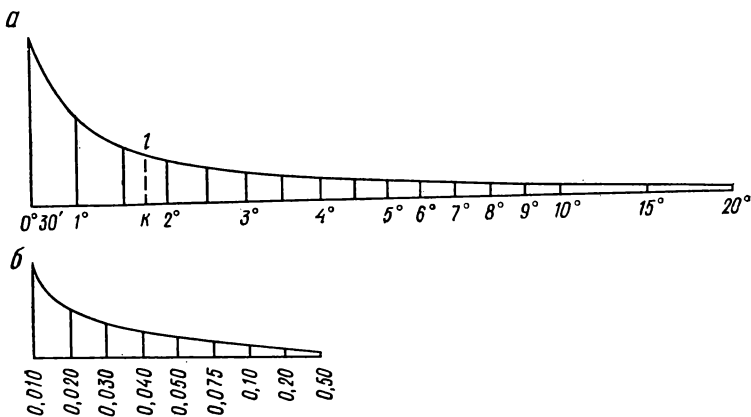


Рис. 23. Элементы ската:

h — высота сечения рельефа; a — заложение ската; v — угол наклона; p — горизонтальная плоскость

Рис. 24. Графики заложений:

a — для углов наклона; b — для уклонов



точки плавной кривой, получим изображение вертикального разреза земной поверхности вдоль данной линии.

Обычно масштаб горизонтальных расстояний принимается таким же, как и масштаб карты, а масштаб для высот берется значительно крупнее (в 10 раз и более). При этом основанию профиля (началу отсчета высот) приписывают некоторую высоту, обычно называемую условным горизонтом.

Для того чтобы при построении профиля обойтись минимальным числом точек, надо взять только те из них, в которых линия профиля изменяет уклон (крутизну ската), т. е. по заданному направлению надлежит наметить пересекаемые линии водоразделов, годосливов и точки перегибов земной поверхности. Если линия профиля пере-

секает ряд горизонталей, идущих на равном расстоянии друг от друга, то при построении профиля можно пропустить все, кроме двух крайних. Однако при небольшом числе горизонталей их надо учесть все.

Определение бассейна реки. Бассейном реки называют водосборную площадь (участок местности), с которой дождевая и талая вода поступает в данную реку. Границами бассейна служат водораздельные линии. Следовательно, для определения

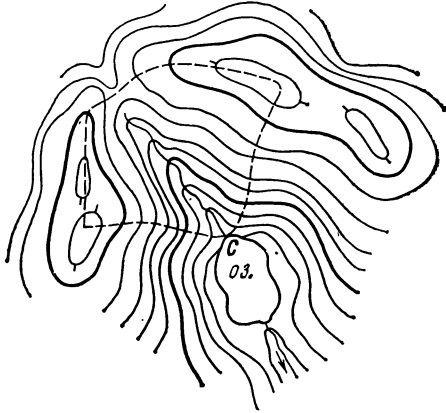


Рис. 25. Бассейн реки

водосборной площади на карте достаточно провести ограничивающие ее водоразделы, которые проводятся по нормальям к горизонталям, начиная от заданной точки *С* речного створа (рис. 25).

Вычисление объемов земляных масс. Представим себе некоторый объем земли, ограниченный участком физической поверхности земли, криволинейной вертикальной поверхностью, проходящей через границы участка, и урвненной поверхностью ($H = 0$). Если рассма-

триваемый участок изображен на плане с горизонталями, то объем V его земляной массы можно вычислить по формуле

$$V = SH_0,$$

где S — площадь участка, H_0 — средняя высота.

Приближенное значение H_0 находят как среднее арифметическое из высот n точек участка, взятых случайным образом, например, в вершинах сетки квадратов, наложенной на участок (на плане).

§ 15. ИЗМЕРЕНИЕ ПЛОЩАДЕЙ ПО ТОПОГРАФИЧЕСКИМ ПЛАНАМ И КАРТАМ

Определение площадей участков местности по топографическим планам и картам может производиться графическим, аналитическим и механическим способами.

Графический способ заключается в разбивке участка на плане на простейшие фигуры (треугольники, четырехугольники и т. п.), вычислении площадей их в отдельности и последующем суммировании. Определение элементов фигур для вычисления их площадей производится графически.

Вместо разбивки участка на отдельные фигуры можно применять палетки, изготовленные из прозрачного материала, на которые наносится сетка квадратов со сторонами в 2—4 мм.

Аналитический способ определения площади фигур (рис. 26) заключается в вычислении площади по формуле

$$\Pi = \frac{1}{2} \sum_1^n y_i (x_{i-1} - x_{i+1}) = \frac{1}{2} \sum_1^n x_i (y_{i+1} - y_{i-1}) \quad (2.6)$$

$(i = 1, 2, 3, \dots, n).$

Механический способ измерения площадей основан на использовании специального прибора — планиметра. Этот способ находит широкое применение. Наиболее употребляемыми являются полярные планиметры (рис. 27). Полярный планиметр состоит из двух рычагов — полюсного P_1 и обводного P_2 , соединенных шаровым шарниром, укрепленным на конце полюсного рычага. На обводном рычаге помещается передвижная каретка со счетным механизмом. Обводной рычаг имеет ручку со шпилем для обвода контуров.

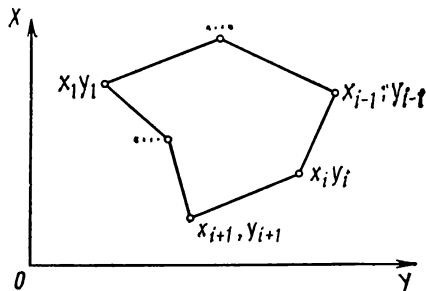


Рис. 26. Схема определения площади аналитическим способом

Перед измерением обводной шпиль устанавливают над какой-либо точкой контура площади и по счетному механизму делают начальный отсчет u_1 . После обвода контура площади делают конечный отсчет u_2 .

Искомая площадь при полюсе вне контура вычисляется по формуле

$$\Pi = c (u_2 - u_1), \quad (2.7)$$

при полюсе внутри контура — по формуле

$$\Pi = c (u_2 - u_1 + q). \quad (2.8)$$

Здесь c — цена одного деления планиметра; q — постоянная планиметра при установке его внутри контура искомой площади.

Перед измерениями определяют c и q по формулам

$$c = \Pi / (u_2 - u_1), \quad (2.9)$$

$$q = \Pi / c - (u_2 - u_1). \quad (2.10)$$

Величина c определяется несколькими обводами контура геометрической фигуры известной площади. Если на плане имеются координатная или километровая сетки, обводят несколько раз контур одного квадрата и по среднему значению из разности отсчетов каждого обвода вычисляют c по формуле (2.9), а затем определяют q по формуле (2.10).

Поскольку счетный механизм может перемещаться по рычагу, что приводит к изменению значений c и q , то его устанавливают так,

чтобы получилось удобное для употребления число c , например 0,1, 0,01 и т. д.

Планиметр должен удовлетворять следующим требованиям, выполнение которых перед работой следует проверять: 1) счетное колесо должно вращаться легко и свободно; 2) плоскость счетного колеса должна быть перпендикулярна к оси обводного рычага.

Счетное колесо регулируют путем перемещения подшипника до тех пор, пока между счетным колесом и верньером не пройдет лист писчей бумаги.

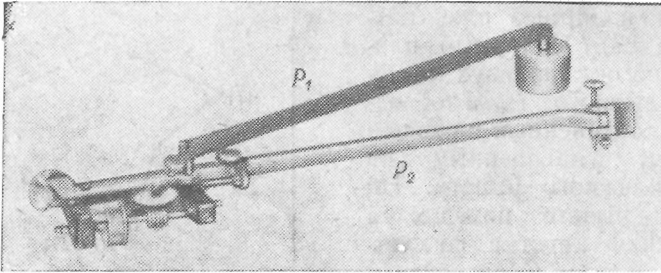


Рис. 27. Полярный планиметр

Для проверки второго условия обводят контур известной геометрической фигуры при двух положениях планиметра: счетный механизм вправо и влево от полюса. Разности отсчетов при положении влево и вправо не должны отличаться больше чем на 2—3 деления планиметра. Если это требование не выполняется, то измерения следует производить при двух положениях счетного механизма. Окончательный результат получается как среднее из двух измерений, которое будет свободно от указанной погрешности. Из трех рассмотренных способов определения площадей наибольшую точность — $1/1000$, — обеспечивает аналитический способ. Точность остальных способов характеризуется следующими относительными погрешностями: механический — $1/200$ — $1/300$, графический — $1/100$.

Глава 4

ЭЛЕМЕНТЫ МАТЕМАТИЧЕСКОЙ ОБРАБОТКИ РЕЗУЛЬТАТОВ ГЕОДЕЗИЧЕСКИХ ИЗМЕРЕНИЙ

§ 16. ИЗМЕРЕНИЯ. ПОГРЕШНОСТИ ИЗМЕРЕНИЙ

Под измерением понимают процесс сравнения некоторой физической величины с величиной того же рода, принятой за единицу измерения.

Результат любого измерения есть число q , показывающее, во сколько раз измеряемая величина Q больше (меньше) принятой единицы измерения τ , т. е.

$$Q = \tau q. \quad (4.1)$$

В геодезии и строительстве измеряют преимущественно две физические величины — длину и угол, которые определяют геометрическую форму объекта.

Результат любых измерений неизбежно содержит погрешность. Если X — точное значение физической величины, а l — результат измерения этой величины, то случайная погрешность Δ результата измерений определится формулой

$$\Delta = l - X. \quad (4.2)$$

Погрешность измерений в общем случае рассматривают как сумму трех составляющих ее видов погрешностей: грубой, систематической и случайной.

Грубыми погрешностями (или промахами) считаются погрешности, величины которых превышают некоторый предел, установленный для данных условий измерений. Грубые погрешности возникают из-за невнимательности лица, выполняющего измерения, или вследствие неисправности прибора. Результаты измерений, содержащие грубые погрешности, обработке не подлежат.

Систематической погрешностью называют составляющую погрешности измерений, остающуюся постоянной или закономерно изменяющуюся при повторных измерениях одной и той же величины.

Систематическую погрешность стремятся исключить из результата измерений путем введения поправки, компенсирующей влияние систематической погрешности, или соответствующей организацией процесса измерений. Однако в обоих случаях систематическая погрешность не может быть исключена полностью. Обычно считают, что оставшаяся доля систематической составляющей входит в результат измерений как некоторая элементарная случайная погрешность.

Случайная погрешность измерений — составляющая погрешности измерений, которая изменяется случайным образом при повторных измерениях одной и той же величины. Случайная погрешность неизбежна и порождается она условиями измерений, изменения которых вызывают варьирование значений измеряемой физической величин.

Факторы, влияющие на результат измерений, принято делить на следующие: 1) объект измерения, строго говоря, изменение величины объекта измерения со временем; 2) личные погрешности наблюдателя, вызванные недостаточной восприимчивостью и совершенством его органов чувств; 3) точностные показатели прибора, используемого для измерений; 4) метод измерения; 5) непрерывное изменение внешних условий.

Измерения, выполненные в одинаковых условиях, называют равноточными. Получение равноточных значений при геодезических измерениях обеспечивается безусловным соблюдением правил, изложенных в действующих нормативных документах.

Свойства случайных погрешностей. Анализ экспериментальных данных и теоретические исследования позволяют сформулировать следующие свойства случайных погрешностей:

1) *свойство симметрии относительно нуля*: положительные и отрицательные погрешности, равные по абсолютной величине, равновероятны, т. е. их возникновение равновозможно;

2) *свойство компенсации*: сумма случайных погрешностей, полученных в результате равноточных измерений, деленная на их число, при неограниченном увеличении последнего стремится к нулю, т. е.

$$\lim_{n \rightarrow \infty} \frac{(\Delta_1 + \Delta_2 + \dots + \Delta_n)}{n} = \lim_{n \rightarrow \infty} \frac{[\Delta]}{n} = 0, \quad (4.3)$$

где n — число суммируемых погрешностей; $[\]$ — Гауссов символ суммы однородных величин;

3) *свойство рассеивания*: для ряда случайных погрешностей, полученных в результате равноточных измерений, сумма квадратов, деленная на их число, при неограниченном увеличении последнего стремится к некоторому пределу σ^2 , величина которого зависит от условий измерений, т. е.

$$\lim_{n \rightarrow \infty} \frac{[\Delta^2]}{n} = \sigma^2, \quad (4.4)$$

где σ — стандарт или, иначе, теоретическое значение средней квадратической погрешности;

4) *свойство ограниченности*: случайная погрешность по абсолютной величине не может превзойти некоторого предела $\Delta_{\text{пред}}$, называемого предельной погрешностью, величина которого зависит от условий измерения, т. е.

$$|\Delta| \leq \Delta_{\text{пред}}; \quad (4.5)$$

5) *свойство пропорциональности*: для любых условий измерений отношение предельной погрешности к стандарту сохраняет свою величину, т. е.

$$\Delta_{\text{пред}}/\sigma = \text{const}; \quad (4.6)$$

6) *свойство плотности*: чем больше по абсолютной величине значение случайной погрешности измерений, тем оно реже встречается и, наоборот, чем меньше по модулю случайная погрешность, тем чаще она возникает.

§ 17. ТОЧНОСТЬ ИЗМЕРЕНИЙ

Понятие о точности измерений. Выше было дано определение равноточных измерений как измерений, выполненных в одинаковых условиях. Возникает вопрос: что следует понимать под точностью измерений?

Под точностью измерений понимают качество измерений, определяющее близость их результатов к точному значению измеряемой физической величины.

Точное значение физической величины, если оно не определяется теоретически, — неизвестно. В отдельных случаях за точную величину условно принимают значение физической величины, хотя и найденное экспериментально, но настолько приближающееся к истинному значению, что оно может быть использовано вместо него для данной конкретной цели. Такое значение физической величины называют действительным или исходным, что и принято в геодезии.

Стандарт — критерий оценки точности результатов измерений. Какую математическую характеристику измерений следует принять за критерий (показатель, меру) их точности?

Анализируя свойства случайных погрешностей, приходим к выводу, что теоретически в качестве искомого критерия естественно принять стандарт σ . Во-первых, стандарт определяет своей величиной степень разброса (рассеивания) отдельных случайных погрешностей относительно их среднего значения — нуля. Во-вторых, величина предельной погрешности $\overline{\Delta}_{\text{пред}}$ прямо пропорциональна значению стандарта. Таким образом, принятие значения стандарта результата измерений в качестве критерия точности является вполне обоснованным.

Средняя погрешность θ — среднее арифметическое из абсолютных величин погрешностей, т. е.

$$\theta = (|\Delta_1| + |\Delta_2| + \dots + |\Delta_n|)/n.$$

Вероятная погрешность r — значение случайной погрешности, по отношению к которому одинаково возможна погрешность как больше этого значения, так и меньше по абсолютной величине.

Средняя и вероятная погрешности связаны со стандартом следующими соотношениями:

$$\theta = 0,8\sigma; r = 0,7\sigma.$$

Относительная погрешность. Точность измерения длин, площадей, объемов и т. д. оценивается относительной погрешностью, которая равна отношению погрешности измерения к значению измеряемой величины. Она представляется в процентах или дробью, числитель которой равен единице. В таком виде инструкции и наставления задают точность линейных измерений в геодезических построениях. Например, если инструкция требует производить линейные измерения с погрешностью не более $1/5000$, то на 100 м предельная погрешность не должна превышать 0,02 м.

§ 18. ОЦЕНКА ТОЧНОСТИ РЕЗУЛЬТАТОВ НЕПОСРЕДСТВЕННЫХ ИЗМЕРЕНИЙ

Как указывалось выше, в качестве основной меры точности результата измерений в геодезии принят стандарт, который в соответствии с формулой (4.4) определяется по всей совокупности случайных погрешностей и достаточно хорошо отражает степень их рассеивания. Однако истинное значение стандарта определить нельзя, поэ-

тому на практике пользуются его приближенным значением — средней квадратической погрешностью m , которую вычисляют по формуле, сходной с (4.4), но не по данным всего распределения случайных погрешностей, а лишь по некоторой выборке (части) этой совокупности.

$$m = \sqrt{[\Delta^2]/n}, \quad (4.7)$$

где n — число погрешностей измерений, соответствующих данной выборке.

Оценивая точность приближенного равенства $\sigma \approx m$, пользуются формулой

$$m_m \cong m/\sqrt{2n}, \quad (4.8)$$

т. е. средняя квадратическая погрешность m_m самой средней квадратической погрешности m равна величине m , деленной на корень квадратный из удвоенного числа измерений, принятых для вывода ее значения. Следовательно, при характеристике точности измерения нельзя ограничиваться только значением m . Необходимо также указать, по скольким результатам измерений это значение получено.

Определив приближенное значение стандарта и оценив точность этого приближения, мы получили возможность по некоторой выборке судить о предельной случайной погрешности $\Delta_{\text{пред}}$, которая может встретиться в данном распределении, а именно:

$$\Delta_{\text{пред}} \leq 2m \text{ с вероятностью } * 0,95, \quad (4.9)$$

$$\Delta_{\text{пред}} \leq 3m \text{ с вероятностью } 0,997. \quad (4.10)$$

Таким образом, применительно к конкретным условиям измерений (из которых важнейшим является тип применяемого прибора) определяют опытным путем величину m и для всех последующих измерений, проводимых примерно в тех же условиях, указывают в соответствующих руководствах по производству геодезических работ критерий для отбраковки результатов измерений. При этом для более ответственных измерений за предельную погрешность принимают удвоенную среднюю квадратическую погрешность, а для менее ответственных — утроенную. Например, при $m = 5''$, если $\Delta_{\text{пред}} = 2m$, то все результаты измерений, полученные со случайной погрешностью, превышающей по абсолютной величине $10''$, бракуются, а если $\Delta_{\text{пред}} = 3m$, то бракуются лишь результаты, содержащие случайную погрешность свыше $15''$. При этом отклонения вероятностей 0,95 и 0,997 от единицы в расчет не принимают.

* Вероятностью события называют отношение числа случаев, благоприятствующих появлению данного события, к числу всех возможных случаев при данном испытании. Подробно понятие «вероятность» изучается в курсе теории вероятностей.

§ 19. ФОРМУЛА БЕССЕЛЯ

Приведенная в предыдущем параграфе формула средней квадратической погрешности (4.9) применима для случаев, когда известно точное значение измеряемой величины. Эти случаи в практике весьма редки. Как правило, истинное значение измеряемой величины неизвестно, но из измерений можно получить наиболее надежный результат — арифметическую средину. Получим формулу для вычислений средней квадратической погрешности при помощи арифметической средины.

Пусть по-прежнему X — точная величина; $l_1, l_2, l_3, \dots, l_n$ — значения одинаково точных измерений этой величины; $\Delta_1, \Delta_2, \Delta_3, \dots, \Delta_n$ — случайные погрешности. Эти величины связаны уравнениями

$$\left. \begin{aligned} l_1 - X &= \Delta_1 \\ l_2 - X &= \Delta_2 \\ l_3 - X &= \Delta_3 \\ \dots &\dots \\ l_n - X &= \Delta_n \end{aligned} \right\} \quad (4.11)$$

Обозначим через $v_1, v_2, v_3, \dots, v_n$ разности между каждым отдельным измерением l_i и средним арифметическим x , тогда

$$\left. \begin{aligned} l_1 - x &= v_1 \\ l_2 - x &= v_2 \\ l_3 - x &= v_3 \\ \dots &\dots \\ l_n - x &= v_n \end{aligned} \right\} \quad (4.12)$$

Вычтем почленно (4.12) из (4.11), получим

$$\left. \begin{aligned} x - X &= \Delta_1 - v_1 \\ x - X &= \Delta_2 - v_2 \\ \dots &\dots \\ x - X &= \Delta_n - v_n \end{aligned} \right\}$$

Разность $x - X$ — некоторая малая величина; обозначим ее через ϵ , тогда

$$\left. \begin{aligned} \Delta_1 &= v_1 + \epsilon \\ \Delta_2 &= v_2 + \epsilon \\ \Delta_3 &= v_3 + \epsilon \\ \dots &\dots \\ \Delta_n &= v_n + \epsilon \end{aligned} \right\} \quad (4.13)$$

Возведя обе части этих равенств в квадрат и складывая, получим

$$[\Delta^2] = [v^2] + n\epsilon^2 + 2\epsilon [v].$$

Сумма правых и левых частей (4.12) дает $[l] - nx = [v]$ или $x = [l]/n - [v]/n$.

Первый член правой части этой формулы есть среднее арифметическое из n результатов измерений (арифметическая середина). Следовательно, $[l] = nx$. Тогда при любом числе измерений $[v] = 0$.

Поэтому

$$[\Delta^2] = [v^2] + n\varepsilon^2,$$

или

$$[\Delta^2]/n = [v^2]/n + \varepsilon^2. \quad (4.14)$$

Из (4.13) путем сложения и возведения в квадрат получим

$$\varepsilon^2 = [\Delta^2]/n^2 = [\Delta^2]/n^2 + 2[\Delta_i \Delta_j]/n.$$

Поэтому с учетом (4.3), из (4.14) следует, что

$$[\Delta^2]/n = [v^2]/n + [\Delta^2]/n.$$

Заменяя $[\Delta^2]/n$ через m^2 по формуле (4.7), получим

$$m^2 = [v^2]/(n - 1),$$

или

$$m = \sqrt{[v^2]/(n - 1)}. \quad (4.15)$$

Формула (4.15) называется ф о р м у л о й Б е с с е л я и имеет большое практическое значение. Величины $v_1, v_2, v_3, \dots, v_n$ — отклонения отдельных измерений от арифметической середины — называются поправками равноточных измерений.

По аналогии с (4.8)

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

§ 20. ОБРАБОТКА РЕЗУЛЬТАТОВ МНОГОКРАТНЫХ РАВНОТОЧНЫХ ИЗМЕРЕНИЙ ОДНОЙ ВЕЛИЧИНЫ

Один из основных принципов геодезии требует любое измерение выполнять с контролем. В частности, любая величина (длина, угол) измеряется не один раз, а многократно. В этой связи возникает задача получения наиболее достоверного значения из многих измерений одной и той же величины.

П р и н ц и п а р и ф м е т и ч е с к о й с р е д и н ы. Пусть в результате равноточных измерений величины l получены значения l_1, l_2, \dots, l_n ; требуется определить значение X величины l , которое будет наиболее достоверным.

Найдем отклонения δ_i измеренных значений l_i от искомого значения X , т. е.

$$\delta_i = (l_i - X); \quad i = 1, 2, \dots, n.$$

Образум сумму этих отклонений и разделим ее на число слагаемых

$$s = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n (l_i - X).$$

Естественно определить число X под условием, чтобы величина s обладала тем же свойством, как и сумма случайных погрешностей (свойство компенсации):

$$\frac{1}{n} \sum_{i=1}^n (l_i - X) = 0,$$

откуда

$$X = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n l_i = l_0,$$

т. е. искомым значением оказалось среднее арифметическое из всех полученных l_i . Обозначив арифметическую середину через x и используя символ Гауссовой суммы, получим

$$x = [l] / n. \quad (4.16)$$

К определению достоверного значения X можно подойти исходя из свойства рассеивания. Для этого образуем сумму квадратов отклонений δ_i , т. е.

$$G = \sum_{i=1}^n (l_i - X)^2 = \sum_{i=1}^n \delta_i^2.$$

В целях улучшения точностных характеристик измерений желательно уменьшить рассеивание значений δ_i , а для этого надлежит определить X при условии $G = \min$. Поступая обычным порядком, приравниваем нулю производную от G по X , т. е.

$$G' = -2 \sum_{i=1}^n (l_i - X) = 0.$$

Отсюда приходим к такому же значению X , что и определенное по формуле (4.16).

Приведенный анализ подтверждает вывод о целесообразности принятия за достоверное значение величины l среднего арифметического из всех значений, полученных в результате измерений. Для оценки точности арифметической середины пользуются формулой

$$M = m / \sqrt{n}. \quad (4.17)$$

Вывод формулы (4.17) приведен в следующем параграфе.

Следовательно, среднее арифметическое значение l_0 имеет среднюю квадратическую погрешность M , которая в \sqrt{n} раз меньше, чем средняя квадратическая погрешность m каждого отдельного измерения.

Пример. Результаты измерения угла теодолитом Т15 четырьмя приемами приведены в табл. 5. Требуется оценить результат измерений.

За вероятнейшее значение угла следует принять его среднее арифметическое значение $l_0 = 25^\circ 17' 45''$; точность одного измерения (любого) характеризуется величиной $m = 21''$ (4.15), окончательный результат измерений — среднее арифметическое — получен со средней квадратической погрешностью $M = 11''$ (4.17).

Предел ьная погрешность арифметической середины. Интервальная оценка. Среднее

Таблица 5

t	l_i	$l_i - l_0$	$(l_i - l_0)^2$
1	25° 17' 30"	-15	225
2	17 45	0	0
3	18 15	30	900
4	17 30	-15	225
	25° 17' 45"	0	1350

арифметическое значение l_0 и его средняя квадратическая погрешность M в известной степени характеризуют измеренную физическую величину. Числа l_0 и M называют точечной оценкой измеренной величины. Однако эти числа ни в какой мере не определяют точное значение l . В известной степени этот пробел заполняет предельная погрешность Δ_0 арифметической середины l_0 , так как она позволяет установить интервал I , внутри которого окажется истинное значение l измеренной величины с заданной доверительной вероятностью: $(l_0 - \Delta_0) \leq l \leq (l_0 + \Delta_0)$ с доверительной вероятностью p .

Предельная погрешность Δ_0 среднего арифметического l_0 определяется по формуле

$$\Delta_0 = Mt,$$

где M — средняя квадратическая погрешность величины l_0 ; t — число, зависящее от принятой доверительной вероятности p и от числа N дополнительных (избыточных) измерений, использованных при определении величины M . В данном случае $N = n - 1$, так как для определения значения X достаточно одного измерения, все же остальные являются избыточными.

Числа t , p и N связаны математической зависимостью, которую называют законом Стьюдента.

В табл. 6 приведены значения t , соответствующие используемым в геодезии доверительным вероятностям p : 0,95; 0,9545; 0,99;

Таблица 6

$N \backslash p$	0,95	0,9545	0,99	0,9973
2	4,30	4,52	9,92	18,5
3	3,18	3,31	5,84	9,20
4	2,78	2,87	4,61	6,63
5	2,57	2,65	4,04	5,50
6	2,45	2,52	3,71	4,91
8	2,31	2,36	3,36	4,28
10	2,23	2,28	3,17	3,96
20	2,08	2,13	2,85	3,42
∞		2,00		3,00

0,9973 и числу дополнительных измерений $N = 2, 3, 4, 5, 6, 8, 10, 20, \infty$.

Пример. Требуется определить предельную погрешность Δ_0 и построить интервал l , в котором находится точное значение l с доверительной вероятностью $p = 0,99$ по следующим данным: $l_0 = 25^\circ 17' 45''$; $M = 11''$; $N = 3$; (см. предыдущий пример).

Из табл. 6 находим: $t = 5,84$; $\Delta_0 = Mt \approx 1' 05''$.

Следовательно, истинное значение окажется в интервале $25^\circ 16' 40'' \leq l \leq 25^\circ 18' 50''$ при $p = 0,99$.

Характеристику (представление) результата измерений с помощью доверительного интервала (предельной погрешности) называют оценкой с помощью доверительных интервалов. За последнее время эта оценка принимает все большее значение. В строительном деле интервальная оценка связана непосредственно с допусками на те или иные размеры.

§ 21. СРЕДНЯЯ КВАДРАТИЧЕСКАЯ ПОГРЕШНОСТЬ ФУНКЦИЙ ИЗМЕРЕННЫХ ВЕЛИЧИН. ПОНЯТИЕ О ДВОЙНЫХ ИЗМЕРЕНИЯХ

Выше рассмотрен вопрос о выводе средней квадратической погрешности непосредственно измеренных величин. Нередко определяемая величина является функцией других непосредственно измеряемых величин. Поэтому возникает вопрос о вычислении средней квадратической погрешности функции измеренных величин.

Рассмотрим простую линейную функцию вида

$$z = x + y,$$

где x и y — независимые переменные аргументы.

Допустим, что каждый из этих аргументов измерялся n раз и каждое измерение сопровождалось случайными погрешностями Δx_i и Δy_i ($i = 1, 2, 3, \dots, n$); тогда

$$z_i + \Delta z_i = (x_i + \Delta x_i) + (y_i + \Delta y_i)$$

или

$$\Delta z_i = \Delta x_i + \Delta y_i. \quad (4.18)$$

Для перехода от (4.18) к средним квадратическим погрешностям возведем обе части равенства (4.18) в квадрат, просуммируем полученные выражения, придавая i значения от 1 до n ; тогда

$$[\Delta z^2] = [\Delta x^2] + [\Delta y^2] + 2[\Delta x \Delta y]$$

или

$$[\Delta z^2]/n = [\Delta x^2]/n + [\Delta y^2]/n + 2[\Delta x \Delta y]/n,$$

где $[\Delta x \Delta y]$ — сумма произведений случайных погрешностей независимых переменных x и y . Поэтому на основании формулы (4.3)

$$[\Delta z^2]/n = [\Delta x^2]/n + [\Delta y^2]/n.$$

Переходя к средним квадратическим погрешностям, получим

$$m_z^2 = m_x^2 + m_y^2. \quad (4.19)$$

Формула (4.19) справедлива и для случая

$$z = x - y.$$

Обобщая предыдущий результат, можно записать, что при

$$z = x \pm y \pm t \pm u \pm \dots \pm v,$$

будет

$$m_z^2 = m_x^2 + m_y^2 + m_t^2 + m_u^2 + \dots + m_v^2, \quad (4.20)$$

т. е. квадрат средней квадратической погрешности алгебраической суммы аргументов равен сумме квадратов средних квадратических погрешностей слагаемых.

Если $m_x = m_y = m_t = m_u = \dots = m_v = m$, то формула (4.20) примет вид

$$m_z = m\sqrt{n},$$

т. е. средняя квадратическая погрешность алгебраической суммы (разности) n измеренных величин с равными квадратическими погрешностями в \sqrt{n} раз больше средней квадратической погрешности одного слагаемого.

Пусть дана функция $z = kx$, где k — постоянная величина.

Если аргумент x был измерен n раз, то, очевидно,

$$\Delta z_i = k\Delta x_i \quad (i = 1, 2, 3, \dots, n)$$

или

$$[\Delta z^2]/n = k^2 [\Delta x^2]/n.$$

Переходя к средним квадратическим погрешностям, по формуле (4.7) получим

$$m_z^2 = k^2 m_x^2 \quad \text{или} \quad m_z = km_x.$$

Обобщая формулу (4.19), для случая многих аргументов

$$z = k_1x \pm k_2y \pm k_3t \pm \dots \pm k_nv, \quad (4.21)$$

получим

$$m_z^2 = k_1^2 m_x^2 + k_2^2 m_y^2 + k_3^2 m_t^2 + \dots + k_n^2 m_v^2. \quad (4.22)$$

Допустим, что $k_1 = k_2 = k_3 = \dots = k_n = k$; $m_x = m_y = m_t = m_u = \dots = m_v = m$, тогда

$$m_z = km\sqrt{n}.$$

Рассмотрим функцию многих независимых переменных общего вида

$$z = f(x, y, t, \dots, v).$$

Пусть все аргументы измерены n раз со случайными погрешностями $\Delta x_i, \Delta y_i, \Delta t_i, \Delta u_i, \dots, \Delta v_i$ ($i = 1, 2, \dots, n$), тогда

$$z_i + \Delta z_i = f(x_i + \Delta x_i, y_i + \Delta y_i, \dots, v_i + \Delta v_i). \quad (4.23)$$

Так как погрешности аргументов малы, функцию (4.23) можно разложить в ряд Тейлора; ограничиваясь членами, содержащими только первые степени погрешностей, получим:

$$z_i + \Delta z_i = f(x_i, y_i, \dots, v_i) + \frac{\partial f}{\partial x} \Delta x_i + \frac{\partial f}{\partial y} \Delta y_i + \dots + \frac{\partial f}{\partial v} \Delta v_i$$

или

$$\Delta z_i = \frac{\partial f}{\partial x} \Delta x_i + \frac{\partial f}{\partial y} \Delta y_i + \dots + \frac{\partial f}{\partial v} \Delta v_i.$$

В полученном выражении частные производные суть некоторые постоянные числа; они играют роль коэффициентов k в формуле (4.21). Переходя к средним квадратическим погрешностям, по формуле (4.22) получим

$$m_z^2 = \left(\frac{\partial f}{\partial x}\right)^2 m_x^2 + \left(\frac{\partial f}{\partial y}\right)^2 m_y^2 + \dots + \left(\frac{\partial f}{\partial v}\right)^2 m_v^2. \quad (4.24)$$

Из (4.24) следует, что квадрат средней квадратической погрешности функции общего вида равен сумме квадратов произведений частных производных по каждой переменной, умноженной на их средние квадратические погрешности.

Применим формулу (4.22) для определения средней квадратической погрешности арифметической середины.

По формуле (4.16) имеем

$$x = [l]/n = l_1/n + l_2/n + l_3/n + \dots + l_n/n.$$

Величина $1/n$ играет роль постоянного коэффициента k формулы (4.22), поэтому

$$m_x^2 = m_1^2/n^2 + m_2^2/n^2 + m_3^2/n^2 + \dots + m_n^2/n^2,$$

где $m_1, m_2, m_3, \dots, m_n$ — средние квадратические погрешности $l_1, l_2, l_3, \dots, l_n$. Полагая $m_1 = m_2 = m_3 = m_4 = \dots = m_n = m$, получим

$$m_x^2 = m^2/n$$

или

$$M = m_x = m\sqrt{n}.$$

Таким образом, мы получили доказательство формулы (4.17) — выражения для средней квадратической погрешности арифметической середины.

При определении точности способов измерений и исследовании приборов часто применяют метод двойных измерений, сущность которого заключается в том, что одну и ту же величину измеряют дважды, а результаты измерений обрабатывают с применением формул для случайных погрешностей.

Пусть даны результаты двух рядов равноточных измерений

$$l_1, l_2, l_3, \dots, l_i \\ l'_1, l'_2, l'_3, \dots, l'_i \quad (i = 1, 2, 3, \dots, n).$$

Обозначим разности двойных измерений через d_i , имеем

$$\begin{aligned} l'_1 - l_1 &= d_1, \\ l'_2 - l_2 &= d_2, \\ &\vdots \\ l'_n - l_n &= d_n. \end{aligned}$$

Если бы все измерения были без погрешностей, то разности были бы равны нулю. Следовательно, разности двойных измерений можно рассматривать как случайные погрешности. Поэтому средняя квадратическая погрешность разности двойных измерений на основании (4.7) выразится так:

$$m_d = \sqrt{[d^2]/n}.$$

И,

$$m_d^2 = m_l^2 + m_{l'}^2,$$

где m_l и $m_{l'}$ — средние квадратические погрешности l_i и l'_i при $i = 1, 2, \dots, n$.

Полагая $m_l = m_{l'} = m$, получим

$$m_d = m\sqrt{2} \quad (4.25)$$

или

$$m = m_d/\sqrt{2}.$$

Подставляя выражение для определения m_d , получим

$$m = \sqrt{[d^2]/2n}. \quad (4.26)$$

Формула (4.26) дает выражение средней квадратической погрешности отдельного измерения из n двойных измерений при отсутствии систематических погрешностей.

Если разности двойных измерений содержат постоянную погрешность, то ее необходимо предварительно исключить.

Если d_1, d_2, \dots, d_n — случайные погрешности, то их сумма при значительном их количестве будет суммой постоянных погрешностей разностей двойных измерений.

Обозначим среднюю величину из d_i через d_0 , тогда

$$d_0 = [d_i]/n.$$

Случайную часть погрешностей разностей двойных измерений обозначим через δ_i ($i = 1, 2, 3, \dots, n$); имеем

$$\left. \begin{aligned} \delta_1 &= d_0 - d_1 \\ \delta_2 &= d_0 - d_2 \\ &\vdots \\ \delta_n &= d_0 - d_n \end{aligned} \right\}$$

где δ_i — поправки разностей, поэтому в соответствии с формулой (4.15) имеем

$$m_d = \sqrt{[\delta^2]/(n-1)} \quad (4.27)$$

или

$$m = \frac{m_d}{\sqrt{2}} = \sqrt{\frac{[\delta^2]}{2(n-1)}}. \quad (4.28)$$

§ 22. ОБРАБОТКА РЕЗУЛЬТАТОВ МНОГОКРАТНЫХ НЕРАВНОТОЧНЫХ ИЗМЕРЕНИЙ

Понятие о весе измеренных величин. До сих пор мы рассматривали равноточные измерения, однако на практике часто производятся неравноточные измерения.

Неравноточными называют измерения, выполненные в различных условиях, приборами различной точности, различным числом приемов и т. д. В этом случае уже нельзя ограничиваться простым арифметическим средним, здесь надо учесть степень надежности каждого результата измерений. Надежность результата, выраженная числом, называется его *весом*. Чем надежнее результат, тем больше его вес. Следовательно, вес связан с точностью результата измерения, которая характеризуется средней квадратической погрешностью. Поэтому вес результата измерения принимают обратно пропорциональным квадрату средней квадратической погрешности.

По определению веса p его общее математическое выражение можно записать в виде

$$p_i = c/m_i^2, \quad (4.29)$$

где c — некоторая постоянная величина — коэффициент пропорциональности, m — средняя квадратическая погрешность измерения.

Для облегчения задачи отыскания весов обычно вес какого-либо результата принимают за единицу и относительно его вычисляют веса остальных неизвестных.

Обозначим вес арифметической средней через P , тогда

$$P = \frac{c}{m^2/n},$$

вес же одного измерения по формуле (4.29) будет $p = c/m^2$, тогда

$$\frac{P}{p} = \frac{c}{m^2/n} : \frac{c}{m^2} = n.$$

Если теперь полагать $p = 1$, то получим $P = n$.

Таким образом, в этом случае вес арифметической середины равен числу результатов равноточных измерений, из которых она получена.

Средняя квадратическая погрешность единицы веса μ . Если вес результата какого-либо измерения принять равным единице, а среднюю квадратическую погрешность его обозначить через μ , то по формуле (4.29) будем иметь

$$1 = c/\mu^2; \mu^2 = c.$$

Тогда общее выражение веса примет вид

$$p_i = \mu^2/m_i^2. \quad (4.30)$$

μ называется средней квадратической погрешностью единицы веса.

Весовое среднее. Пусть имеем результаты неравноточных измерений одной и той же величины $l_1, l_2, l_3, \dots, l_n$ и их

веса p_1, p_2, \dots, p_n . Каждое значение l_i можно рассматривать как среднее арифметическое из p_i равнооточных измерений, т. е.

$$l_i = (l_{i_1} + l_{i_2} + l_{i_3} + \dots + l_{i_n})/p_i$$

или

$$p_i l_i = [l]_i.$$

Число таких равенств равно $[p]$. Взяв арифметическое среднее из левых и правых частей равенств, получим

$$[pl]/[p] = \{[l]_i\}/[p].$$

Обозначим

$$\{[l]_i\}/[p] = x_0.$$

Тогда

$$x_0 = [pl]/[p],$$

или

$$x_0 = (p_1 l_1 + p_2 l_2 + p_3 l_3 + \dots + p_n l_n)/(p_1 + p_2 + p_3 + \dots + p_n) = [pl]/[p] \quad (4.31)$$

есть весовое среднее, или общее арифметическое среднее.

Таким образом, общее арифметическое среднее из результатов неравнооточных измерений равно сумме произведений каждого результата на его вес, деленной на сумму весов. Формула (4.31) справедлива для любого числа неравнооточных измерений. Если в (4.31) примем $p_1 = p_2 = p_3 = \dots = p_n = 1$, то придем к формуле (4.16), т. е. получим формулу среднего арифметического для равнооточных измерений.

Для оценки точности неравнооточных измерений применяются следующие формулы:

1) средней квадратической погрешности единицы веса μ , если известны случайные погрешности измерений $\Delta_1, \Delta_2, \Delta_3, \dots, \Delta_n$, полученной из (4.7) и (4.30) .

$$\mu = \sqrt{[\Delta^2 p]/n}; \quad (4.32)$$

2) средней квадратической погрешности единицы веса μ для случая, когда даны поправки равнооточных измерений $v_1, v_2, v_3, \dots, v_n$, полученной из (4.15) и (4.30)

$$\mu = \sqrt{[v^2 p]/(n-1)}; \quad (4.33)$$

3) средней квадратической погрешности весового среднего

$$M_0 = \mu/\sqrt{[p]} \quad (4.34)$$

§ 23. ОБЩИЕ СВЕДЕНИЯ О СОВМЕСТНОЙ ОБРАБОТКЕ РЕЗУЛЬТАТОВ ИЗМЕРЕНИЙ МНОГИХ ВЕЛИЧИН

Принцип метода наименьших квадратов. Геодезические измерения характерны тем, что их число всегда больше, чем необходимо для определения искомых величин. Это обстоятельство уже было отмечено на примере многократных измерений одной и той же величины. То же имеет место и при совместном измерении

многих величин, когда дополнительно измеряют такие из них, которые являются функциями уже измеренных величин. Так, в треугольнике обычно измеряют все три угла, хотя для его определения достаточно двух углов. Дополнительные измерения приводят к невязкам, так сумма измеренных трех углов плоского треугольника, вообще говоря, будет отличаться от 180° . Для того чтобы устранить все невязки, оценить точность измерений и несколько повысить ее, в геодезии выполняют специальную математическую обработку результатов измерений, которую называют у р а в н и в а н и е м, а полученные в результате значения величин — у р а в н е н н ы м и.

Получение единственного и в некотором смысле оптимального решения достигается применением метода наименьших квадратов, сущность которого заключается в определении таких поправок v_1, v_2, \dots, v_n в измеренные значения l_1, l_2, \dots, l_n , что, во-первых, уравненные значения величин

$$\bar{l}_1 = l_1 + v_1; \bar{l}_2 = l_2 + v_2; \dots, \bar{l}_n = l_n + v_n$$

будут удовлетворять всем геометрическим условиям, связывающим измеренные величины между собой, т. е. вычисления будут выполняться без всяких противоречий (невязок), и во-вторых, полученные поправки будут отвечать условию

$$\sum_{i=1}^n p_i v_i^2 = [pv^2] = \min. \quad (4.35)$$

Целесообразность требования (4.35) применительно к равноточным измерениям ($p_i = 1$) отмечалась выше (см. § 20).

Ф о р м а п р е д с т а в л е н и я р е з у л ь т а т а и з м е р е н и й. Значение физической величины, выраженное в указанных единицах (именованным числом), и точность этого значения характеризуют две стороны процесса измерений: количественную и качественную. Никакие измерения нельзя считать законченными, пока не оценена их точность. Точность результата измерений (вычислений) может быть представлена средней квадратической погрешностью (абсолютной, относительной) или предельной погрешностью (абсолютной, относительной). В последнем случае должна быть указана соответствующая доверительная вероятность (уровень значимости). При этом в значении погрешности (средней квадратической, предельной) сохраняются две значащие цифры; в значении физической величины сохраняется тот же последний разряд, как и в значении ее погрешности. Так, если из измерений получены значения физической величины $\beta = 23^\circ 14' 27,56''$ и средней квадратической погрешности $m = i3,17''$, то записать результат нужно так:

$$\beta = 23^\circ 14' 28'', m = 13''.$$

Пусть для указанного примера, в котором результат получен как среднее арифметическое из шести значений, требуется определить предельную погрешность с доверительной вероятностью $p = 0,99$.

Из табл. 6 при $N = 5$ и $p = 0,99$ находим $\Delta_{\text{пред}} = 13,17 \times 4,04 = 53,21$, что записать нужно так:

$$\Delta_{\text{пред}} = 53'', \text{ доверительная вероятность } p = 0,99.$$

Полевые измерения — наиболее ответственный и трудоемкий вид геодезических работ. Точность, полученная из измерений, должна сохраняться при вычислениях. Поэтому вычисления, как правило, ведутся с числами, на один десятичный знак большими, чем полученные из измерений. Для приведенного примера вычисления с приведенным выше значением следует производить с удержанием десятых долей секунд. Однако окончательный результат нужно опять округлить до целых секунд.

Округление приближенных чисел. Округление числа состоит в уменьшении количества его значащих цифр. Чтобы возникающая при этом погрешность (погрешность округления) была минимальной, соблюдают следующие правила: 1) если отбрасываемая цифра меньше 5, то последняя сохраняемая цифра остается без изменения (например, округляя число 33,46 до единиц, нужно написать 33); 2) если отбрасываемая цифра больше 5, сохраняемая цифра увеличивается на единицу (например, число 54,7678, округленное до второго десятичного знака, пишется 54,77); 3) если отбрасываемая цифра равна 5, то предыдущая сохраняется, если она четная, и увеличивается на единицу, если — нечетная (например, $12,345 \approx 12,34$, но $0,735 \approx 0,74$).

В ряде случаев погрешность округления аргумента может оказать значительное влияние на погрешность вычисляемого значения функции. При сложных вычислениях, выполняемых с помощью ЭВМ, все вычисления выполняют с удержанием в приближенных числах двух — трех дополнительных разрядов (по сравнению с исходными данными).

Средства вычислений. Развитие электронной вычислительной техники непрерывно расширяет круг задач, которые эффективно решаются при помощи цифровых электронных вычислительных машин (ЭВМ). Однако для сравнительно небольших вычислений применение ЭВМ пока нерентабельно. Их выполняют при помощи других средств. В полевых условиях находят применение счетные линейки и различные специальные таблицы, составленные для соответствующих видов геодезических работ. При выполнении камеральных работ используют настольные вычислительные машины (арифмометры практически в производстве не применяются). Как в полевых, так и в камеральных условиях с большим успехом применяются различные микрокалькуляторы.

РАЗДЕЛ ВТОРОЙ

ГЕОДЕЗИЧЕСКИЕ ИЗМЕРЕНИЯ

Глава 5

УГЛОВЫЕ ИЗМЕРЕНИЯ

§ 24. ОБЩИЙ ПРИНЦИП ИЗМЕРЕНИЯ УГЛОВ НА МЕСТНОСТИ И УСТРОЙСТВО ТЕОДОЛИТА

Угловые измерения производят для того, чтобы определить в пространстве взаимное положение точек местности.

Пусть имеем точки A , B и O , одна из которых, например O , служит вершиной угла AOB (рис. 28). На сторонах угла OA и OB построим две вертикальные плоскости N и P , а через его вершину проведем горизонтальную плоскость Q .

Для определения планового положения точек измеряют горизонтальный угол. Под горизонтальным углом понимают двухгранный угол между плоскостями N и P . Он определяется углом между проекциями сторон OA и OB на горизонтальную плоскость Q , то есть углом $A'OB'$. Горизонтальный угол может принимать значения от 0° до 360° .

Для определения превышений между точками измеряют вертикальные углы (углы наклона). Под вертикальным углом понимают угол между стороной и ее проекцией на горизонтальную плоскость. На рис. 28 вертикальным углом стороны OA будет угол $A'OA = \nu_a$. Вертикальные углы всегда отсчитываются от проекции к стороне. Если сторона выше проекции, то угол считают положительным, если ниже — отрицательным. На рисунке вертикальный угол BOB' отрицателен. Вертикальные углы могут принимать значения в пределах от -90° до $+90^\circ$.

Для измерения горизонтального угла над его вершиной располагают градуированный круг (лимб). Центр круга совмещают с отвесной линией, проходящей через вершину угла O , а сам круг размещают в горизонтальной плоскости. Тогда угол β между радиусами oa и ob — сечениями круга вертикальными плоскостями N

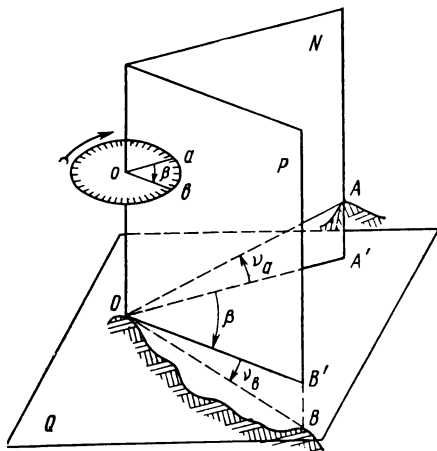


Рис. 28. Схема измерения углов на местности

и P — даст горизонтальный угол между направлениями местности OA и OB . Если деления на круге подписаны по ходу часовой стрелки, а отсчеты по градуированной окружности обозначить через a и b , то $\beta = b - a$.

Описанный принцип измерения углов на местности реализуется в угломерном приборе, называемом теодолитом.

Теодолит (рис. 29) имеет металлический или стеклянный круг, называемый лимбом 1 , по скошенному краю которого нанесены деления от 0 до 360° . Счет делений идет по ходу часовой стрелки. Центр лимба устанавливается на отвесной линии, проходящей через вершину O (см. рис. 28) измеряемого угла. На плоскость лимба проектируются стороны OA и OB измеряемого угла. При измерении угла лимб неподвижен и горизонтален.

Над лимбом помещена вращающаяся вокруг отвесной линии верхняя часть теодолита, содержащая алидаду 2 и зрительную трубу 3 . При вращении зрительной трубы вокруг горизонтально устанавливаемой на колонках 4 оси NN_1 воспроизводится вертикальная плоскость, называемая коллимационной. Оси лимба и алидады совпадают, причем ось ZZ_1 вращения алидады называется вертикальной осью прибора. На алидаде имеется индекс, позволяющий фиксировать ее положение на шкале лимба. Для повышения точности отсчета имеется специальное отсчетное устройство. Лимб и алидада закрыты прикрепленным к алидаде металлическим кожухом.

Вертикальная ось теодолита устанавливается в отвесное положение (а плоскость лимба — в горизонтальное) по цилиндрическому уровню 5 при помощи подъемных винтов 7 . Зрительная труба может быть повернута на 180° вокруг горизонтальной оси или, как говорят, переведена через зенит. На одном из концов оси вращения трубы укреплен вертикальный круг 6 , который наглухо соединен с осью и вращается вместе с ней. Вертикальный круг принципиально устроен так же, как и горизонтальный; он служит для измерения вертикальных углов (углов наклона).

Вертикальный круг может располагаться справа или слева от зрительной трубы, если смотреть со стороны окуляра. Первое

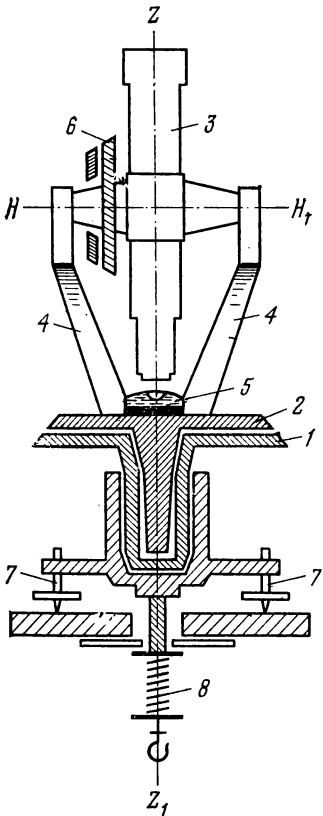


Рис. 29. Схема устройства теодолита

положение называется «круг правс» (КП), второе — «круг лево» (КЛ).

В комплект теодолита входят буссоль, штатив и отвес. Буссоль служит для измерения магнитных азимутов и румбов. Штатив представляет собой треногу с металлической головкой. Теодолит крепится к головке штатива с помощью станкового винта δ . Отвес служит для центрирования прибора над точкой, т. е. для установки центра лимба над вершиной измеряемого угла.

Вращающиеся части теодолита снабжены закрепительными винтами для фиксирования их в неподвижном состоянии и наводящими для медленного и планового вращения.

Для измерения горизонтального угла при неподвижном лимбе вращением алидады последовательно наводят зрительную трубу на точки A и B местности (см. рис. 28); при этом коллимационная плоскость последовательно проходит через стороны OA и OB измеряемого угла, т. е. совмещается с плоскостями N и P . В обоих случаях с помощью отсчетного приспособления делаются отсчеты по лимбу. Разность отсчетов дает значение измеряемого угла β .

§ 25. ЗРИТЕЛЬНАЯ ТРУБА

В современных геодезических приборах применяются зрительные трубы с внутренней фокусировкой (рис. 30).

При производстве работ обычно визируют на предметы, значительно удаленные от прибора, поэтому предмет AB всегда находится вне фокусного расстояния O_1F объектива, а изображение A_2B_2

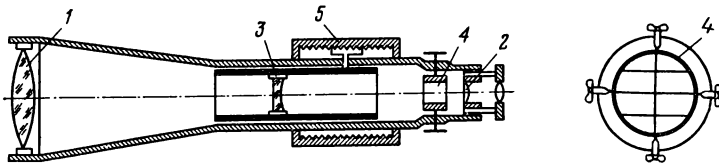


Рис. 30. Устройство зрительной трубы:

1 — объектив; 2 — окуляр; 3 — фокусирующая линза; 4 — сетка нитей; 5 — кремальера

предмета, полученное через объектив, будет действительным и обратным. Чтобы увеличить это изображение, в трубу вводят окуляр.

Окуляр устанавливается таким образом, чтобы расстояние CO_2 было меньше фокусного расстояния O_2F_1 . В таком случае изображение A_3B_3 получится мнимым и увеличенным.

Между объективом и окуляром ставится плосковогнутая линза, перемещаемая внутри трубы с помощью кремальеры. Изменение положения этой линзы меняет положение фокуса объектива, поэтому она называется фокусирующей линзой.

В окулярной части зрительной трубы, в том месте, где получается действительное изображение предмета A_2B_2 , помещается диафрагма, в отверстие которой вставлена стеклянная пластинка с нанесенной на ней сеткой нитей.

Зрительная труба имеет две оси: визирную и оптическую.

Прямая, соединяющая оптический центр объектива с центром сетки нитей, называется **визирной осью** трубы.

Прямая, соединяющая оптические центры объектива и окуляра, называется **оптической осью** трубы.

УСТАНОВКА ЗРИТЕЛЬНОЙ ТРУБЫ ДЛЯ НАБЛЮДЕНИЯ.

Перед наведением трубы на предмет окуляр должен быть установлен по глазу, а изображение предмета совмещено с плоскостью сетки нитей. Для установки окуляра по глазу трубу наводят на светлый фон и передвигают окулярную трубочку до тех пор, пока нити сетки не будут четко видны.

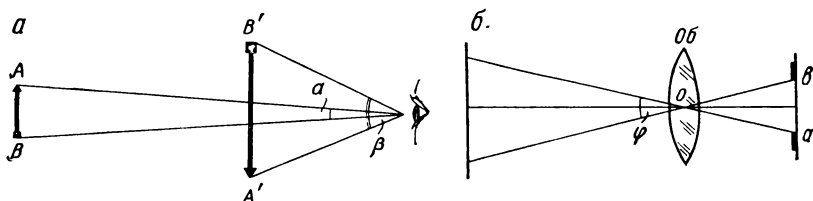


Рис. 31. Оптические показатели зрительной трубы:
а — увеличение; б — поле зрения

Совмещение изображения предмета с плоскостью сетки нитей, т. е. фокусировка, производится перемещением фокусирующей линзы в трубе при помощи кремальеры; при этом добиваются такого положения, чтобы изображение предмета получилось резким. Если изображение предмета не совпадает с плоскостью сетки нитей, то при перемещении глаза относительно окуляра точка пересечения нитей сетки будет проектироваться на разные точки изображения предмета. Такое явление называется **пара́ллэксом**. Параллакс сетки нитей устраняется небольшим поворотом кремальеры.

УВЕЛИЧЕНИЕ ТРУБЫ. Увеличением трубы v называется отношение угла β , под которым изображение предмета видно в трубу, к углу α , под которым предмет виден невооруженным глазом (рис. 31, а), т. е.

$$v = \beta/\alpha. \quad (5.1)$$

Практически увеличение трубы принимается равным отношению фокусного расстояния объектива к фокусному расстоянию окуляра

$$v = f_{об}/f_{ок}. \quad (5.2)$$

Трубы геодезических приборов имеют увеличение от 15 до 50 и более.

ПОЛЕ ЗРЕНИЯ ТРУБЫ. Пространство, видимое в трубу при неподвижном ее положении, называется полем зрения. Его определяют углом зрения φ (рис. 31, б), вершина которого находится в оптическом центре объектива, а стороны опираются на диаметр ab сеточной диафрагмы. Величина поля зрения определяется по формуле

$$\varphi = 38,2^\circ/v, \quad (5.3)$$

где v — увеличение трубы.

Из (5.3) следует, что чем больше увеличение трубы, тем меньше ее поле зрения.

В геодезических инструментах поле зрения трубы обычно колеблется в пределах от 30' до 2°.

ТОЧНОСТЬ ВИЗИРОВАНИЯ ЗРИТЕЛЬНОЙ ТРУБОЙ: Разрешающая способность * глаза человека примерно равна одной минуте. Поэтому погрешность визирования невооруженным глазом принимается равной 60".

При рассматривании изображения предмета в зрительную трубу погрешность визирования уменьшается обратно пропорционально увеличению трубы v и равна

$$m_v = 60''/v. \quad (5.4)$$

В настоящее время в геодезических приборах, как правило, применяют трубы с зеркально-линзовыми объективами системы Д. Д. Максудова. Такие трубы имеют малую длину (около 210 мм) и большое увеличение (до 65).

§ 26. УРОВНИ

В геодезических приборах применяются уровни двух типов: цилиндрические и круглые.

Цилиндрический уровень (рис. 32, а) представляет собой стеклянную трубку, верхняя внутренняя поверхность

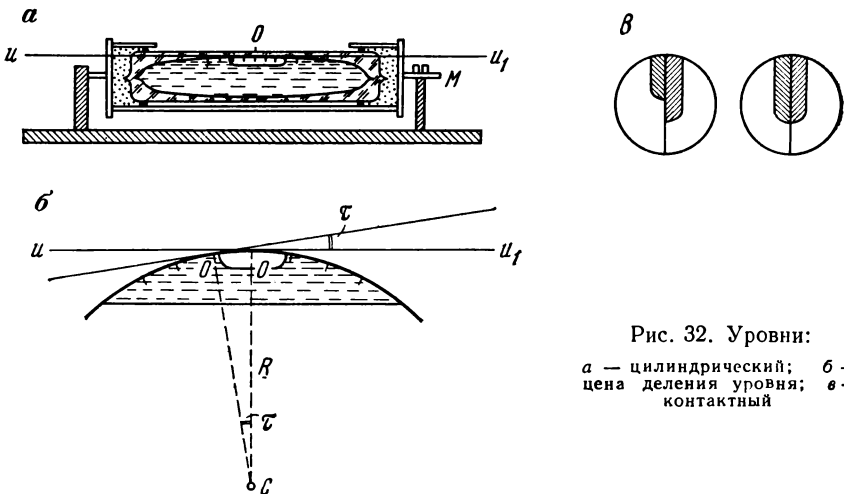


Рис. 32. Уровни:

а — цилиндрический; б — цена деления уровня; в — контактный

которой отшлифована по дуге определенного радиуса. Радиус кривизны в зависимости от назначения уровня бывает от 3,5 до 200 м. Стекло трубка заполняется нагретым до +60 °С спиртом или эфиром и запаивается. После охлаждения жидкость сжимается, и

* Разрешающая способность — предельно малый угол, при котором глаз наблюдателя еще воспринимает раздельно две точки.

в трубке образуется небольшое пространство, заполненное парами спирта или эфира, которое называют п у з ы р ь к о м у р о в н я. Трубка помещается в металлическую оправу. Для регулирования уровень снабжен исправительным винтом *М*. На наружной поверхности трубки нанесены штрихи. Согласно ГОСТ 2386—73 расстояние между соседними штрихами равно 2 мм. Точка *О* в средней части ампулы называется н у л ь - п у н к т о м у р о в н я.

Прямая *ии*₁, касательная к внутренней поверхности уровня в его нуль-пункте, называется о с ь ю у р о в н я.

Пузырек уровня всегда стремится занять наивысшее положение, поэтому когда концы пузырька расположены симметрично относительно нуль-пункта, ось уровня занимает горизонтальное положение. Этим свойством пользуются для приведения отдельных частей прибора в горизонтальное положение. Уровни различаются в зависимости от цены деления, чувствительности и конструкции.

Ц е н о й д е л е н и я у р о в н я т (рис. 32, б) называют угол, на который наклонится ось уровня, если пузырек сместится на одно деление, т. е.

$$\tau = (l/R) \rho. \quad (5.5)$$

Линейная величина одного деления данного уровня *l* постоянна, поэтому его цена зависит от радиуса *R* дуги внутренней поверхности трубки. Чем больше радиус, тем цена деления уровня меньше и тем уровень чувствительнее, и наоборот. Под ч у в с т в и т е л ь н о с т ь ю у р о в н я η понимают линейное перемещение пузырька, соответствующее единице угла наклона оси уровня, т. е.

$$\eta = c \frac{dl}{di}, \quad (5.6)$$

где *di* — изменение угла наклона оси уровня; *dl* — перемещение пузырька, соответствующее *di*; *c* — коэффициент пропорциональности, зависящий от выбора единиц измерения.

Минимальный угол наклона оси уровня, при котором перемещение пузырька можно заметить невооруженным глазом, называется п о р о г о м ч у в с т в и т е л ь н о с т и. Согласно ГОСТ 10529—79 такое перемещение установлено 0,2 мм. Чувствительность уровня должна соответствовать точности прибора. В технических теодолитах цена деления уровней колеблется в пределах 45—60".

Для более точной установки пузырька в нуль-пункт, а также для большего удобства в работе применяются к о н т а к т н ы е у р о в н и (см. рис. 32, в). В них над уровнем устанавливается система призм, через которую изображение концов пузырька передается в поле зрения глаза наблюдателя. При перемещении пузырька к нуль-пункту изображения его концов движутся навстречу друг другу (см. рис. 32, в). Когда пузырек уровня будет находиться в нуль-пункте, изображения его концов совместятся. Точность установки пузырька в нуль-пункт в контактном уровне в 5—6 раз выше, чем у обычных уровней.

Для регулирования длины пузырька на одном из концов уровня имеется запасная камера, в которую можно перегонять часть жидкости из ампулы, и наоборот.

К р у г л ы й у р о в е н ь (рис. 33, *а*) представляет собой стеклянную ампулу, помещенную в оправу, отшлифованную по внутренней сферической поверхности определенного радиуса. За нуль-пункт O круглого уровня принимается центр окружности, выгравированной в середине ампулы. Осью круглого уровня (рис. 33, *б*)

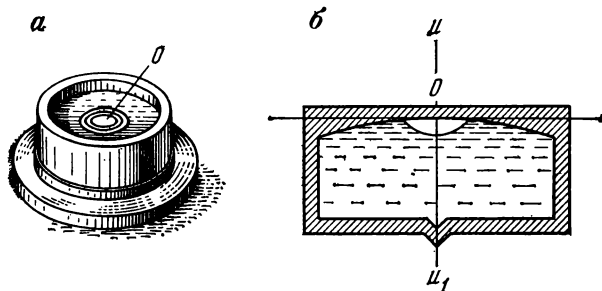


Рис. 33. Круглый уровень:

а — общий вид; *б* — разрез

является нормаль uu_1 , проходящая через нуль-пункт O , перпендикулярно к плоскости, касательной внутренней поверхности уровня в его нуль-пункте. Круглый уровень имеет, как правило, небольшую чувствительность (цена деления порядка 3—5') и применяется там, где не требуется большой точности, а также для предварительной установки прибора.

§ 27. ОТСЧЕТНЫЕ УСТРОЙСТВА

Отсчетные устройства служат для оценки долей делений лимба.

В качестве отсчетных устройств используются верньеры, штриховые и шкаловые микроскопы, микроскопы-микрометры и оптические микрометры.

В е р н ь е р устроен следующим образом. Возьмем на лимбе (рис. 34, *а*) дугу AB , равную n делениям. Перенесем ее на алидадный круг и разделим на $n + 1$ частей. Полученная таким образом на алидаде шкала и называется верньером. Угловая величина дуги, равная одному делению на алидаде, называется ценой v деления алидады, а на лимбе — ценой l деления лимба. Разность t между ценой деления лимба и ценой деления алидады называется точностью верньера, т. е.

$$t = l - v. \quad (5.7)$$

Величина дуги AB на лимбе равна ln , а величина дуги на алидаде $v(n + 1)$. По построению $AB = CD$, следовательно, $ln = v(n + 1)$,

отсюда $v = ln/(n + 1)$. Подставляя выражение для v в формулу (5.7), получим

$$t = l - \frac{l_n}{n + 1} = \frac{l(n + 1) - l_n}{n + 1}$$

или

$$t = l/(n + 1), \quad (5.8)$$

т. е. точность верньера равна цене деления лимба, деленной на число делений верньера. Индексом верньера служит его нулевой штрих.

Рассмотрим порядок отсчитывания по лимбу с помощью верньера.

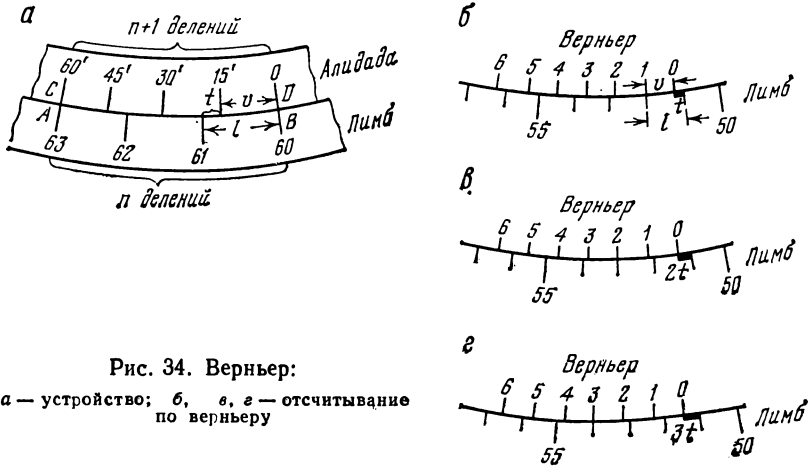


Рис. 34. Верньер:

а — устройство; б, в, г — отсчитывание по верньеру

Положим, что первый штрих верньера совпадает с одним из штрихов лимба (например, со штрихом 52) (рис. 34, б), тогда отсчет по лимбу будет

$$A_1 = 51^\circ + t.$$

Если совпадает второй штрих верньера, то из рис. 34, в

$$A_2 = 51^\circ + 2t.$$

При совпадении третьего штриха (рис. 34, г)

$$A_3 = 51^\circ + 3t.$$

Следовательно, общая формула отсчета будет

$$A_i = A^\circ + it, \quad (5.9)$$

где A_i — отсчеты по лимбу, A° — значение ближайшего (младшего) штриха лимба, i — номер совпадающего штриха верньера, t — точность верньера.

Таким образом, чтобы произвести отсчет, надо сначала отсчитать число целых делений на лимбе, предшествующих нулевому штриху верньера, и к нему прибавить произведение порядкового номера совпадающего штриха верньера на точность верньера.

Вместо порядковых номеров штрихов верньера подписывают произведения этих номеров на точность верньера. Штрихи верньера имеют оцифровку, возрастающую в направлении увеличивающихся надписей делений лимба. В употребляемых ныне в инженерной практике теодолитах t равна $30''$ или $1'$. Соответственно для теодолита 30-секундной точности $l = 20'$ и $n = 39$; для теодолита одноминутной точности $l = 20'$, $n = 19$. Отсчетные устройства в виде верньеров применялись в теодолитах с металлическими лимбами и приведены здесь только с методической точки зрения. В современных оптических

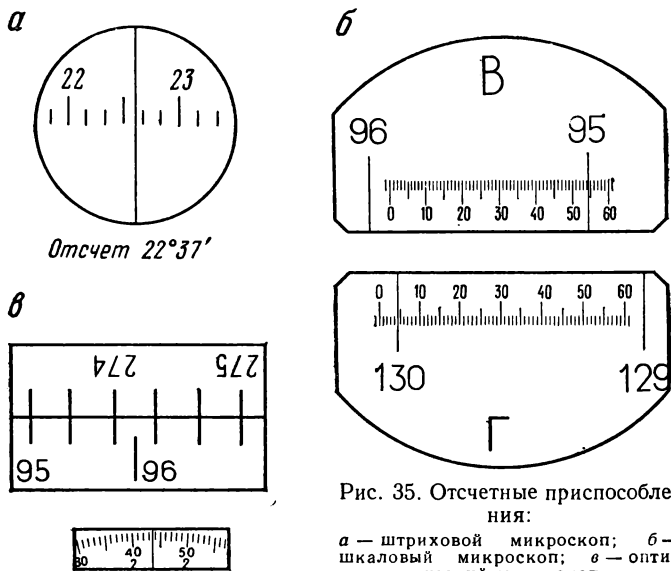


Рис. 35. Отсчетные приспособления:

a — штриховый микроскоп; *б* — шкаловый микроскоп; *в* — оптический микроскоп

теодолитах применяются штриховые и шкаловые микроскопы, а также оптические микрометры.

На рис. 35, *a* показано поле зрения штрихового микроскопа с изображением штриха и лимба с ценой деления в $10'$. Оценивая десятые доли деления лимба на глаз, можно сделать отсчет по штриху микроскопа с точностью до $1'$.

Большую точность отсчета дают шкаловые микроскопы. На рис. 35, *б* представлено поле зрения шкалового микроскопа с ценой деления лимба в 1° . Длина шкалы, нарезанной на стекле, равна одному делению лимба. Шкала разделена на 60 делений, следовательно, цена одного деления равна $1'$; оценивая десятые доли деления шкалы на глаз, можно взять отсчет по шкале с точностью $0,1'$. В современных оптических теодолитах с шкаловыми микроскопами в поле зрения одновременно видны изображения горизонтального и вертикального кругов.

В высокоточных теодолитах в качестве отсчетных устройств применяются оптические микрометры с подвижными

клиньями (рис. 35, в). В левой части поля зрения видно изображение диаметрально противоположных штрихов лимба с ценой деления $20'$, в правой части — отсчетный диск с ценой деления $1''$. Оценивая десятые доли шкалы диска на глаз, можно взять отсчет с точностью $0,1''$. Деления шкалы диска подписаны через $10'$, что соответствует половине цены одного деления лимба.

Правило отсчитывания. Совмещают изображения видимых в поле зрения нижних и верхних штрихов лимба. Находят одноименные отличающиеся на 180° диаметрально противоположные штрихи градусов, например (см. рис. 35, в) 95° и 275° . Число делений

между этими штрихами (в нашем случае 5), умноженное на $10'$, дает количество десятков минут ($50'$). Дальнейший отсчет минут, секунд и их десятых долей производят по отсчетному диску ($2'43,5''$). Полный отсчет будет $95^\circ 52' 43,5''$.

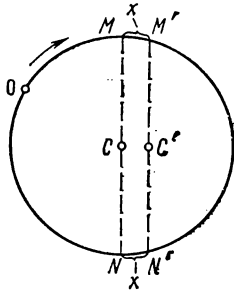


Рис. 36. Эксцентриситет алидады

ЭКСЦЕНТРИСИТЕТ АЛИДАДЫ. В теодолите ось вращения алидады должна совпадать с центром кольца делений лимба. Однако при изготовлении приборов это условие бывает нарушено, что вызывает искажение отсчетов по лимбу. Несовпадение центра алидады с центром кольца делений лимба называется эксцентриситетом алидады.

Пусть на рис. 36 C — центр лимба, а C' — центр алидады, M и N — отсчеты по диаметрально противоположным отсчетным устройствам, когда оси лимба и алидады совпадают; разность отсчетов по этим верньерам равна 180° . Если центры лимба и алидады не совпадают, то в этом случае отсчеты M и N будут ошибочны на некоторую величину x . Из рисунка видно, что правильные отсчеты будут $M = M' - x$, $N = N' + x$, откуда $(M + N)/2 = (M' + N')/2$. Следовательно, среднее из отсчетов по двум диаметрально противоположным отсчетным устройствам дает результат, свободный от влияния эксцентриситета алидады.

В оптических теодолитах со штриховыми и шкаловыми микроскопами отсчеты производят по одному концу диаметра лимба. В этом случае измерение горизонтального угла производят дважды: один раз при круге лево, другой — при круге право. Так как при этом отсчеты берутся по диаметрально противоположным концам лимба, то среднее из полученных результатов свободно от влияния эксцентриситета алидады. Однако для исключения грубых погрешностей при отсчетах необходимо смещать лимб между полуприемами на $1-2^\circ$.

В высокоточных оптических теодолитах отсчеты производят путем совмещения изображений диаметрально противоположных штрихов лимба, что тоже исключает влияние эксцентриситета алидады.

§ 28. ПРИСПОСОБЛЕНИЯ ДЛЯ ЦЕНТРИРОВАНИЯ

Установку центра лимба теодолита над вершиной измеряемого угла (центрирование) осуществляют при помощи отвесов или оптических центриров.

Простейшим приспособлением для центрирования является нитяной отвес. Он состоит из гибкой нити (шнура), на конце которой закреплен груз (рис. 37, а). При центрировании нить отвеса прикрепляют к дужке станového винта и перемещением подставки теодолита по головке штатива добиваются того, чтобы заостренный конец груза установился над вершиной угла O . Под влиянием ветра нить отвеса отклоняется от вертикального положения. Иногда это вызывает погрешности, которые превышают 1—2 см. В безветренную погоду теодолит центрируется при помощи нитяного отвеса с погрешностью порядка 0,5 см.

Для повышения точности и исключения влияний ветра используют так называемый механический центрир (рис. 37, б). Он представляет собой раздвижную (телескопическую) трубку 1 с круглым уровнем 2. Нижний конец трубки заострен, а верхний соединяется со станovým винтом 3 теодолита. При центрировании заостренный конец трубки совмещают с вершиной угла O , а подставку теодолита вместе со станovým винтом перемещают на головке штатива до тех пор, пока пузырек круглого уровня на центре не

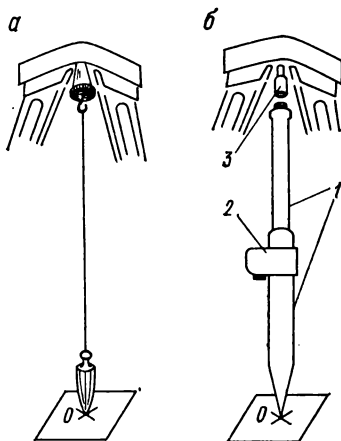


Рис. 37. Устройства для центрирования:

а — нитяный отвес; б — механический центрир

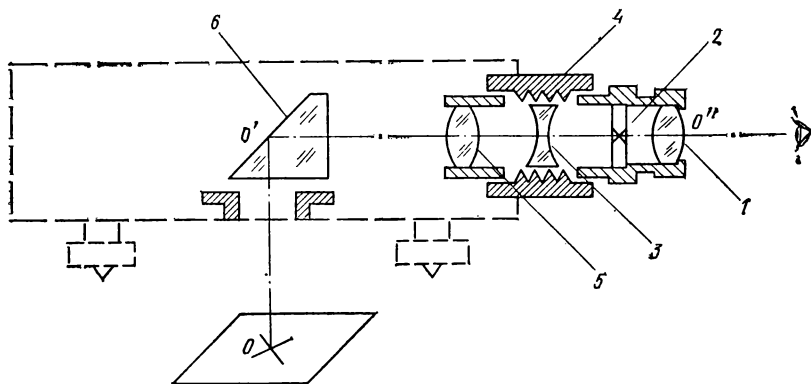


Рис. 38. Оптический центрир

установится в нуль-пункт. Средняя квадратическая погрешность центрирования составляет величину порядка 1—2 мм.

О п т и ч е с к и й ц е н т р и р изготавливается как часть теодолита, встроенная в алидаду горизонтального круга. Центрир (рис. 38) имеет окуляр 1, прозрачную пластинку 2 с нанесенной на нее сеткой нитей, фокусирующую линзу 3 с кремальерой 4, объектив 5 и призму 6, поворачивающую луч на 90° и направляющую его вниз. При центрировании алидаду теодолита при помощи цилиндрического уровня приводят в горизонтальное положение. При этом визирная ось центрира $O'O''$ занимает горизонтальное положение, а луч $O'O$ располагается строго отвесно. В поле зрения центрира видны изображения вершины угла точки O и креста нитей. Передвигаемая подставку теодолита по головке штатива, добиваются совмещения креста сетки с изображением точки O . Средняя квадратическая погрешность центрирования оптическими центрирами оценивается величиной порядка 0,5 мм.

§ 29. ТИПЫ ТЕОДОЛИТОВ

Теодолиты различаются по точности измерения углов, материалу изготовления кругов лимбов и конструктивным особенностям прибора.

Согласно ГОСТ 10529—79, теодолиты подразделяются по точности в соответствии со средней квадратической погрешностью измерения угла одним приемом в лабораторных условиях (табл. 7). Шифр теодолита содержит заглавную букву Т и цифры, соответствующие величине средней квадратической погрешности измерения угла. Например, шифр теодолита, позволяющего измерить угол одним приемом с инструментальной погрешностью 30", записывается как Т30. ГОСТом предусмотрено изготовление оптических теодолитов со следующими шифрами: высокоточного — Т1, точных — Т2, Т5, технических — Т15, Т30, учебного — Т60.

Т а б л и ц а 7

Наименование основных параметров	Нормы по типам					
	Т1	Т2	Т5	Т15	Т30	Т60
Средняя квадратическая погрешность измерения угла одним приемом, секунды:						
горизонтального	1	2	5	15	30	60
вертикального	1,5	3	12	25	45	—
Увеличение зрительной трубы	30—40	25	25	25	18	15
Угол поля зрения, градусы	1	1,5	1,5	1,5	2	2
Наименьшее расстояние визирования, м	5	2	2	1,5	1,2	1
Коэффициент дальномера	—	100	100	100	100	100
Масса, кг						2
теодолита	11	5	4,5	3,5	2,5	2
комплекта в упаковке	16	9	8,5	6,5	3,5	3,5
Цена деления уровня, "/2 мм						
при алидаде горизонтального круга	10	10	30	45	45	60
при алидаде вертикального круга	10	15	15	—	—	—

По назначению различают теодолиты маркшейдерские, проекторочные, кодовые, специальные и универсальные.

По материалам изготовления кругов и по устройству отсчетных приспособлений теодолиты подразделяют на две группы: 1) с металлическими лимбами и верньерными отсчетными устройствами; 2) со стеклянными лимбами и оптическими отсчетными устройствами (оптические теодолиты).

По конструкции теодолиты делятся на повторительные и простые. У повторительных теодолитов лимб и алидада имеют независимое и совместное вращение. У простых теодолитов лимб может поворачиваться, но совместного с алидадой вращения не имеет.

Теодолит, имеющий вертикальный круг, устройство для измерения расстояний (дальномер), совместное вращение лимба с алидадой и гнездо для закрепления буссоли, называется теодолитом-тахеометром. Выпускаемые в настоящее время технические теодолиты являются тахеометрами.

Некоторые типы теодолитов имеют накладной уровень, устанавливаемый на ось вращения трубы для более точного приведения ее оси в горизонтальное положение.

ТЕОДОЛИТЫ С МЕТАЛЛИЧЕСКИМИ ЛИМБАМИ. Теодолиты с металлическими лимбами в настоящее время не выпускаются. Однако в связи с тем что они еще применяются в производстве, а также учитывая простоту конструкции, рассмотрим их отдельные типы.

Теодолит-тахеометр ТТ-5 (рис. 39) до последнего времени являлся одним из распространенных инструментов этого типа. Увеличение зрительной трубы 25,2, поле зрения $1^{\circ}25'$.

Деления на лимбах нанесены через $10'$, оцифрованы через 5° . Верньер имеет 20 делений. Средняя квадратическая погрешность измерения угла одним приемом не превышает $15''$.

На базе теодолита ТТ-5 сконструирован теодолит-тахеометр проекторочный ТТП. Он, в отличие от ТТ-5, снабжен окулярной насадкой, позволяющей визировать при большом наклоне трубы, а также накладным уровнем с ценой деления $15''$, устанавливаемым на горизонтальную ось вращения трубы. Теодолитом ТТП можно производить геометрическое нивелирование и, имея накладной уровень, более точно проектировать высокие точки на горизонтальную плоскость и строить отвесные линии. Его использование целесообразно при строительстве высоких сооружений и при проведении геодезических работ в глубоких котлованах,

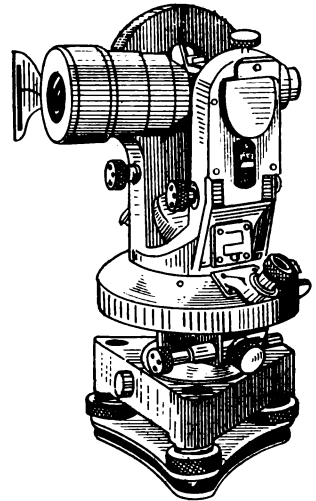


Рис. 39. Теодолит ТТ5

т. е. тогда, когда точки визирования расположены на существенно различных высотах.

ОПТИЧЕСКИЕ ТЕОДОЛИТЫ. В оптических теодолитах применяются стеклянные лимбы и оптические системы, позволяющие производить отсчеты по горизонтальному и вертикальному кругам при помощи одного микроскопа, расположенного рядом с окуляром зрительной трубы.

Оптические теодолиты удобны в эксплуатации, обеспечивают более высокую производительность работ, меньше утомляют наблюдателя в процессе измерений.

Остановимся на некоторых типах оптических теодолитов отечественной конструкции, выпускаемых в соответствии с ГОСТ 10529—79. Технические характеристики их приведены в табл. 7.

В ы с о к о т о ч н ы й т е о д о л и т Т1 предназначается для развития государственных геодезических сетей, построения специальных геодезических сетей как основы для точных разбивочных работ и изучения деформаций сооружений, а также при установке и монтаже оборудования угловыми методами.

В этом теодолите применяется астрономическая зрительная труба с внутренней фокусировкой. Для повышения точности визирования имеется оптический окулярный микрометр. Отсчетное устройство — оптический микрометр. Изображения диаметрально противоположных штрихов горизонтального и вертикального лимбов передаются независимыми оптическими системами в отсчетный микроскоп, окуляр которого расположен рядом с окуляром зрительной трубы. Вертикальная ось полая, снабжена разгрузочным устройством с целью предохранения системы при транспортировке прибора. В подставку вмонтирован механический центрир. Теодолит имеет специальную каретку для установки поверительной трубы.

Т о ч н ы е т е о д о л и т ы Т2, Т5 предназначаются для измерения горизонтальных и вертикальных углов в триангуляции и полигонометрии 3 и 4 классов, а также аналитических сетях 1 и 2 разрядов; они могут быть использованы также при строительстве сооружений, изучении их деформаций, монтаже машин и заводского оборудования. Теодолит Т2 имеет апохроматическую зрительную трубу, контактный уровень при алидаде вертикального круга, оптический центрир. Отсчетным устройством является двусторонний оптический микрометр.

Теодолит Т5 снабжен накладным уровнем с ценой деления 10", что позволяет применять его для технического нивелирования и нивелирования IV класса. В качестве отсчетного устройства применяется шкаловой микроскоп. ГОСТом предусматривается выпуск теодолита модели Т5К с компенсатором *, позволяющим автоматически сохранять установленную величину места нуля **, независимо

* Компенсатор представляет собой линзу, подвешенную на четырех тонких проволочках. При наклоне вертикальной оси прибора линза занимает отвесное положение, тем самым сохраняя отсчет места нуля, установленный на вертикальном круге.

** Понятие места нуля см. § 35.

от наклона основной оси прибора. Компенсатор заменяет собой уровень при алидаде вертикального круга, который в данном теодолите отсутствует. Наличие компенсатора ускоряет процесс измерения вертикальных углов, так как отпадает необходимость приведения пузырька уровня на середину перед каждым отсчетом. Компенсатор работает при наклоне прибора в пределах не менее чем на $2'$. Длительность затухания колебаний компенсатора после наведения трубы на предмет не превышает 2 с, что практически не вызывает задержек при выполнении измерений.

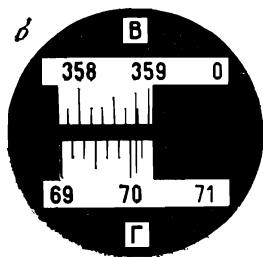
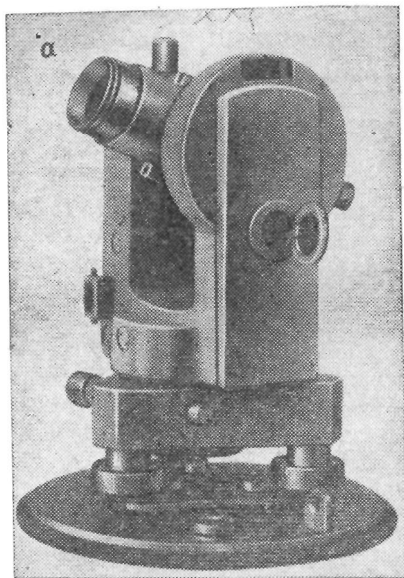


Рис. 40. Теодолит Т30:
 а — внешний вид; б — поле зрения отсчетного микроскопа

Технические теодолиты Т15 и Т30 (рис. 40, а) применяются для проложения теодолитных и тахеометрических ходов, плановых и высотных съемок, при рекогносцировочных и изыскательских работах. В теодолите Т15 в качестве отсчетного устройства применяется шкаловая, а в Т30 — штриховой микроскопы (рис. 40, б).

Теодолит Т30 имеет зрительную трубу с двумя визирами, повторительную систему вертикальных осей с полый осью алидады, позволяющей использовать зрительную трубу для центрирования инструмента над точкой. Цилиндрический уровень на алидаде горизонтального круга установлен параллельно коллимационной плоскости зрительной трубы. Подставка прикреплена к днищу футляра, что позволяет закрывать теодолит футляром, не снимая его со штатива.

В строительном производстве находят применение теодолиты, изготавливаемые Народным предприятием «Карл Цейсс, Иена» (ГДР).

О п т и ч е с к и й т е о д о л и т Theo-010 используется для построения специальных опорных сетей повышенной точности, выполнения высокоточных разбивочных работ на строительной площадке, прецизионного монтажа оборудования и наблюдений за деформациями сооружений. Теодолит имеет зеркально-линзовую трубу с увеличением 31 и наименьшим расстоянием визирования 1,5 м. Отсчетное устройство теодолита выполнено в виде оптического микрометра с ценой деления 1". Инструмент снабжен встроенным в алидаду оптическим центриром, имеющим увеличение 2,5 и нижний предел визирования 0,5 м. На алидаде горизонтального круга укреплен круглый уровень, между колонками установлен цилиндрический уровень. Уровень при вертикальном круге находится внутри одной из колонок, а его изображение передается наблюдателю призмой, которая может поворачиваться на 180°. Цена делений цилиндрических уровней горизонтального и вертикального кругов равна 20"/2 мм, круглого 8"/2 мм. Закрепительные винты изготовлены в виде рычагов, что дает определенное удобство при измерении углов. Прибор имеет небольшую массу (5,3 кг), невелик по габаритам, отличается удобным расположением винтов. Все это делает его удобным для выполнения геодезических работ на строительных объектах.

О п т и ч е с к и й т е о д о л и т Theo-020 предназначается для проложения теодолитных ходов, создания планового обоснования съемок, переноса в натуру объектов планировки и застройки, выполнения разбивочных и трассировочных работ. Труба теодолита имеет увеличение 25 и наименьшее расстояние визирования 2,1 м. Отсчетное устройство теодолита выполнено в виде шкалового микроскопа с ценой деления 1'. Уровень при алидаде горизонтального круга имеет цену деления 20"/2 мм. Вертикальный круг теодолита снабжен оптическим компенсатором, который при небольших наклонах вертикальной оси инструмента автоматически сохраняет отсчет места нуля вертикального круга. Масса теодолита составляет 4,3 кг, а штатива к нему 5,6 кг.

К теодолиту прилагаются буссоль, насадка для визирования под большими углами наклона трубы и нитяный отвес. По просьбе заказчиков поставляются специальные приспособления для освещения прибора при измерениях в шахте и приспособления, необходимые для астрономических наблюдений.

В последнее время в строительной практике начинают применяться лазерные теодолиты. Они предназначаются для задания направлений и створов, установки конструкций в проектное положение, трассировки дорог и коммуникаций.

§ 30. ИНСТРУМЕНТАЛЬНЫЕ ПОГРЕШНОСТИ

Под инструментальными погрешностями подразумевают отклонения, существующие в реальном приборе или его частях, от идеальной (теоретической) их схемы.

Инструментальные погрешности по своему происхождению могут быть разделены на две группы: 1) погрешности, вызванные неточ-

ностью изготовления и сборки приборов и их частей; 2) погрешности как результат неточного взаимного расположения отдельных частей и осей прибора, вызывающие несоблюдение геометрической схемы теодолита.

К первой группе относятся: погрешности нанесения штрихов на лимбе, отклонение формы внутренней поверхности ампулы уровня от сферической, недостаточное качество изготовления оптики зрительной трубы, несовпадение центров лимба и алидады (эксцентриситет алидады), отклонение действительной точности отсчетных приспособлений от точности, заданной конструктивно, плохая работа зажимных и наводящих винтов и т. п. Инструментальные погрешности этого рода, как правило, не могут быть устранены в теодолите в процессе его эксплуатации. Они должны быть определены, и в зависимости от степени их влияния должен решаться вопрос о пригодности прибора в целом. Исправление их производится, как правило, на заводах или в специальных мастерских. Определение величины инструментальных погрешностей указанного характера и постоянных прибора называется *исследованием прибора*. Влияние некоторых источников таких погрешностей может быть в значительной степени ослаблено или исключено применением соответствующих методов работы с приборами (например, влияние эксцентриситета алидады исключается средним из отсчетов по двум диаметрально расположенным отсчетным приспособлениям).

В приборах малой точности при современном уровне их изготовления влияние этих погрешностей обычно пренебрегаемо мало.

Вторая группа инструментальных погрешностей выявляется в результате специально производимых *поверок* теодолита и устраняется путем его последующей *юстировки*, или *регулировки*. Остаточное влияние этих погрешностей исключается надлежаще установленным методом работы с прибором. Производство измерений без предварительного выполнения поверок и, если это необходимо, юстировки недопустимо.

В отдельных случаях, преимущественно в точных измерениях, определяются величины, характеризующие погрешности прибора, по которым вводятся поправки в результат измерений.

§ 31. ПОВЕРКИ И ЮСТИРОВКА ТЕОДОЛИТА

Основные геометрические условия, которые должны быть соблюдены в теодолите, вытекают из принципиальной схемы измерения горизонтального угла и заключаются в следующем: 1) вертикальная ось инструмента должна быть отвесна; 2) плоскость лимба должна быть горизонтальна; 3) визирная плоскость должна быть вертикальна.

Для соблюдения этих условий выполняются следующие проверки теодолита.

1. *Ось цилиндрического уровня при алидаде горизонтального круга должна быть перпендикулярна к вертикальной оси прибора.*

Положим, что ось цилиндрического уровня uu' неперпендикулярна к вертикальной оси инструмента zz_1 (рис. 41, а).

Повернем алидаду на 180° вокруг оси zz_1 ; тогда ось уровня займет положение $u_1u'_1$, т. е. отклонится от правильного положения $u_2u'_2$ на тот же угол, но в противоположную сторону. Изменение наклона оси уровня, которое может быть выражено разностью отсчетов по уровню при двух его положениях, даст удвоенное значение угла между правильным положением уровня $u_2u'_2$ и неправильным uu'

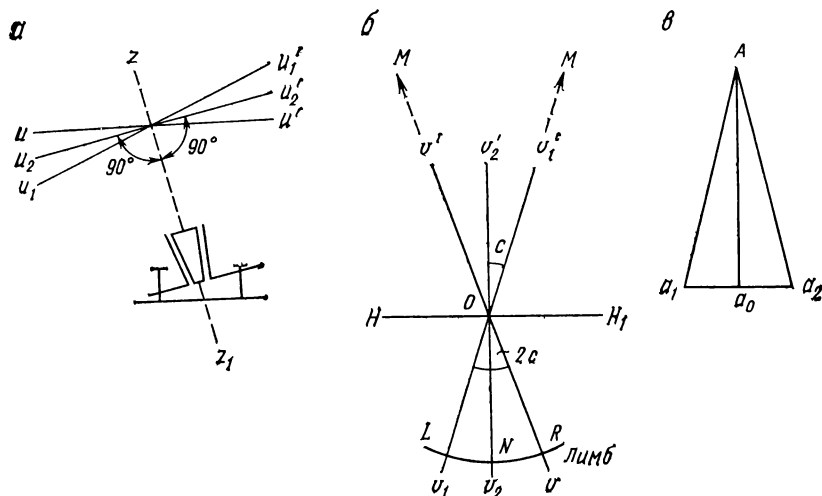


Рис. 41. Проверки теодолита:

а — проверка уровня; б — проверка визирной оси трубы; в — проверка горизонтальной оси

(или $u_1u'_1$). Следовательно, для устранения рассматриваемой неперпендикулярности ось уровня относительно оси zz_1 следует изменить (наклонить) на половину угла, соответствующего упомянутой разности отсчетов по уровню.

Практически поступают так: ставят уровень параллельно двум подъемным винтам и посредством их пузырек приводят на середину ампулы.

Вращают алидаду (при закрепленном лимбе), а вместе с ней и поверяемый уровень на 180° ; пузырек уровня должен оставаться в центре ампулы. Если он отойдет от середины, то положение оси уровня следует исправить. Для этого исправительными винтами уровня перемещают пузырек на половину дуги отклонения его от середины ампулы. На вторую половину дуги отклонения пузырек уровня перемещают при помощи подъемных винтов, по направлению которых он стоит. Эти действия повторяют до тех пор, пока не будет выполнено поверяемое условие.

В отвесное положение вертикальную ось теодолита приводят следующим образом. Устанавливают уровень по направлению двух подъемных винтов, и пузырек приводят на середину трубки. Алидаду

поворачивают на 90° , и пузырек снова приводят на середину третьим подъемным винтом. Такие действия повторяют до тех пор, пока пузырек будет уходить от середины не более чем на одно деление.

2. Визирная ось трубы должна быть перпендикулярна к горизонтальной оси теодолита.

Угол отклонения визирной оси трубы от перпендикуляра к горизонтальной оси прибора называется *коллимационной погрешностью* c трубы (рис. 41, б).

Для проверки данного условия выбирают удаленную, находящуюся на горизонте ясно видимую точку M , визируют на нее, например при положении КП, и делают отсчет по лимбу R . Затем переводят трубу через зенит, визируют на точку M при положении КЛ и снова берут отсчет по лимбу L . При отсутствии коллимационной погрешности

$$L - R \pm 180^\circ = 0. \quad (5.10)$$

Если коллимационная погрешность имеет место, то при первом наведении трубы (КП) визирная ось займет положение vv' , а правильный N отсчет по лимбу будет

$$N = R + c. \quad (5.11)$$

При втором наведении (КЛ) визирная ось займет положение $v_1v'_1$, а правильный отсчет по лимбу составит

$$N = L - c \pm 180^\circ. \quad (5.12)$$

Сравнивая (5.11) с (5.12), видим, что коллимационная погрешность влияет на отсчеты по лимбу с разными знаками, следовательно,

$$N = (R + L \pm 180^\circ)/2, \quad (5.13)$$

т. е. среднее из отсчетов свободно от влияния коллимационной погрешности.

Для определения коллимационной погрешности вычтем (5.11) из (5.12)

$$L - R \pm 180^\circ - 2c = 0$$

или

$$L - R \pm 180^\circ = 2c,$$

отсюда

$$c = (L - R \pm 180^\circ)/2. \quad (5.14)$$

Для исключения влияния коллимационной погрешности устанавливают на лимбе средний отсчет N . Центр сетки нитей при этом сойдут с точки M . Действуя исправительными винтами сетки, передвигают ее до совмещения центра сетки нитей с изображением точки M . Эта поверка повторяется несколько раз, до тех пор пока коллимационная погрешность не будет превышать двойной точности отсчетного устройства теодолита.

При визировании на цель, расположенную под углом v к горизонту, влияние коллимационной погрешности на направление будет $c \sec v$. Сделанные выше выводы о

влиянии этой погрешности на направление остаются в силе. Однако значение угла, полученное при одном положении круга, выразится так:

$$N_C - N_A = L_C - L_A - (c \sec \nu_C - c \sec \nu_A) = R_C - R_A + (c \sec \nu_C - c \sec \nu_A),$$

т. е. будет ошибочно на величину $c (\sec \nu_C - \sec \nu_A)$, где ν_C и ν_A — углы наклона на предметы A и C .

3. Горизонтальная ось должна быть перпендикулярна к вертикальной оси инструмента.

Установив теодолит в 30—40 м от стены какого-либо здания и приведя лимб в горизонтальное положение, центр сетки нитей наводят на некоторую высоко расположенную точку A стены (рис. 41, в). При закрепленной алидаде наклоняют трубу до примерно горизонтального положения ее визирной оси и отмечают карандашом на стене точку a_1 , в которую проектируется центр сетки нитей. Переводят трубу через зенит, открепляют алидаду и при втором положении трубы снова наводят центр сетки нитей на точку A и далее аналогично намечают точку a_2 . При совпадении точек a_1 и a_2 условие выполнено. В противном случае ось вращения трубы неперпендикулярна к основной оси прибора. Эта погрешность вызывается неравенством колонок, на которых располагается труба. Среднее из отсчетов по лимбу, взятых после наведения на точку A при двух положениях трубы (КП и КЛ), свободно от влияния данной погрешности. В современных конструкциях приборов подставки трубы не имеют исправительных винтов, поэтому погрешность может быть устранена только в заводских условиях или в мастерской. При наличии исправительных винтов при подставках погрешность устраняется с помощью этих винтов.

Влияние наклона i горизонтальной оси на направление при отвесно расположенной вертикальной оси инструмента при визировании на цель, расположенную под углом ν к горизонту, будет $i \operatorname{tg} \nu$. В среднем из отсчетов при двух положениях круга эта погрешность исключится. Однако при измерении угла только при одном круге его значение будет ошибочно на величину $i (\operatorname{tg} \nu_C - \operatorname{tg} \nu_A)$, что может быть заметным при большой разности углов наклона ν_C и ν_A на наблюдаемые предметы.

4. Одна из нитей сетки должна быть горизонтальна, другая вертикальна.

После выполнения описанных выше поверок и юстировки наводят центр сетки нитей на какую-нибудь точку и медленно поворачивают алидаду вокруг вертикальной оси, наблюдая за положением точки. Если при перемещении алидады изображение точки не будет сходиться с горизонтальной нити, то условие выполнено. В противном случае производится исправление положения сетки нитей путем ее поворота. После выполнения этой поверки необходимо повторить поверку перпендикулярности визирной оси к горизонтальной оси теодолита.

§ 32. СИСТЕМАТИЧЕСКИЕ ПОГРЕШНОСТИ ИЗМЕРЕНИЯ ГОРИЗОНТАЛЬНЫХ УГЛОВ

Влияние наклона вертикальной оси теодолита. Примем, что взаимное расположение осей теодолита и уровня правильно, но в результате неправильной установки при-

бора его вертикальная ось отклоняется от отвесной линии на некоторый угол; как следствие этого, оказываются в наклонном положении все части прибора, в том числе и горизонтальная ось. Если наклон ее обозначить через i , то ошибка y в измеряемом направлении выразится формулой $y = i \operatorname{tg} \nu$. При обоих положениях вертикального круга направление наклона оси не изменится, его влияние будет с одним знаком и в среднем из отсчетов при КП и КЛ не исключится. Для разных направлений с данного пункта погрешность за наклон оси вращения теодолита будет различной: для линии визирования в направлении наклона оси будет равна нулю, а в направлении перпендикулярном будет иметь максимальное значение; для других направлений погрешности будут иметь промежуточные значения.

В общем случае

$$\left. \begin{aligned} N_A &= R_A + q_A \operatorname{tg} \nu_A = L_A + q_A \operatorname{tg} \nu_A \pm 180^\circ \\ N_C &= R_C + q_C \operatorname{tg} \nu_C = L_C + q_C \operatorname{tg} \nu_C \pm 180^\circ \end{aligned} \right\} \quad (5.15)$$

и

$$\left. \begin{aligned} N_A - N_C &= R_A - R_C + q_A \operatorname{tg} \nu_A - q_C \operatorname{tg} \nu_C = \\ &= L_A - L_C + q_A \operatorname{tg} \nu_A - q_C \operatorname{tg} \nu_C \\ N_A - N_C &= \frac{R_A + L_A}{2} - \frac{R_C + L_C}{2} + q_A \operatorname{tg} \nu_A - q_C \operatorname{tg} \nu_C \end{aligned} \right\} \quad (5.16)$$

т. е. при измерении угла при двух положениях круга влияние наклона вертикальной оси не исключается; оно зависит как от величины наклона оси q , так и от угла наклона ν линии визирования. Наибольшее значение погрешности будет при $q_A = -q_C = q_{\max}$, что может быть в полигонометрическом ходе при $N_A - N_C \approx 180^\circ$ при наклонах теодолита в перпендикулярном к ходу направлении.

Влияние неправильных сопряжений осей прибора и его установки малó при развитии геодезических сетей вследствие малости углов наклона ν между наблюдаемыми пунктами. В инженерно-геодезических работах углы наклона ν и их колебания могут быть значительными. Поэтому при угловых измерениях для решения инженерно-геодезических задач к тщательности проверок и юстировки теодолитов предъявляются высокие требования. В особенности это относится к обеспечению правильной установки горизонтальной оси. При значительной величине углов наклона на визирные цели следует пользоваться теодолитами, снабженными накладными уровнями для приведения оси вращения трубы в горизонтальное положение, например теодолитами типа ТТП.

Влияние центрирования теодолита и визирных целей. Перед измерением горизонтальных углов теодолит должен быть центрирован, т. е. его вертикальная ось совмещена с отвесной линией, проходящей через знак, фиксирующий в натуре вершину измеряемого угла (центр, кол, вежа и т. п.).

Установим требования к точности центрирования теодолита. Предварительно получим выражение, определяющее ошибку измеряемого с пункта S на пункт M направления от несовмещения оси теодолита J с вершиной S измеряемого угла (рис. 42, а). Линейную

величину несовпадения центра инструмента J с центром знака C обозначим через e , а угол J между C и наблюдаемым пунктом M (по ходу часовой стрелки) — через θ_M .

В результате измерений надлежит получить направление CM , фактически измеряется JM ; следовательно, из-за неточности центрирования направление CM будет ошибочно на величину x .

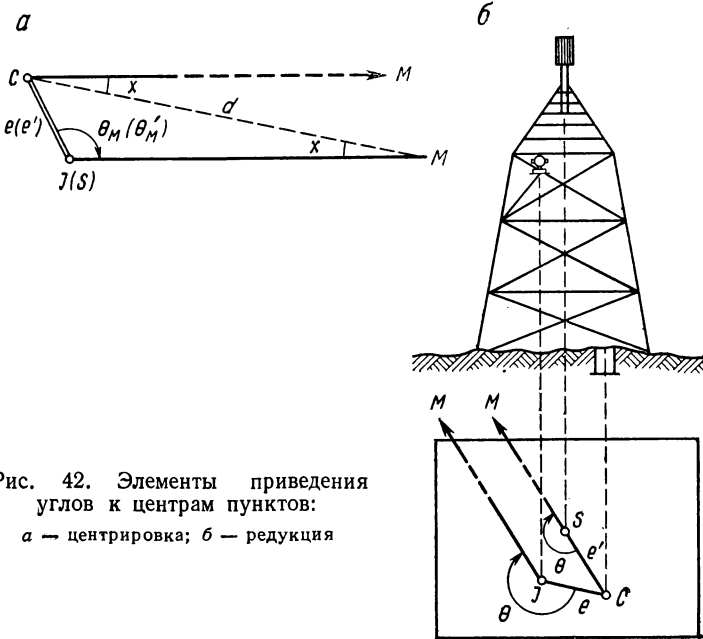


Рис. 42. Элементы приведения углов к центрам пунктов:
 а — центрировка; б — редукция

Из треугольника CJM получим

$$x'' = (e\rho''/d) \sin \theta_M. \quad (5.17)$$

При $\theta_M = 90^\circ$ максимальное значение

$$x'' = (e/d) \rho''. \quad (5.18)$$

Будем рассматривать e как погрешность центрирования $m_{ц}$; тогда x выразит влияние этой погрешности на измеряемое направление. Наибольшее значение влияния этой погрешности на угол m_{γ} будет

$$m_{\gamma} = 2m_{ц}.$$

На основании (5.18)

$$e = (x''/\rho'') d. \quad (5.19)$$

Если потребовать, чтобы максимальное влияние погрешности центрирования было менее половины средней квадратической погрешности измерения угла, то допустимое значение $m_{ц}$ выразится

$$m_{ц} = (1/2) \cdot (1/2) \cdot (m_{\gamma}''/\rho'') d.$$

При $m_{\gamma} = 30''$ и $d = 500$ м $m_{ц} = 2$ см; $d = 100$ м $m_{ц} = 0,5$ см.

Для уменьшения влияния этой погрешности в полигонометрических ходах ограничивают минимальные длины сторон.

Совершенно аналогичное влияние оказывает несопадение визирной цели с отвесной линией, проходящей через центр наблюдаемого пункта. В этом случае на рис. 42, б точку J обозначим через S , понимая под ней точку визирования, а e и θ_M — через e' и θ'_M . Тогда

$$x'' = (e' \rho''/d) \sin \theta'_M. \quad (5.20)$$

В этом случае x следует рассматривать как погрешность направления с пункта M .

При угловых измерениях на пунктах государственной геодезической сети, как правило, не добиваются тщательного центрирования прибора и визирной цели над центром пункта, а производят определение величин e , θ и e' , θ' и вводят в результаты измерения поправки.

Поправка за внецентренное положение прибора называется поправкой за центровку и обозначается через c ; она вычисляется по формуле (5.17).

Поправка за внецентренное положение визирной цели называется поправкой за редукцию и обозначается через r ; она вычисляется по формуле (5.20).

Введение указанных поправок называется приведением наблюдений к центрам знаков. Величины e , θ и e' , θ' называются элементами центрировки и редукции.

При высокоточных угловых измерениях в строительстве допускаемые погрешности центрирования иногда характеризуются сотыми долями миллиметра; в этом случае обеспечивают непосредственное центрирование с использованием дополнительных приспособлений.

§ 33. ИЗМЕРЕНИЕ ГОРИЗОНТАЛЬНЫХ УГЛОВ

После выполнения поверок и юстировок теодолита приступают к измерению горизонтальных углов. Работы по измерению углов выполняют в следующем порядке: 1) установка теодолита в рабочее положение (центрирование, приведение вертикальной оси в отвесное положение, установка трубы для визирования); 2) измерение горизонтальных углов (направлений); 3) обработка журнала наблюдений и контроль измерений на станции.

Для измерения горизонтальных углов наиболее часто применяют способы приемов и круговых приемов. При высокоточных угловых измерениях используют способ комбинаций.

С п о с о б п р и е м о в. Для измерения угла BOA (рис. 43, а) теодолит устанавливают над вершиной угла O и, закрепив лимб, вращением алидады наводят трубу на первую точку A . Закрепив алидаду, производят отсчет a_1 по горизонтальному кругу. Далее укрепляют алидаду, визируют на вторую точку B и делают отсчет a_2 . Величина измеряемого угла равна $\beta = a_2 - a_1$.

Такое измерение называют **п о л у п р и е м о м**. Для контроля и ослабления влияний систематических погрешностей угол измеряют при втором положении вертикального круга. Для теодолитов с метал-

лическими кругами и двумя отсчетными устройствами лимб между полуприемами смещают на 90° , а для оптических теодолитов с односторонним отсчитыванием — на $1-2^\circ$. Два таких измерения составляют прием.

Из полученных результатов измерений в полуприемах вычисляют среднее значение измеряемого угла. В зависимости от требований к точности угол измеряют различным числом приемов с перестановкой лимба между приемами на величину $180^\circ/n$, где n — число приемов.

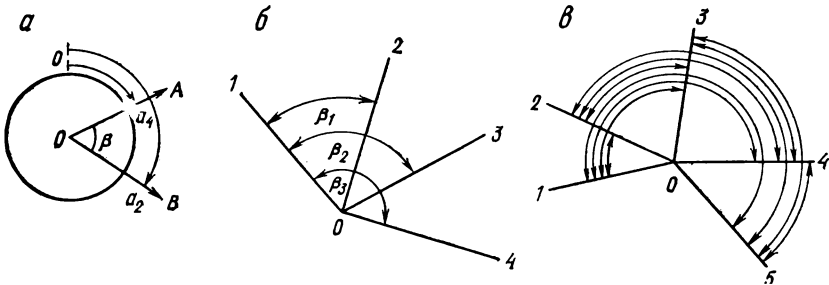


Рис. 43. Способы измерения горизонтальных углов:
 а — приемов; б — круговых приемов; в — комбинаций

Способ приемов применяется при проложении теодолитных и полигонометрических ходов, выносе проектов планировки и застройки в натуру, построении плановых сетей на строительных объектах и т. п.

Способ круговых приемов. Установив теодолит над точкой O (рис. 43, б) и закрепив лимб, визируют последовательно на все направления по ходу часовой стрелки и берут отсчеты a_1, a_2, a_3 и a_4 . Последнее наведение делают на начальное направление, чтобы убедиться в неподвижности лимба. Далее со средним значением отсчета на начальное направление a_1 вычисляют величины основных углов

$$\beta_1 = a_2 - a_1; \beta_2 = a_3 - a_1; \beta_3 = a_4 - a_1; \dots$$

Во втором полуприеме переводят трубу через зенит и последовательно визируют на все направления, но в обратном порядке — против хода часовой стрелки. Два таких полуприема составляют прием. В зависимости от требуемой точности углы измеряют различным числом приемов. Все промежуточные углы вычисляются как функции основных углов. Так, угол между направлениями 2 и 3 равен $\beta_{2-3} = \beta_2 - \beta_1$.

Способ круговых приемов применяется в сетях триангуляции и полигонометрии 2 класса, а также при развитии специальных сетей со значительным числом направлений.

Понятие о способе комбинаций. Он заключается в равноточном и независимом измерении всех углов, которые можно образовать между направлениями на данной станции (рис. 43, в). Если на станции n направлений, то число углов равно $n(n-1)/2$;

например, для пяти направлений число углов равно 10. Число приемов и система перестановки лимба рассчитываются таким образом, чтобы отсчеты располагались симметрично по окружности лимба и измеренные углы были независимы.

§ 34. ТОЧНОСТЬ ИЗМЕРЕНИЯ ГОРИЗОНТАЛЬНЫХ УГЛОВ

Погрешность визирования зависит от увеличения зрительной трубы v , а средняя квадратическая погрешность m_v вычисляется по формуле (5.4). Для теодолита Т30 при увеличении $v = 18$ получим $m_v = 60''/18 \approx 3''$.

Погрешность отсчитывания по штриховому микроскопу зависит от цены деления шкалы t и определяется из выражения $m_o = 0,03 \cdot t$. Для теодолита Т30, имеющего цену деления шкалы $t = 10'$, $m_o = 18''$.

Погрешность за центрирование зависит от погрешности m_e установки теодолита над вершиной угла и длины d стороны. Для определения средней квадратической погрешности m_x за центрировку из одного направления воспользуемся формулой (5.18). В этом случае

$$m_x = (\rho/d) m_e.$$

Если при измерении угла длины сторон в наиболее неблагоприятном случае равны $d = 75$ м, а теодолит центрируется над точкой нитяным отвесом со средней квадратической погрешностью $m_e = 5$ мм, то

$$m_x = \left(\frac{206265}{75 \cdot 10^3} \right) \cdot 5 \approx 14''.$$

Погрешность за редуцирование m_p аналогична погрешности за центрирование. Поэтому для тех же условий

$$m_p \approx m_x \approx 14''.$$

Вычислим среднюю квадратическую погрешность m_a определения одного направления при измерении угла. Так как эта погрешность является суммой перечисленных выше погрешностей, то

$$m_a = \sqrt{m_v^2 + m_o^2 + m_x^2 + m_p^2}.$$

Для нашего случая

$$m_a = \sqrt{3^2 + 18^2 + 14^2 + 14^2} = 27'' \approx 0,5'.$$

Величина m_a обычно указывается в шифре теодолита.

Так как угол вычисляется как разность двух направлений $\beta = a_2 - a_1$, то средняя квадратическая погрешность m_{β_L} измерения угла одним полуприемом (например, при КЛ) равна

$$m_{\beta_L}^2 = m_{a_2}^2 + m_{a_1}^2.$$

Для осредненных условий определение разных направлений на одной станции осуществляется практически с одинаковой точностью.

Приравнивая средние квадратические погрешности $m_{a_2} = m_{a_1} = m_a$, получим

$$m_{\beta_L} = m_a \sqrt{2}.$$

За окончательный результат измерения угла принимают среднее значение $\beta = (\beta_L + \beta_R)/2$. Поэтому средняя квадратическая погрешность m_β измерения угла одним полным приемом равна

$$m_\beta^2 = \frac{1}{4} m_{\beta_L}^2 + \frac{1}{4} m_{\beta_R}^2.$$

Как и ранее, приравняем средние квадратические погрешности измерений углов в полуприемах $m_{\beta_L} = m_{\beta_R} = m_a \sqrt{2}$. Тогда

$$m_\beta = m_{\beta_L} / \sqrt{2} = m_a \sqrt{2} / \sqrt{2} = m_a.$$

В качестве предельной погрешности Δ_β измерения угла одним приемом принято принимать утроенную среднюю квадратическую погрешность

$$\Delta_\beta = 3 \cdot m_\beta = 3m_a. \quad (5.21)$$

Для теодолита Т30 имеем $m_a \approx 0,5'$. Тогда

$$\Delta_\beta = 3 \cdot 0,5 = 1,5'.$$

Контроль правильности измерения горизонтальных углов осуществляют по величине разности значений углов в полуприемах

$$\delta = \beta_L - \beta_R.$$

В этом случае

$$m_\delta = \sqrt{m_{\beta_L}^2 + m_{\beta_R}^2} = m_\beta \sqrt{2} = 2m_a.$$

Отметим, что погрешности за центрировку входят в результаты измерения углов в полуприемах равными величинами. Поэтому разность значений углов свободна от влияния погрешностей за центрировку. Действительно, если значения углов, свободных от влияния погрешностей за центрировку, обозначить через β_{L_0} и β_{R_0} , то

$$\delta = (\beta_{L_0} + x) - (\beta_{R_0} + x) = \beta_{L_0} - \beta_{R_0}.$$

Аналогичное явление происходит и с погрешностями за редуцирование. Поэтому в разность δ войдут только погрешности визирования и отсчета по лимбу. Следовательно, средняя квадратическая погрешность m_{a_0} определения одного направления на станции равна

$$m_{a_0} = \sqrt{m_v^2 + m_o^2} = \sqrt{3^2 + 18^2} = 18''.$$

Тогда

$$m_\delta = 2m_{a_0} = 36''.$$

Вычислим предельное расхождение Δ_δ , которое можно допускать в полуприемах при измерении горизонтальных углов

$$\Delta_\delta = 3m_\delta = 6m_{a_0}. \quad (5.22)$$

Для теодолита Т30 имеем

$$\Delta_{\delta} = 6m_{\alpha_0} = 6 \cdot 18 = 108'' \approx 2'.$$

Таким образом, при измерении горизонтальных углов теодолитом Т30 расхождение в значениях углов в полуприемах не должно превышать 2'.

§ 35. ИЗМЕРЕНИЕ ВЕРТИКАЛЬНЫХ УГЛОВ

Измерение вертикальных углов производится при помощи вертикального круга теодолита. Лимб вертикального круга 1 (рис. 44) жестко скреплен с осью трубы и вращается вместе с ней. Алидада 2 расположена на оси вращения трубы, но не скреплена с ней и при вращении трубы остается неподвижной. Алидада имеет два верньера 3 и 4 и снабжена цилиндрическим уровнем 5 для приведения линии нулей верньера в определенное положение относительно горизонта. Приведение пузырька уровня в нуль-пункт осуществляют установочным винтом 6 алидады вертикального круга. В теодолите Т30 уровень при алидаде вертикального круга отсутствует. В технических теодолитах вертикальный круг разделен полностью с оцифровкой от 0° до 360°.

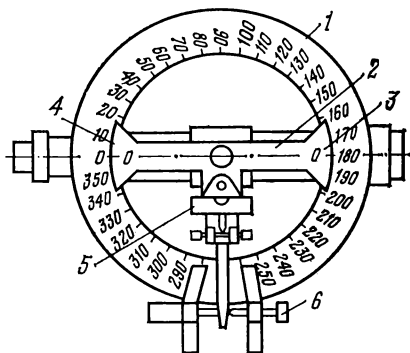


Рис. 44. Устройство вертикального круга

Диаметр 0—180° располагается параллельно визирной оси трубы, вместе с которой он вращается. Для удобства вычисления вертикальных углов ставят условие: когда визирная ось зрительной трубы и ось уровня при алидаде горизонтальны, нулевые деления алидады должны совпадать с нулевыми делениями вертикального круга. В действительности это условие нарушается, и визирная ось трубы может занимать горизонтальное положение, пузырек находится на середине трубки, а отсчет по вертикальному кругу не равен нулю.

Отсчет по вертикальному кругу, когда визирная ось трубы горизонтальна, а пузырек уровня при алидаде находится в нуль-пункте, называется местом нуля вертикального круга и обозначается МО.

Рассмотрим, как измеряются углы наклона (рис. 45).

Зрительную трубу при КП наводят на некоторую точку М и после приведения пузырька уровня на середину трубки берут отсчет R по вертикальному кругу. Этот отсчет, как видно из рис. 45, а, будет больше угла наклона ν на величину МО.

Следовательно,

$$\nu = R - \text{МО}. \quad (5.23)$$

Аналогичные действия выполняют при КЛ. Отсчет L , как видно из рис. 45, б, также будет увеличен на величину MO . Угол v в этом случае будет равняться

$$v = 360^\circ - L + MO,$$

или

$$v = MO - L. \quad (5.24)$$

Решив уравнения (5.23) и (5.24) относительно MO и v , найдем

$$MO = (R + L)/2, \quad (5.25)$$

$$v = (R - L)/2. \quad (5.26)$$

При вычислениях углов наклона и MO по формулам (5.23), (5.24), (5.25) и (5.26) следует к малым отсчетам (от 0 до 60°) прибавлять 360° .

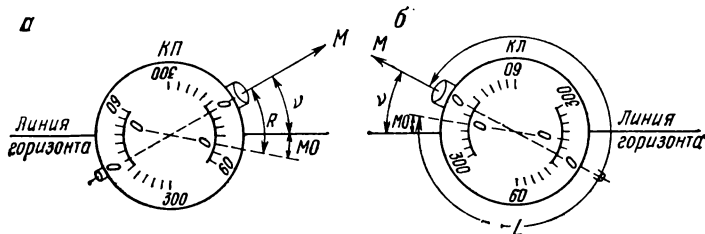


Рис. 45. Измерение вертикальных углов:

а — при круге право; б — при круге лево

В теодолите Т30 деления вертикального круга подписаны против хода часовой стрелки и отсчитывание производится по одной стороне круга, поэтому для вычисления значений v и MO следует применять формулы

$$v = (L - R - 180^\circ)/2, \quad (5.27)$$

$$MO = (R + L + 180^\circ)/2, \quad (5.28)$$

$$v = MO - R - 180^\circ, \quad (5.29)$$

$$v = L - MO. \quad (5.30)$$

При вычислениях по этим формулам к значениям R , L и MO , меньшим 90° , следует прибавлять 360° .

ПРИВЕДЕНИЕ MO ВЕРТИКАЛЬНОГО КРУГА К 0° . Для удобства вычисления вертикальных углов место нуля должно быть близко к нулю.

Для выполнения этого условия несколько раз определяют значение места нуля путем наведения горизонтальной нити сетки зрительной трубы на ряд точек при двух положениях вертикального круга. Если вычисленное по формуле (5.25) значение места нуля превышает двойную точность отсчетного устройства, то его нужно уменьшить следующим образом. С помощью установочного винта при алидаде вертикального круга устанавливают пузырек уровня на середину. Действуя установочным винтом трубы, ставят на вертикальном круге отсчет, равный среднему вычисленному значению места нуля.

Визирная ось трубы в этом случае будет занимать горизонтальное положение. Теперь необходимо так повернуть алидаду, чтобы при горизонтальном положении оси уровня и визирной оси трубы отсчет был равен 0° . Для этого установочным винтом алидады совмещают нули отсчетного приспособления и вертикального круга (пузырек уровня, естественно, сместится с середины). Действуя исправительными винтами уровня, пузырек приводят на середину. Для контроля поверка повторяется.

У теодолита Т30 исправление МО выполняют перемещением по вертикали оправы сетки нитей. Для этого визируют на одну и ту же точку при двух положениях круга и производят отсчеты по вертикальному кругу. Затем по формуле (5.27) вычисляют значение угла наклона и устанавливают его на вертикальном круге. Подъемными винтами подставки пузырек уровня при алидаде горизонтального круга приводят на середину ампулы, после чего отпускают один из боковых винтов сетки нитей и, действуя вертикальными исправительными винтами оправы сетки нитей, совмещают горизонтальную нить сетки с изображением наблюдаемой точки. После закрепления оправы сетки нитей поверку повторяют.

ПОРЯДОК ИЗМЕРЕНИЯ ВЕРТИКАЛЬНЫХ УГЛОВ. Установив прибор в рабочее положение, зрительную трубу при КЛ наводят на наблюдаемую точку. Приводят пузырек уровня в нуль-пункт, берут отсчеты и вычисляют из них среднее арифметическое. Затем трубу переводят через зенит, и все действия повторяют при КП. Значение угла получают по формуле (5.26).

Правильность измерения вертикальных углов контролируется постоянством МО, колебания которого в процессе измерений не должны превышать двойной точности отсчетного устройства.

При измерении углов наклона теодолитом Т30 перед отсчитыванием по вертикальному кругу необходимо с помощью подъемных винтов привести на середину ампулы пузырек уровня при алидаде горизонтального круга.

Поскольку ось этого уровня расположена параллельно коллимационной плоскости трубы, то при измерении угла наклона прибор целесообразно устанавливать так, чтобы один из подъемных винтов располагался в направлении линии визирования.

При измерении вертикальных углов теодолитом Т5К с компенсатором, заменяющим уровень при алидаде вертикального круга, отсчет берут спустя 2 с после наведения трубы на предмет. Каких-то дополнительных действий при этом не производится.

Точность измерения вертикальных углов в основном зависит от погрешности отсчета. Из других погрешностей на точность измерения угла наклона заметное влияние оказывает вертикальная рефракция — неодинаковое преломление луча света в неоднородных слоях атмосферы. Это влияние при значительных расстояниях может достигать в летнее время десяти секунд.

При длине визирного луча до 300 м влияние рефракции можно не учитывать.

§ 36. ОБЩИЕ СВЕДЕНИЯ О ВЫСОКОТОЧНЫХ УГЛОВЫХ ИЗМЕРЕНИЯХ

Методика измерений углов с высокой точностью и конструкции используемых для этой цели приборов те же, что и при угловых измерениях малой точности, рассмотренных в предыдущих параграфах.

Особенности производства высокоточных угловых измерений следующие:

а) применение более точных приборов, снабженных дополнительными устройствами для учета и ослабления погрешностей измерений;

б) производство работ в наиболее благоприятных для измерений внешних условиях (четкая видимость, отсутствие ветра) и времени суток, в течение которого происходит наименьшее искривление визирного луча вследствие рефракции;

в) соблюдение наибольшей симметрии действий в процессе измерений во времени, в расположении отдельных частей прибора относительно внешней среды как на пункте в целом, так и в каждом приеме;

г) точный учет элементов центрировки и редукции; использование в качестве объектов визирования световых целей — зеркал в солнечных дни и фонарей в ночное время;

д) при измерении с сигналов и с других оснований, которые могут иметь кручение под влиянием внешних условий (солнечных лучей, ветра и т. п.), применение поверительной трубы, позволяющей учитывать кручение основания, на котором установлен теодолит;

е) использование методов работы, позволяющих получить в результате измерений ряд одновесных направлений с тем, чтобы каждый угол на пункте как разность направлений определялся с одинаковым весом. Это достигается применением рассмотренных выше способов круговых приемов и измерения углов во всех комбинациях;

ж) увеличение числа измерений (приемов).

Выше были перечислены основные особенности методики высокоточных измерений; более подробное изложение и обоснование правил измерений дается в учебниках по высшей геодезии и соответствующих инструкциях.

Дополнительно отметим следующее: случайная часть погрешностей измерений углов может быть уменьшена до допустимой величины путем увеличения числа измерений (при применении инструментов соответствующей точности).

Влияние систематических погрешностей не всегда уменьшается при увеличении числа измерений; для исключения или ослабления этого влияния надо знать возможные их источники и применять соответствующие методы и приемы. В качестве примеров можно привести следующие: при измерении углов между целями, расположенными на существенно разных высотах, необходимо определять наклон горизонтальной оси вращения трубы для введения поправок; при коротких сторонах обращать особое внимание на определение элементов центрировок и редукций; не допускать прохождения визирных лучей через среды с различными температурами для исключе-

ния возможности рефракционного искривления лучей визирования и т. п.

В частности, на эти источники погрешностей следует обращать особое внимание в практике инженерно-геодезических работ; здесь в соответствующих случаях возникает необходимость точных угловых измерений, а обстановка измерений способствует тем условиям, при которых систематические ошибки действуют особо неблагоприятно.

Глава 6 ЛИНЕЙНЫЕ ИЗМЕРЕНИЯ

§ 37. ОБЩИЕ СВЕДЕНИЯ О ЛИНЕЙНЫХ ИЗМЕРЕНИЯХ

Линейные измерения широко распространены в строительстве и выполняются на всех его этапах. Они производятся при создании опорной геодезической сети для территории стройплощадки, для определения положения осей сооружения при разбивочных работах, в процессе контроля монтажа строительных конструкций.

Единицей меры для линейных измерений служит метр. В настоящее время метр равен длине 1 650 763,73 длин волн излучения в вакууме атома криптона-86.

Измерение расстояний производят непосредственно или косвенно. При непосредственном измерении мерный прибор (рулетку, ленту и т. п.) последовательно укладывают в створ измеряемого отрезка. При косвенном методе измеряют вспомогательные параметры (углы, базисы, физические величины и т. п.), а длину отрезка вычисляют по формуле, отображающей зависимость между определяемой и измеренными величинами.

Точность определения расстояний зависит от способа измерений, применяемого прибора, условий измерений и колеблется от 1 : 200 до 1 : 1 000 000.

ЗАКРЕПЛЕНИЕ ИЗМЕРЯЕМЫХ ЛИНИЙ НА МЕСТНОСТИ. Конечные точки линий, между которыми намечено провести измерения, могут быть по-разному закреплены на местности, в зависимости от их назначения и срока использования.

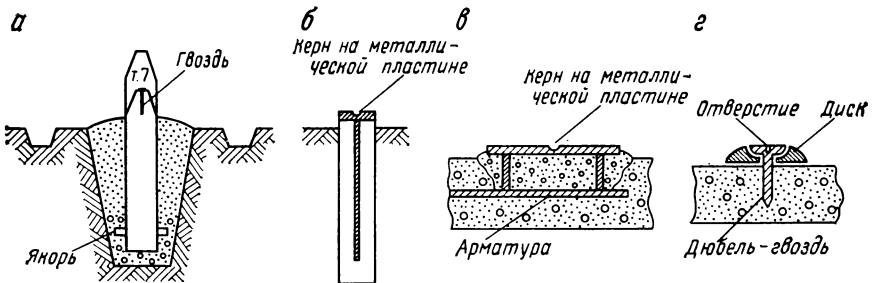


Рис. 46. Закрепление концов измеряемых линий:

а — деревянный столб; б — железобетонный монолит; в — керн на металлической пластине; г — дюбель-гвоздь

Для закрепления точек на сравнительно небольшой период производства геодезических работ используют временные знаки в виде колышка со сторожкой. Конечные точки отрезка на колышке отмечают гвоздем. В городских условиях и на строительных площадках для закрепления точек вместо колышков используют металлические штыри и трубки, а на улицах с твердым покрытием — метки, наносимые несмываемой яркой краской.

Для закрепления точек на более длительный период используют деревянные столбы и железобетонные монолиты (рис. 46, а, б). На конструкциях зданий и сооружений точки закрепляют кернением на металлических пластинах, которые приварены к арматуре конструкций (рис. 46, в), или дюбель-гвоздями (рис. 46, г).

§ 38. МЕРНЫЕ ЛЕНТЫ И РУЛЕТКИ

Для непосредственного измерения линий на местности используют землемерные ленты со шпильками. В соответствии с ГОСТ 7502—80 такие ленты изготавливают длиной 20, 24, 50 м и называют ЛЗ-20, ЛЗ-24 и ЛЗ-50.

Землемерные ленты изготавливают из стальной полосы, на концах которой прикреплены ручки (рис. 47, а, б). Длина ленты равна расстоянию между штрихами, нанесенными у концов ленты против вырезов для шпилек. Метровые деления на лентах ЛЗ-20 и ЛЗ-50 обозначены пластинками с выбитыми на них порядковыми номерами, полуметровые деления отмечены круглыми заклепками, а дециметры — отверстиями.

Лента ЛЗ-24 разделена на 20 интервалов, а каждый интервал — на 10 равных частей.

В комплект мерной ленты входят: лента, кольцо для ее наматывания и шпильки для фиксации концов ленты при измерениях.

Для измерения линий с повышенной точностью используют шкаловые ленты ЛЗШ-20, ЛЗШ-24 и ЛЗШ-50, длиной соответственно 20, 24 и 50 м. У концов этих лент нанесены сантиметровые и миллиметровые деления. Длина шкаловой ленты равна расстоянию между нулевыми штрихами на концах ленты.

В строительной практике для измерения линий на местности и на конструкциях сооружений более широкое применение нашли металлические рулетки. Промышленность изготавливает металлические рулетки на крестовине (РК) (рис. 47, в) длиной 50, 75 и 100 м с ценой делений 1 мм на первом дециметре и 10 мм — на остальной части рулетки. Для натяжения рулеток с нормативной силой $P = 10$ кг применяют пружинные динамометры.

Для обмеров зданий и некоторых видов съемочных работ используют тесьмяные рулетки (рис. 47, г).

Перед началом и в процессе работ мерные приборы периодически компарируют, т. е. определяют их фактическую длину путем сравнения с эталоном.

Если рабочий прибор и эталон имеют одинаковую номинальную длину, то сравнение производят на ровной поверхности путем непо-

средственного измерения разности их длин. В этом случае длину мерного прибора l можно представить в виде суммы номинала l_0 и поправки Δl_k за компарирование

$$l = l_0 + \Delta l_k. \quad (6.1)$$

Компарирование мерных приборов в полевых условиях производят на базисах длиной около 120 м. Такой базис размещают на

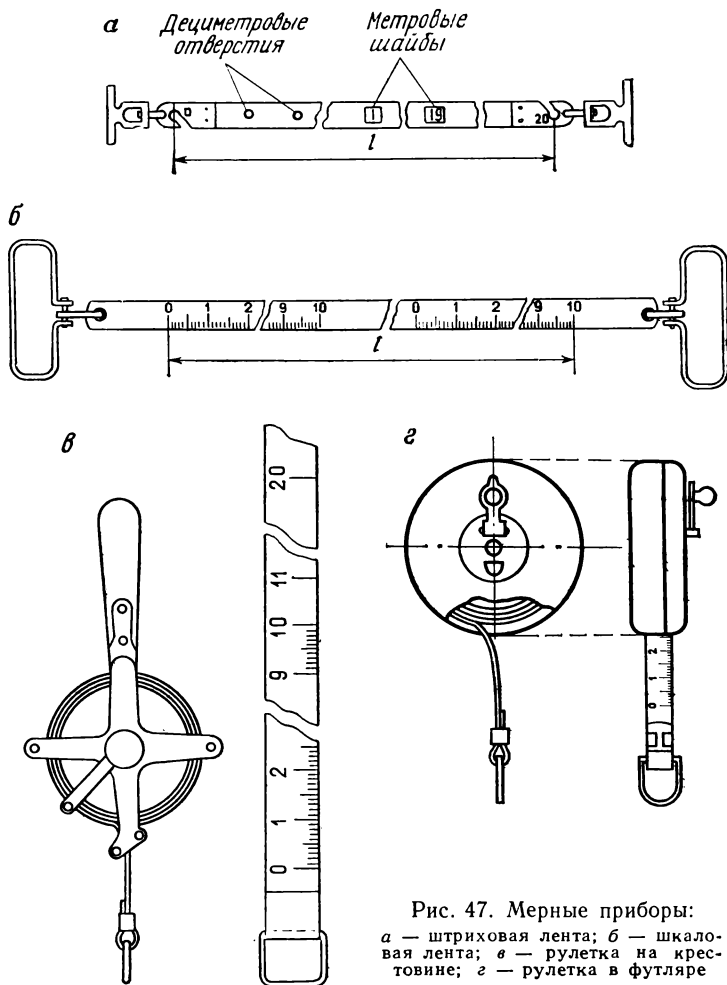


Рис. 47. Мерные приборы:
 а — штриховая лента; б — шкаловая лента; в — рулетка на крестовине; z — рулетка в футляре

ровной местности с благоприятными условиями для измерений. Концы базиса закрепляют металлическими штырями с насечками на торцах или более устойчивыми знаками. Длину полевого компаратора D_k определяют с точностью, которая в 3—5 раз выше точности поверяемого прибора. После многократных измерений длины компа-

ратора D_p рабочим прибором поправку за компарирование вычисляют по формуле

$$\Delta l_k = (D_k - D_p)/n, \quad (6.2)$$

где $n = D_p/l_0$ — число отложений рабочей меры в длине компаратора.

На строительных объектах измеряемые линии обычно короче длины мерного прибора. В этом случае определяют поправки для каждого метрового деления. Компарирование метровых делений выполняют нормальным метром (контрольной линейкой) с ценой делений 0,2 мм.

Результаты компарирования записывают в паспорт мерного прибора, а для рулеток, используемых на строительных объектах, составляют таблицу поправок метровых делений.

§ 39. ИЗМЕРЕНИЕ ЛИНИЙ ЗЕМЛЕМЕРНЫМИ ЛЕНТАМИ И СТАЛЬНЫМИ РУЛЕТКАМИ

Перед началом работ производят рекогносцировку, т. е. предварительное ознакомление с местностью. При рекогносцировке намечают на местности положение линий, подлежащих измерению. Линии располагают так, чтобы условия для измерений были наиболее благоприятными.

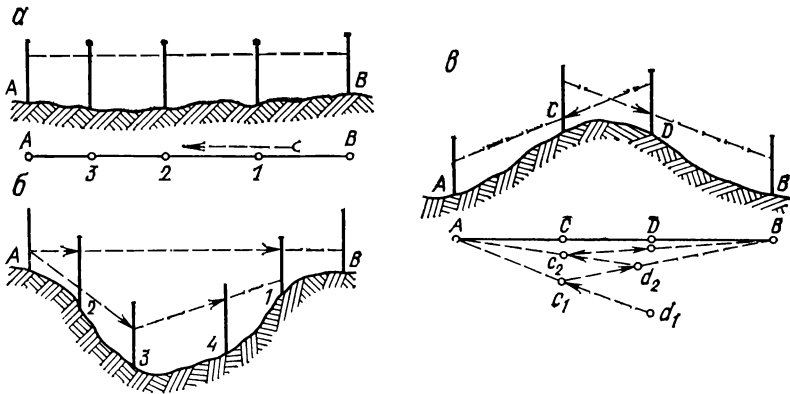


Рис. 48. Вешение линий:

а — «на себя»; б — через овраг; в — через гору

Для обеспечения видимости на конечных точках измеряемой линии устанавливают вешки, раскрашенные полосами красного и белого цветов. Если длина линии более 150 м, то ее необходимо провешить. В е ш е н и е м называют установку вешек в створе линии, т. е. в вертикальной плоскости, проходящей через ее конечные точки.

Чтобы не закрывать видимость по створу, вешение производят «на себя» (рис. 48, а), т. е. начинают с точки 1, затем устанавливают вешку в точке 2 и т. д. При вешении через овраг предварительно

устанавливают вешки 1 и 2 на краях оврага, а затем по его склону и дну (рис. 48, б). Вешение через возвышенность производят последовательным приближением точек c и d к створу линии (рис. 48, в). При этом точку d_1 выбирают приблизительно в створе, точку c_1 устанавливают в створ линии ad_1 , точку d_2 — в створ линии c_1b и т. д. до установки вешек c и d точно в створ линии AB .

На строительных площадках перед началом измерений выравнивают грунт и убирают препятствия, находящиеся в створе.

Измерение линий землемерными лентами производят два человека в следующем порядке. Задний рабочий прикладывает нуль прибора к начальной точке и закрепляет ленту шпилькой. Передний рабочий держит ленту в вытянутой руке так, чтобы не закрывать створ линии. По команде заднего он укладывает ленту в створ, встряхивает ее, натягивает «от руки» и в вырез на переднем конце ленты вертикально ставит шпильку. Далее ленту снимают со шпилек и протягивают ее по створу, при этом задний рабочий вытаскивает шпильку.

Подойдя к передней точке, задний рабочий вводит шпильку в вырез ленты, а передний укладывает ленту в створе линии. Если весь комплект шпилек у переднего рабочего израсходован, то задний передает ему свои 10 шпилек. Передачу шпилек фиксируют в журнале измерений.

В конце линии между последней шпилькой и конечной точкой линии измеряют остаток r . Для этого протягивают ленту вдоль створа и против конечной точки линии производят отсчет по ленте. Число целых метров определяют по надписям на пластинках, число дециметров — по отверстиям, а сантиметры между дециметровыми делениями оценивают на глаз.

Длину линии D вычисляют по формуле

$$D = nl + r, \quad (6.3)$$

где n — число целых отложений ленты в измеряемой линии.

При измерении линий рулетками конечные штрихи прибора фиксируют на местности тонкими гвоздями, а на твердом покрытии дорог — прочерчиванием.

Измерение линий шкаловыми лентами с повышенной точностью производят по кольям, которые вбивают в грунт под скалами. Натяжение мерного прибора осуществляют силой 10 кг с помощью пружинного динамометра. Концы отрезков линии на кольях фиксируют булавками и производят отсчеты по передней (П) и задней (З) шкалам. После каждой пары отсчетов ленту сдвигают. В зависимости от требований к точности производят две или три пары отсчетов. О правильности отсчетов судят по разностям (П — З). Длину линии вычисляют по формуле

$$D = nl + r + \Sigma (П - З). \quad (6.4)$$

Линии измеряют в прямом $D_{пр}$ и обратном $D_{обр}$ направлениях, а за окончательный результат принимают среднее

$$D = (D_{пр} + D_{обр})/2. \quad (6.5)$$

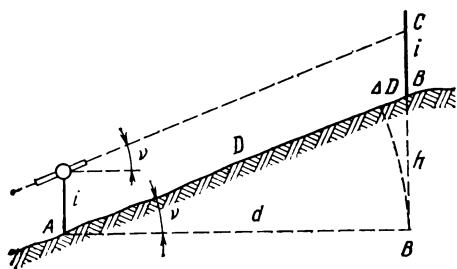


Рис. 49. Определение горизонтальных проложений

Это позволяет обнаружить грубые промахи и повышает точность измерений. Для того чтобы получить горизонтальное проложение, т. е. проекцию линии на горизонтальную плоскость, при измерениях определяют углы наклона линий ν или превышения h концов мерного прибора (рис. 49).

§ 40. ВЫЧИСЛЕНИЕ ДЛИН ЛИНИЙ

При вычислении длины линии в ее измеренные значения вводят поправки. С помощью поправок исключают влияние систематических погрешностей и приводят линию к горизонту.

Поправка за компарирование ΔD_k мерного прибора. При измерении линий фактическая длина мерного прибора отличается от номинала на величину поправки за компарирование $l = l_0 + \Delta l_k$. Оцифровка мерного прибора соответствует номиналу, поэтому результат измерения остатка обозначим через r_0 . В этом случае фактическая длина остатка r за счет поправки за компарирование изменится на величину, пропорциональную длине остатка, т. е.

$$r = r_0 + (\Delta l_k / l_0) r_0.$$

Подставляя значения l и r в правую часть равенства (6.3), получим

$$D = n(l_0 + \Delta l_k) + \left(r_0 + \frac{\Delta l_k}{l_0} r_0\right) = (nl_0 + r_0) + \frac{(nl_0 + r_0)}{l_0} \Delta l_k.$$

Величина $nl_0 + r_0$ — это длина линии, вычисленная с номинальным значением длины мерного прибора. Обозначив ее через D_0 запишем

$$D = D_0 + (D_0 / l_0) \Delta l_k. \quad (6.6)$$

Величину

$$\Delta D_k = D - D_0 = (D_0 / l_0) \Delta l_k \quad (6.7)$$

называют поправкой в длину линии за компарирование. Предварительное вычисление величин D_0 и ΔD_k заметно упрощает вычисления, так как l_0 и n — целые числа, а значение ΔD_k обычно надо знать с двумя значащими цифрами.

На строительных объектах при измерении линий, которые короче длины мерного прибора, поправки за компарирование выбирают из таблиц поправок метровых делений по величине r_0 .

Поправки за температуру ΔD_t мерного прибора. При измерении линий температура мерного прибора t обычно

отличается от температуры компарирования t_0 . В этом случае длина мерного прибора равна

$$l = l_0 + \alpha (t - t_0) l_0,$$

где α — коэффициент линейного расширения материала мерного прибора (для стали $\alpha = 12,5 \cdot 10^{-6}$).

Соответственно изменится длина остатка

$$r = r_0 + \alpha (t - t_0) r_0.$$

Подставляя значения l и r в правую часть равенства (6.3), получим

$$D = (nl_0 + r_0) + \alpha (t - t_0) (nl_0 + r_0).$$

Но $nl_0 + r_0 = D_0$. Тогда

$$D = D_0 + \alpha (t - t_0) D_0. \quad (6.8)$$

Если при измерении линий для создания топографических планов разность температур по абсолютной величине не превышает 8° , то поправку за температуру не учитывают. При учете поправок обычно измеряют температуру воздуха, а не мерного прибора. Возникающая при этом погрешность мала и не влияет на точность измерений.

При измерении длин линий на конструкциях зданий и сооружений дополнительно учитывают температурные расширения конструкций. Если температуру конструкций при эксплуатации обозначить через t_s , то поправку за температуру можно вычислить по формуле

$$\Delta D_t = \Delta \alpha (t_{cp} - t_s) D_0 + \Delta t \alpha_{cp} D_0, \quad (6.9)$$

где α_{cp} , t_{cp} — средние значения коэффициентов линейного расширения и температур конструкций и мерного прибора, $\Delta \alpha$, Δt — разности коэффициентов линейного расширения и температур конструкций и мерного прибора.

Поправку по формуле (6.9) учитывают при выполнении высокоточных линейных измерений на конструкциях уникальных сооружений.

На объектах массовой застройки из сборных железобетонных конструкций разность коэффициентов линейного расширения $\Delta \alpha$ близка к нулю ($0,5 \cdot 10^{-6}$). Поэтому первый член правой части равенства (6.9) мал. Тогда

$$\Delta D_t = \Delta t \alpha_{cp} D_0. \quad (6.10)$$

Наибольшие затруднения при измерениях вызывает определение температуры конструкций, так как для этого приходится долбить лунки в конструкциях. Поэтому поправки по формуле (6.10) учитывают только при возведении зданий повышенной этажности и промышленных сооружений с пролетами между опорами более 6 м.

На типовых зданиях массовой застройки для упрощения вычислений и измерений поправки метровых делений прибора приводят к температуре эксплуатации здания, что позволяет обойтись без учета температуры.

Поправка за приведение линии к горизонту ΔD_v . Для нахождения горизонтального проложения d наклонной линии D определяют угол наклона v или превышение h (см. рис. 49).

Если известен угол наклона, то

$$d = D \cos v.$$

Для упрощения вычислений предпочитают в результат измерения D вводить поправку

$$\Delta D_v = d - D = -D (1 - \cos v) = -2D \sin^2 (v/2). \quad (6.11)$$

Отметим, что поправка за приведение линии к горизонту всегда отрицательна, так как горизонтальное проложение всегда короче наклонной линии.

При углах наклона меньше $10^\circ \sin (v/2) \approx 0,5 \sin v$. Тогда

$$\Delta D_v = -0,5D \sin^2 v. \quad (6.12)$$

Если известно превышение концов измеряемой линии, то из рис. 49 следует

$$D^2 = d^2 + h^2; \quad h^2 = D^2 - d^2 = (D - d)(D + d).$$

Принимая $d - D = \Delta D_v$ и $D + d \approx 2D$, получим

$$\Delta D_v = -h^2/2D. \quad (6.13)$$

Окончательно длину горизонтального проложения линии вычисляют по формуле

$$d = D_0 + \Delta D_k + \Delta D_t + \Delta D_v. \quad (6.14)$$

§ 41. ТОЧНОСТЬ ИЗМЕРЕНИЙ ЛИНИЙ ЛЕНТАМИ И РУЛЕТКАМИ СИСТЕМАТИЧЕСКИЕ ПОГРЕШНОСТИ

Погрешность λ_k за компарирование мерного прибора зависит от способа компарирования. При компарировании 20-метровых землемерных лент на полевом компараторе длиной 120 м погрешность оценивают значением $\lambda_k = 3,0$ мм, а при компарировании стальной рулетки сравнением с нормальным метром погрешность принимают равной $\lambda_k = 0,6$ мм.

Погрешность λ_c за уложение мерного прибора в створ зависит от величины отклонений концов прибора от створа. Если уложение концов прибора в створ осуществляют со средней квадратической погрешностью m_c , то

$$\lambda_c = m_c^2 / (l\sqrt{2}), \quad (6.15)$$

где l — длина мерного прибора или величина остатка.

Погрешность λ_h за превышение концов мерного прибора можно определить по формуле

$$\lambda_h = m_h^2 / 2l, \quad (6.16)$$

где m_h — средняя квадратическая погрешность измерения превышения.

СЛУЧАЙНЫЕ ПОГРЕШНОСТИ

Погрешность μ_t за температуру мерного прибора зависит от средней квадратической погрешности m_t определения температуры, т. е.

$$\mu_t = \alpha m_t. \quad (6.17)$$

Погрешность μ_p за натяжение мерного прибора можно определить из выражения

$$\mu_p = l m_p / (\omega E), \quad (6.18)$$

где m_p — средняя квадратическая погрешность натяжения мерного прибора с силой $P = 10$ кг; ω — площадь поперечного сечения полотна мерного прибора; E — модуль упругости материала мерного прибора.

Погрешность μ_o отсчитывания по шкалам мерного прибора зависит от цены деления τ шкалы. При отсчитывании на глаз

$$\mu_{o,1} = 0,15\tau. \quad (6.19)$$

Если при измерениях длину отрезка вычисляют по разностям отсчетов по двум шкалам, то

$$\mu_{o,n} = 0,21\tau/\sqrt{n}, \quad (6.20)$$

где n — число пар отсчетов по шкалам.

Погрешность μ_ϕ фиксации концов мерного прибора определяется опытными путем. При фиксации концов землемерной ленты шпильками $\mu_\phi = 1,5$ мм, а при прочерчивании линии карандашом на поверхности бетона или асфальта $\mu_\phi = 1,0$ мм.

При измерении линий влияние систематических погрешностей пропорционально числу n отложений мерного прибора, а влияние случайных погрешностей пропорционально корню квадратному из числа отложений.

В зависимости от методики измерений отдельные погрешности входят в результаты измерений по-разному. Так, при измерении линий землемерными лентами погрешность фиксации входит в результат измерения n раз, а погрешность отсчитывания — один раз (при измерении остатка). Для этого случая средняя квадратическая погрешность m_d определения горизонтального проложения находится по формуле

$$m_d^2 = n^2 (\lambda_k^2 + \lambda_c^2 + \lambda_n^2) + n (\mu_t^2 + \mu_p^2 + \mu_\phi^2) + \mu_{o,1}^2. \quad (6.21)$$

При измерении линий шкаловыми лентами погрешность отсчетов по шкалам входит в каждое отложение прибора, а погрешность фиксации отсутствует. В этом случае

$$m_d^2 = n^2 (\lambda_k^2 + \lambda_c^2 + \lambda_n^2) + n (\mu_t^2 + \mu_p^2 + \mu_{o,n}^2). \quad (6.22)$$

Формулы (6.15)—(6.22) используют для расчетов необходимой точности и выбора методики высокоточных геодезических измерений на уникальных объектах строительства.

На типовых объектах строительства требования к точности линейных измерений зависят от характеристики сооружения и вида конструкций. Для земляных сооружений относительная погрешность не должна превышать 1 : 1000, для зданий до 5 этажей — 1 : 2000, для зданий от 5 до 16 этажей — 1 : 5000 и для зданий выше 16 этажей — 1 : 10 000. Условия, необходимые для обеспечения заданных точностей, рассчитаны по формулам (6.15)—(6.22) и даны в Строительных нормах и правилах (табл. 8).

Т а б л и ц а 8

Условия измерений	Допускаемая средняя квадратическая погрешность измерений			
	1 : 10 000	1 : 5000	1 : 2000	1 : 1000
Допустимые отклонения от номинальной длины: по общей длине шкалы, мм по наименьшему интервалу, мм	3 0,1	5 0,1	10 0,1	
Уложение в створ	Вешение по теодолиту		Вешение на глаз	
Учет разности температур компарирования и измерений	Термометром		Не учитывается	
Натяжение прибора	Динамометром		От руки	
Приемы отсчетов	Три пары отсчетов	Две пары отсчетов	Одна пара отсчетов	Одно отложение
Способы фиксации концов рулетки	Кернением на металлической пластине	Карандашом на гладкой поверхности бетона	Шпилькой, гвоздем	
Определение превышения концов	Нивелиром		На глаз	

Точность измерения линий на поверхности земли землемерными лентами обычно характеризуют следующими относительными погрешностями: 1 : 3000 — при благоприятных условиях измерений (ровная местность, устойчивый сухой грунт и т. п.), 1 : 2000 — при обычных условиях измерений, 1 : 1000 — при неблагоприятных условиях измерений (пересеченная или заболоченная местность, наличие мелкого кустарника и т. п.).

Расхождения в значениях расстояний, измеренных в прямом и обратном направлениях, допускаются в корень из двух раз больше, т. е. соответственно 1 : 2000, 1 : 1500 и 1 : 800.

§ 42. ОБЩИЕ СВЕДЕНИЯ ОБ ОПТИЧЕСКИХ ДАЛЬНОМЕРАХ

Принцип измерения линии оптическим дальномером основан на решении прямоугольного треугольника (рис. 50), в котором по малому паралактическому углу β и противолежащей стороне b (базису) определяют расстояние D по формуле

$$D = b \operatorname{ctg} \beta. \quad (6.23)$$

Для упрощения измерений одну из величин в комплекте прибора делают постоянной, а другую измеряют. Если величина b постоянна, а β измеряют, то это дальномер с постоянным базисом и переменным углом. Если величина β постоянна, а b измеряется, то это дальномер с постоянным углом и переменным базисом. Типы дальномеров отличаются способами измерения переменных величин.

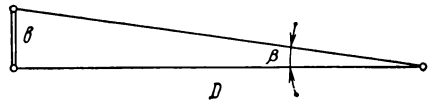


Рис. 50. Паралактический треугольник

§ 43. НИТЯНЫЙ ДАЛЬНОМЕР

Наиболее распространенным оптическим дальномером является нитяной дальномер. Это дальномер с постоянным паралактическим углом и переменным базисом. Он состоит из двух горизонтальных нитей, параллельных средней нити сетки трубы теодолита или нивелира. В комплект дальномера входит вертикальная рейка с сантиметровыми делениями. Для измерения линии на одном ее конце устанавливают прибор, а на другом — рейку (рис. 51). Пусть визирная ось трубы горизонтальна. Лучи от дальномерных нитей a и b , пройдя через объектив и передний фокус F , пересекут рейку в точках A и B . Из подобия треугольников AFB и $a'Fb'$ имеем

$$D'/n = f/p,$$

откуда

$$D' = (f/p) \cdot n,$$

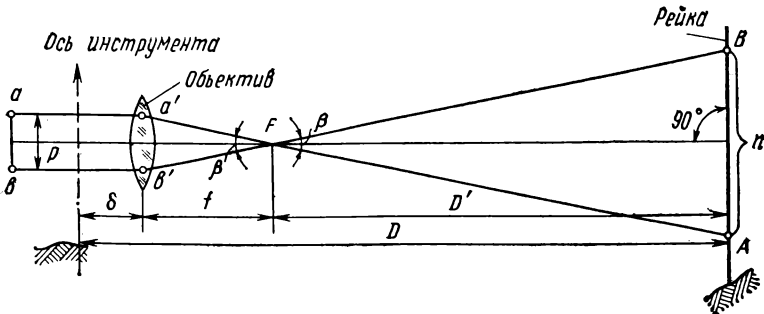


Рис. 51. Нитяной дальномер

где f — фокусное расстояние объектива; p — расстояние между дальномерными нитями.

Отношение $f/p = K$ для данного прибора постоянно и называется коэффициентом дальномера. На рис. 51 видно, что

$$D = D' + f + \delta,$$

где δ — расстояние от объектива до оси вращения трубы.

Величину $f + \delta$ обозначают через c и называют постоянным слагаемым дальномера. Для определения искомого расстояния имеем

$$D = Kn + c. \quad (6.24)$$

В современных приборах постоянное слагаемое мало и его нередко не учитывают, а формулу (6.24) записывают в виде

$$D = Kn. \quad (6.25)$$

Обычно при фокусном расстоянии объектива $f = 200$ мм расстояние между дальномерными нитями делают равным $p = 2$ мм. В этом

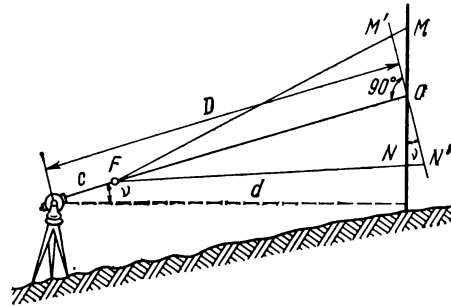


Рис. 52. Измерение расстояний нитяным дальномером

случае $K = f/p = 100$, что упрощает вычисление расстояний. Если деления на рейке сантиметровые, то дальномерный отсчет по рейке в сантиметрах выразит расстояние в метрах.

Формула (6.24) получена для случая, когда рейка расположена перпендикулярно к визирной оси трубы. При измерениях на местности это условие нарушается, так как при наклонном положении визирной оси рейку устанавливают вертикально (рис. 52). Если рейка наклонена по отношению к визирной оси на угол ν , то вместо правильного отсчета $M'N' = n'$ возьмут отсчет $MN = n$.

Эти величины связаны соотношением

$$n' = n \cos \nu.$$

Подставляя значение n' в формулу (6.24), получим

$$D = Kn' + c = Kn \cos \nu + c.$$

Но $d = D \cos \nu$. Тогда

$$d = Kn \cos^2 \nu + c \cos \nu.$$

Величины c и ν малы. Поэтому $c \cos \nu \approx c \cos^2 \nu$, тогда

$$d \approx (Kn + c) \cos^2 \nu. \quad (6.26)$$

Для вычислений горизонтальных проложений более удобно воспользоваться поправками

$$\Delta D_\nu = d - D \approx D (1 - \cos^2 \nu) \approx D \sin^2 \nu. \quad (6.27)$$

Точность измерений нитяным дальномером зависит в основном от точности дальномерного отсчета, влияния вертикальной рефракции и параллакса нитей.

Для вычисления средней квадратической погрешности m_D измерения расстояний воспользуемся формулой (6.25). Если среднюю квадратическую погрешность дальномерного отсчета обозначить через m_n , то

$$m_D = Km_n$$

или

$$m_D/Kn = m_n/n.$$

Так как $Kn \approx D$, то

$$m_D/D = m_n/n. \quad (6.28)$$

При благоприятных условиях измерений для расстояния 100 м ($n = 100$ делений) средняя квадратическая погрешность дальномерного отсчета равна 0,25 деления. Подставляя эти значения в формулу (6.28), получим

$$m_D/D = 1/400.$$

С учетом влияния остальных факторов относительную погрешность измерения расстояний нитяным дальномером принимают лежащей в пределах 1/200—1/400, при среднем ее значении 1/300.

§ 44. ДАЛЬНОМЕРЫ ДВОЙНОГО ИЗОБРАЖЕНИЯ

Принцип работы дальномеров двойного изображения основан на отклонении визирного луча оптическим клином, призмой или линзой. Оптический клин устанавливают перед объективом зрительной трубы так, чтобы он закрывал только половину объектива (рис. 53). Луч света, идущий от сетки нитей m через открытую часть объектива, пересечет рейку в точке M , а луч, идущий от того же центра сетки нитей через закрытую клином часть объектива, пересечет рейку в точке M' . Лучи, идущие от точек рейки через открытую и закрытую части объектива, дают в поле зрения трубы два изображения, смещенные относительно друг друга.

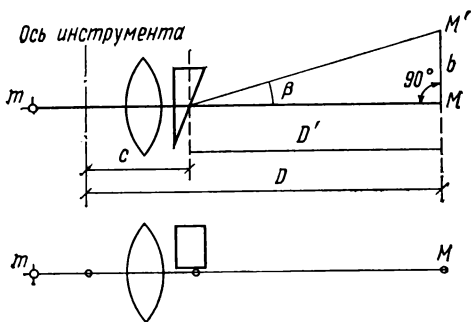


Рис. 53. Дальномер с оптическим клином

В оптических дальномерах двойного изображения с постоянным базисом перемещениями оптического клина добиваются совмещения изображений концов базиса в поле зрения трубы, а величину параллактического угла регистрируют по специальному отсчетному приспособлению.

В оптических дальномерах двойного изображения с постоянным параллактическим углом в поле зрения одновременно видны изобра-

жения двух делений рейки. Одно деление соответствует началу отсчета, а другое смещено от начального отсчета на параллактический угол β . Производя отсчет смещенного деления рейки, определяют величину переменного базиса b , по которому получают расстояние $D = D' + c = b (\operatorname{tg} \beta + c)$.

Д а л ь н о м е р ДН-8. Это дальномер двойного изображения с постоянным базисом. Он состоит из дальномерной насадки к теодолиту и комплекта из двух реек.

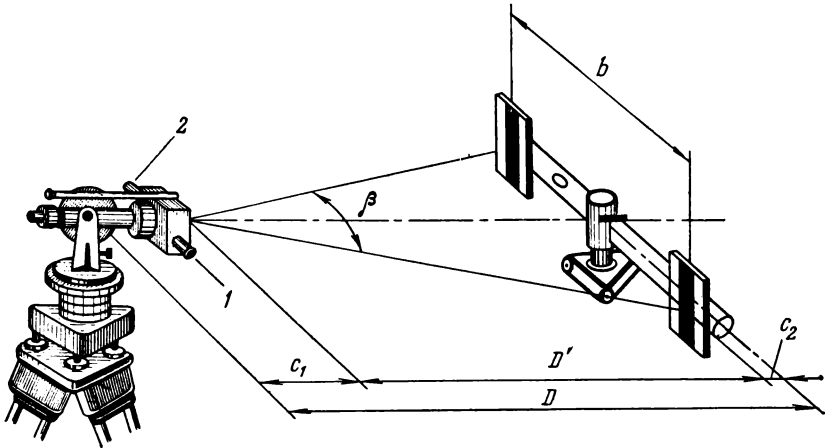


Рис. 54. Измерение расстояний дальномером ДН-8:

1 — винт измерительной части компенсатора; 2 — винт установочной части компенсатора

Дальномерная рейка представляет собой штангу, на которой жестко закреплены две пары марок, образующие базис b (рис. 54). Установку рейки в горизонтальное положение осуществляют по уровню перпендикулярно к измеряемой линии — при помощи визира. Внутри штанги имеется термометр.

При измерении линии на одном ее конце устанавливают теодолит с дальномером, на другом — дальномерную рейку. Как видно из рис. 54,

$$D = D' + c_1 + c_2,$$

где c_1 — расстояние от оси вращения теодолита до вершины параллактического угла, c_2 — расстояние от плоскости марок до оси рейки.

Расстояние D' от вершины параллактического угла до плоскости марок определяют по формуле

$$D' = (b/2) \operatorname{ctg} (\beta/2).$$

Так как параллактический угол мал, то

$$D' = b\rho/\beta = K/\beta,$$

где $K = b\rho$ — коэффициент дальномера.

Обозначив постоянное слагаемое дальномера через $c = c_1 + c_2$, окончательно получим

$$D = K/\beta + c. \quad (6.29)$$

Полная формула для вычисления горизонтальных проложений линии имеет вид

$$d = K/\beta + c + \Delta D_t + \Delta D_v, \quad (6.30)$$

где $\Delta D_t = \Delta\alpha (t - t_0) D$ — поправка за измерение длины рейки под влиянием температуры, $\Delta\alpha = 16 \cdot 10^{-6}$ — разность коэффициентов

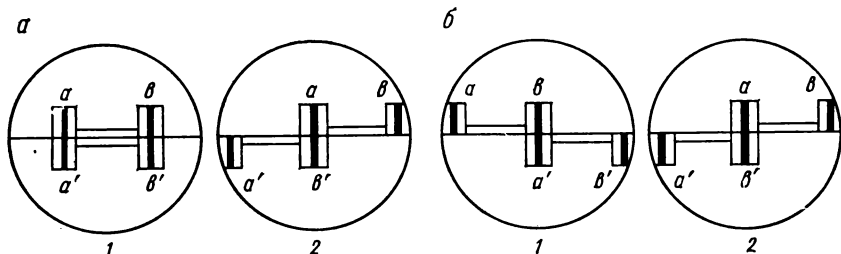


Рис. 55. Схема измерения параллактического угла дальномером ДН-8:

а — одинарного; б — двойного

линейного расширения материалов, из которых изготовлены штанга и дальномерная рейка (алюминий и стекло), t — температура при измерении линии, t_0 — температура при определении коэффициента дальномера, $\Delta D_v = -2D \sin^2 (v/2)$ — поправка за приведение линии к горизонту.

При измерении линий определяют одинарный или двойной параллактический угол. При определении одинарного угла винтом измерительной части компенсатора совмещают изображения одноименных марок рейки a и a' , b и b' (рис. 55, а, 1) и берут отсчет n_1 по дальномерной шкале. Затем винтом измерительной части компенсатора перемещают изображения половинок рейки до совмещения изображения разноименных марок a и b' (рис. 55, а, 2) и берут отсчет n_2 . Удвоенная разность отсчетов дает значение одинарного параллактического угла

$$\beta = 2 (n_2 - n_1).$$

Коэффициент дальномера K определяют отдельно для каждой пары марок путем измерения базисной линии, длина которой известна с большой точностью. Относительная погрешность определения K не должна превышать 1 : 800.

Дальномером ДН-8 измеряют линии длиной от 50 до 700 м со средней квадратической погрешностью 8 см на каждые 100 м расстояния.

Д а л ь н о м е р Д-2 является дальномером двойного изображения с постоянным базисом в виде горизонтальной рейки.

Принцип работы дальномера основан на измерении параллактического угла β между концами базиса длиной b ; расстояние D определяется по формуле (6.29).

В дальномере использован специальный компенсатор, обеспечивающий измерение больших параллактических углов с высокой точностью. Параллактический угол складывается из двух углов — постоянного β_k и переменного β_n т. е.

$$\beta = \beta_k + \beta_n. \quad (6.31)$$

Постоянный угол образуется перекидным оптическим клином, а переменный измеряется компенсатором.

Коэффициент дальномера K и постоянный угол оптического клина β_k определяют перед началом работ на нескольких интервалах базиса.

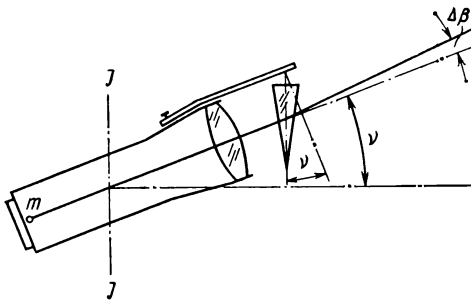


Рис. 56. Принцип работы редуцирующего устройства дальномера ДНР-5

Короткие линии базиса служат для определения постоянного угла, а длинные — для определения коэффициента дальномера.

Дальномером Д-2 можно измерять линии длиной от 40 до 400 м со средней квадратической погрешностью 2 см на каждые 100 м расстояния.

Д а л ь н о м е р Д Н Р - 5. Это дальномер двойного изображения с постоянным параллактическим углом и редуцирующим устройством,

автоматически преобразующим наклонные расстояния в горизонтальные проложения. В комплект дальномера входят насадка, надеваемая на объектив трубы теодолита, противовес и две вертикальные рейки.

Автоматическое редуцирование осуществляют с помощью свободно подвешенного оптического клина (рис. 56). При наклоне трубы ось оптического клина сохраняет отвесное положение и увеличивает параллактический угол β на величину $\Delta\beta$. Преломляющий угол и показатель преломления оптического клина подобраны так, что изменение параллактического угла $\Delta\beta$ вызывает уменьшение дальномерного отсчета по рейке на величину $\Delta D_v = D \sin^2 \nu$, т. е. на величину поправки за наклон линии. Тем самым редуцирующее устройство позволяет отсчитывать непосредственно горизонтальное проложение измеряемой линии. Рейки дальномера ДНР-5 являются двусторонними с ценой деления 2 см и верньерами, нанесенными с обеих сторон. Шкалы реек изготовлены из инварных полос с малым коэффициентом линейного расширения, что освобождает от необходимости вводить в результаты измерений поправку за температуру рейки.

Так как коэффициент дальномера ДНР-5 равен 100, а рейка имеет деления по 2 см, то для получения длины линии дальномерный отсчет надо удвоить. Обычно при измерениях производят два отсчета по рейке, а длину линии вычисляют как сумму полученных отсчетов. Чтобы к дальномерному отсчету каждый раз не прибавлять постоянное слагаемое дальномера, верньер на рейке при ее изготовлении смещают на соответствующую величину. На контрольной стороне

рейки верньер дополнительно сдвинут на величину соответствующую расстоянию 11,111 м. Для получения длины линии эту постоянную прибавляют к сумме двух отсчетов по контрольной стороне рейки. За окончательную длину линии берут среднее из результатов измерений по основной и контрольной сторонам реек.

Дальномером ДНР-5 можно определить горизонтальные проложения линий длиной от 20 до 120 м со средней квадратической погрешностью 5 см на каждые 100 м расстояния.

§ 45. ОБЩИЕ СВЕДЕНИЯ О СВЕТОДАЛЬНОМЕРАХ

Общий принцип измерения длин линий светодальномерами основан на определении времени, которое затрачивают световые волны на прохождение измеряемого отрезка в прямом и обратном направлениях. Для этого на одной из конечных точек отрезка устанавливают приемо-передающее устройство, на другой — отражатель. Световые волны посылаются передатчиком на отражатель, который в свою очередь направляет их на приемник. Если обозначить скорость распространения световых волн через v , а время их прохождения от передатчика (излучателя) к приемнику через τ , то длина линии D равна

$$D = v\tau/2. \quad (6.32)$$

Из формулы видно, что для определения длины линии надо знать скорость распространения световых волн v и измерить время τ .

Скорость распространения световых волн в вакууме известна с большой точностью и равна $v_0 = 299\,792\,456$ м/с. Скорость световых волн в воздухе вычисляют по формуле

$$v = v_0/n,$$

где n — показатель преломления воздуха, определяемый по температуре, давлению и влажности атмосферы.

Время τ прохождения световых волн от передатчика через отражатель к приемнику измеряют или непосредственно или косвенным методом. В зависимости от метода определения τ различают импульсные и фазовые дальномеры.

И м п у л ь с н ы й д а л ь н о м е р имеет передатчик, являющийся генератором колебаний с устройством для образования импульсов. Приемник состоит из чувствительных элементов и устройства для преобразования поступающих сигналов к виду, удобному для измерений.

Для измерения времени τ обычно используют электроннолучевую трубку (рис. 57), на электроды которой подается опорное напряжение генератора с частотой f . В результате на экране получают круговую развертку электронного луча. Время полного оборота (период развертки T) определяют из соотношения $T = 1/f$. Период развертки T служит эталоном для измерения времени τ между посылкой и приходом отраженного импульса.

Дальномер работает следующим образом. Передатчик излучает импульс энергии, часть которого в виде опорного сигнала кратчайшим путем направляют в приемник. После соответствующего преобразования опорный сигнал в виде дополнительного напряжения поступает на электроды электроннолучевой трубки. В результате на развертке (см. рис. 57) образуется так называемый «опорный выброс». Остальная энергия импульса возвращается к приемнику после прохождения расстояния $2D$ через время τ и преобразованная поступает на электроды трубки. Это вызывает на развертке «отраженный выброс». Угол φ между опорным и отраженным выбросами можно измерить с помощью специальной прозрачной палетки, накладываемой на экран трубки, а время τ вычислить по формуле

$$\tau = (\varphi/2\pi) \cdot T.$$

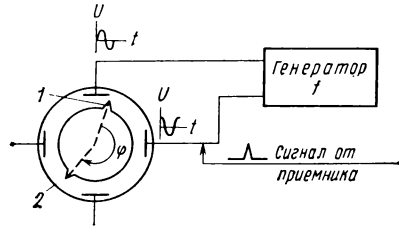


Рис. 57. Регистрация времени с помощью электроннолучевой трубки: 1 — опорный выброс; 2 — отраженный выброс

оборота φ . В этом случае полная формула для определения времени τ имеет вид

$$\tau = [(N + \varphi)/2\pi] T. \quad (6.33)$$

При измерениях опорная частота f достаточно высока, и число полных оборотов луча прямым подсчетом определить не удастся. Для определения N , так называемого разрешения многозначности, в дальномерах используют вспомогательную частоту f_v , которая подбирается так, чтобы период развертки T_v был больше T .

Одним из основных факторов, влияющих на точность измерений, является частота развертки. Чем больше частота, тем выше точность. Поэтому в дальномерах непосредственно для измерений используют наибольшую частоту развертки, а вспомогательную частоту f_v применяют только для разрешения многозначности. Импульсные дальномеры не отличаются высокой точностью, а повышение ее за счет изменения частоты развертки технически трудно осуществимо. Поэтому такие дальномеры в инженерно-геодезических работах не нашли широкого применения.

Фазовый светодальномер основан на определении времени τ путем измерения разности фаз незатухающих колебаний в нескольких диапазонах частот. Принципиальная схема работы фазового дальномера приведена на рис. 58.

Передатчик 1 непрерывно излучает незатухающие колебания с частотой f , направляемые на отражатель 2. Как и в импульсном дальномере, опорные колебания 3 сразу поступают в приемник 4. Остальная энергия, дойдя до отражателя и возвратившись обратно через время τ , поступает в приемник и на фазометр 5. Таким образом

на фазометр непрерывно поступают колебания с постоянной разностью фаз (когерентные колебания).

Для определения разности фаз воспользуемся формулой гармонического колебания

$$\varphi = \omega t + \varphi_0,$$

где φ_0 и φ — фазы гармонического колебания в начальный момент и момент времени t , ω — угловая частота колебаний.

Так как $\omega = 2\pi/T = 2\pi f$, то $\varphi = 2\pi f t + \varphi_0$.

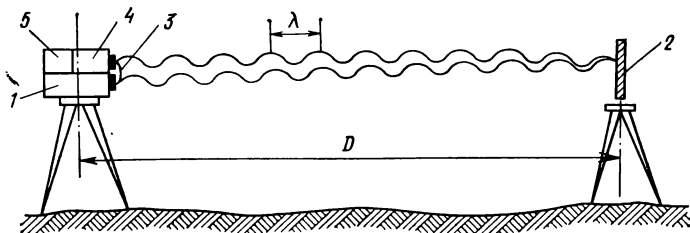


Рис. 58. Измерение линий фазовыми дальномерами

В каждый момент времени t на фазометр поступают колебания опорного сигнала в фазе

$$\varphi_{\text{оп}} = 2\pi f t + \varphi_0$$

и колебания от отражателя в фазе

$$\varphi_{\text{отр}} = 2\pi f (t - \tau) + \varphi_0.$$

Разность этих колебаний равна

$$\varphi_{\text{оп}} - \varphi_{\text{отр}} = 2\pi f \tau.$$

Откуда

$$\tau = (\varphi_{\text{оп}} - \varphi_{\text{отр}})/2\pi f.$$

В общем случае разность фаз состоит из целого числа N периодов и дробной части Δ периода колебаний. Выражая величины N и Δ в долях периода 2π , получим

$$\tau = (2\pi N + 2\pi \Delta)/2\pi f = (N + \Delta)/f.$$

Для определения длины линии подставим значение τ в правую часть равенства (6.32)

$$D = (v/2) (N + \Delta)/f. \quad (6.34)$$

Так как длина волны λ равна

$$\lambda = v \cdot T = v/f,$$

то

$$D = (\lambda/2) (N + \Delta). \quad (6.35)$$

Для вычисления длины линии по формуле (6.35) необходимо измерить домер фазового цикла Δ и определить целое число N периодов в разности фаз.

Для определения N применяют или плавное изменение частот колебаний, или измерение линий на нескольких фиксированных частотах.

Достоинством фазовых дальномеров является возможность измерения фазового домера с точностью до малых долей периода колебаний, что позволяет определять длины линий с миллиметровой точностью.

Дальномер с переменной частотой имеет устройство, которое плавно изменяет частоту колебаний, а следовательно и длину волны λ , до тех пор, пока дробная часть периода Δ будет равна нулю. В этот момент в двойном расстоянии уложится целое число волн. Измерив частоту колебаний f_1 , длину линии вычислим по формуле (6.34)

$$D = (v/2f_1) N. \quad (6.36)$$

При дальнейшем плавном изменении частоты возникает дробная часть периода, которая постепенно увеличивается и при некоторой частоте f_2 достигает единицы. Число целых периодов в этот момент равно $N + 1$, а длина линии равна

$$D = (v/2f_2) (N + 1).$$

Продолжая изменять частоту, фиксируют моменты равенства дробных частей нулю. В момент последнего n равенства измеряют частоту f и определяют длину линии

$$D = (v/2f_n) (N + n). \quad (6.37)$$

Решая совместно систему уравнений (6.36) и (6.37), получим

$$N = nf_1/(f_n - f_1). \quad (6.38)$$

Число n является целым. Из-за неточности определения частот оно может несколько отличаться от целого числа. В этом случае при вычислении длины линии по формуле (6.36) полученное значение n округляют до целого числа.

Дальномер с фиксированными частотами имеет устройство для измерения фазового домера Δ и устройство для регистрации частоты колебаний. Длину линии определяют дважды на фиксированных частотах f_1 и f_2 . В каждом из измерений определяют домеры фазовых циклов Δ_1 и Δ_2 . В соответствии с формулой (6.35) система уравнений для нашего случая имеет вид

$$\left. \begin{aligned} D &= (\lambda_1/2) (N + \Delta_1), \\ D &= (\lambda_2/2) (N + n + \Delta_2), \end{aligned} \right\} \quad (6.39)$$

где n — разность уложения длин волн при измерениях на частотах f_1 и f_2 . Решая систему уравнений относительно N , получим

$$N = (n\lambda_2 + \Delta_2\lambda_2 - \Delta_1\lambda_1)/(\lambda_1 - \lambda_2).$$

Для вычисления D подставим значение N в первое уравнение системы (6.39). Тогда

$$D = n \frac{\lambda_1\lambda_2}{2(\lambda_1 - \lambda_2)} + \frac{\lambda_1\lambda_2}{2(\lambda_1 - \lambda_2)} (\Delta_2 - \Delta_1).$$

Обозначив $\lambda_1\lambda_2/2 (\lambda_1 - \lambda_2)$ через k , окончательно получим

$$D = nk + k (\Delta_2 - \Delta_1). \quad (6.40)$$

В правой части формулы (6.40) известны все величины, кроме n . Для определения ее надо знать приближенное значение длины линии D' с погрешностью в несколько десятков метров. Зная D' , разность уложения длин волн в измеренном отрезке вычисляют по формуле

$$n = [D' - k (\Delta_2 - \Delta_1)]/k.$$

Введение в дальномерах третьей фиксированной частоты позволяет использовать приближенное значение D' , известное с погрешностью в несколько сотен метров.

Точность измерений фазовыми дальномерами во многом зависит от выбора длины волны. Для коротких волн более точно учитывается влияние внешних условий (состояние атмосферы). Однако использование этих волн вызывает дополнительные трудности по измерению фазы и разрешению многозначности.

В геодезических фазовых дальномерах это противоречие разрешено применением модуляции световых волн, при которой на волны высокой (несущей) частоты накладываются волны низкой (измерительной) частоты. Несущая частота позволяет достаточно надежно учитывать влияние атмосферных условий, а измерительная — упрощает определение домеров фазовых циклов и разрешение многозначности.

Светодальномер 2СМ-2 (рис. 59) является фазовым дальномером с фиксированными частотами модуляции.

Фазовый сдвиг между опорной и отраженной частотами измеряется при помощи счетного блока специальными счетчиками и высвечивается на цифровом табло электронного блока. Фиксированные частоты $f_1 = 149,85$ кГц, $f_2 = 1498,5$ кГц и $f_3 = 14\,985$ кГц подобраны так, что результаты измерений получаются непосредственно в метрах без дополнительных преобразований в процессе вычислений. В результате измерений вводят поправку за наклон линии, учитывают постоянное дальномера, определяемое на базе перед началом работ, а также поправку за температуру и давление воздуха.

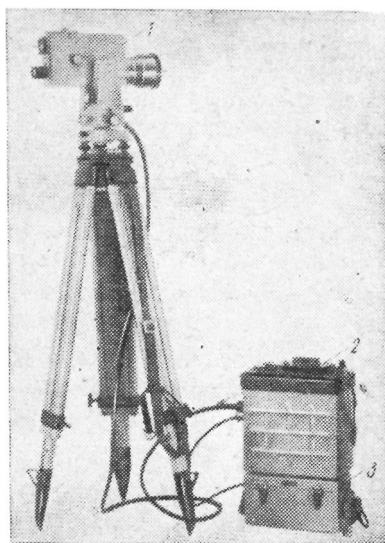


Рис. 59. Комплект светодальномера 2СМ-2:

1 — светодальномер; 2 — электронный блок; 3 — аккумуляторы

Светодальномером 2СМ-2 измеряют линии длиной до 2 км со средней квадратической погрешностью 2 см. Он применяется для создания планового обоснования съемок и построения опорных сетей для выполнения разбивочных работ на строительных объектах.

Светодальномер ЕОК 2000 — это фазовый светодальномер с фиксированными частотами модуляции. Комплект прибора состоит из светодальномера, блока питания и отражателей.

Сравнение фаз опорного и отраженного сигналов осуществляют при помощи цифрового счетчика, вмонтированного в корпус светодальномера. Его показания соответствуют удвоенной длине линии. В результаты измерения вводят поправки за наклон линии, температуру и давление воздуха, инструментальные поправки и учитывают постоянное слагаемое дальномера.

Светодальномер ЕОК 2000 изготавливается в ГДР Народным предприятием «Карл Цейсс, Йена». Он позволяет измерять длины линий до 2,5 км со средней квадратической погрешностью не более 10 мм. Дальномер применяется для построения планового обоснования съемок, для разбивки осей сооружений и для переноса в натуру объектов планировки и застройки.

§ 46. ПОНЯТИЕ О ПАРАЛЛАКТИЧЕСКОМ СПОСОБЕ ИЗМЕРЕНИЯ ЛИНИЙ И ОПРЕДЕЛЕНИИ НЕПРИСТУПНЫХ РАССТОЯНИЙ

При параллактическом способе определения длины линий AB (рис. 60, а) в точке B перпендикулярно к определяемой линии откладывают базис b и измеряют параллактический угол β . Такое геодезическое построение называют **треугольным параллактическим звеном**. Длину линии D можно определить по теореме синусов

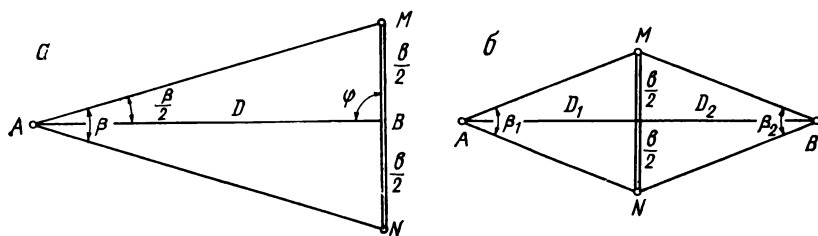


Рис. 60. Параллактическое звено:
а — треугольной формы; б — ромбической формы

ческое построение называют **треугольным параллактическим звеном**. Длину линии D можно определить по теореме синусов

$$\frac{D}{\sin (180^{\circ} - \psi - \beta/2)} = \frac{b}{2 \sin (\beta/2)}.$$

Так как $\sin (180^{\circ} - \psi - \beta/2) = \sin (\psi + \beta/2)$, то

$$D = \frac{b}{2} \frac{\sin (\psi + \beta/2)}{\sin (\beta/2)}.$$

Обычно угол φ в параллактическом звене близок к 90° . Тогда $\sin(90^\circ + \beta/2) = \cos(\beta/2)$ и

$$D = \frac{b}{2} \cdot \frac{\cos(\beta/2)}{\sin(\beta/2)} = \frac{b}{2} \operatorname{ctg}(\beta/2). \quad (6.41)$$

Для сокращения времени измерений линии значительной протяженности используют параллактическое звено ромбической формы (рис. 60, б). Для такого звена длину линии вычисляют по формуле

$$D = D_1 + D_2 = (b/2) [\operatorname{ctg}(\beta_1/2) + \operatorname{ctg}(\beta_2/2)]. \quad (6.42)$$

Чтобы найти точность определения длин линий параллактическим способом, вычислим частные производные от правой части равенства (6.41).

$$\frac{\partial D}{\partial b} = \frac{1}{2} \operatorname{ctg}(\beta/2), \quad \frac{\partial D}{\partial \beta} = \frac{1}{4} \cdot \frac{b}{\sin^2(\beta/2)}.$$

Воспользуемся формулой средней квадратической погрешности функции общего вида и получим

$$m_D^2 = \frac{1}{4} \cdot \operatorname{ctg}^2(\beta/2) \cdot m_b^2 + \frac{1}{16} \cdot \frac{b^2}{\sin^4(\beta/2)} \cdot \frac{m_\beta^2}{\rho^2},$$

где m_D — средняя квадратическая погрешность определения длины линии, m_b и m_β — средние квадратические погрешности измерения базиса b и параллактического угла β .

Умножив числители и знаменатели первого члена правой части равенства на b^2 , второго — на $\cos^2(\beta/2)$, получим

$$m_D^2 = \frac{b^2}{4} \cdot \operatorname{ctg}^2(\beta/2) \cdot \frac{m_b^2}{b^2} + \frac{1}{4} \cdot \frac{b^2}{4} \cdot \frac{\cos^2(\beta/2)}{\sin^2(\beta/2)} \cdot \frac{1}{\sin^2(\beta/2) \cos^2(\beta/2)} \cdot \frac{m_\beta^2}{\rho^2}.$$

Но

$$(b^2/4) \operatorname{ctg}^2(\beta/2) = D^2, \quad \sin^2(\beta/2) \cos^2(\beta/2) = \sin^2 \beta \\ \text{и } \rho^2 \sin^2 \beta = \beta^2.$$

Тогда

$$m_D^2 = D^2 \frac{m_b^2}{b^2} + \frac{1}{4} \frac{m_\beta^2}{\beta^2}$$

или

$$\left(\frac{m_D}{D}\right)^2 = \left(\frac{m_b}{b}\right)^2 + \frac{1}{4} \left(\frac{m_\beta}{\beta}\right)^2.$$

Поступая аналогичным образом с равенством (6.42) и приравнявая значения $\beta_1 = \beta_2 = \beta$ и $m_{\beta_1} = m_{\beta_2} = m_\beta$, получим формулу для вычисления средней квадратической погрешности определения длины линии в ромбическом звене

$$\left(\frac{m_D}{D}\right)^2 = \left(\frac{m_b}{b}\right)^2 + \frac{1}{2} \left(\frac{m_\beta}{\beta}\right)^2. \quad (6.43)$$

При параллактическом способе определения расстояний базис обычно измеряют специальными инвариными проволоками с относительной погрешностью $m_b/b = 1/50\,000 = 2 \cdot 10^{-5}$, а углы — со средней квадратической погрешностью $m_\beta = 3''$. В этих условиях для звена

ромбической формы с $\beta = 6'' = 6 \cdot 3600'' = 0,22'' \cdot 10^{-5}$, по формуле (6.43) получим

$$\frac{m_D}{D} = \sqrt{(2 \cdot 10^{-5})^2 + \frac{1}{2} \left(\frac{3}{0,22 \cdot 10^{-5}} \right)^2} = 9,8 \cdot 10^{-5} \approx 1/10\ 000.$$

На местности встречаются линии, которые пересекают препятствия (реки, овраги и т. п.) и недоступны для непосредственного измерения. Такие линии называют **н е п р и с т у п н ы м и**.

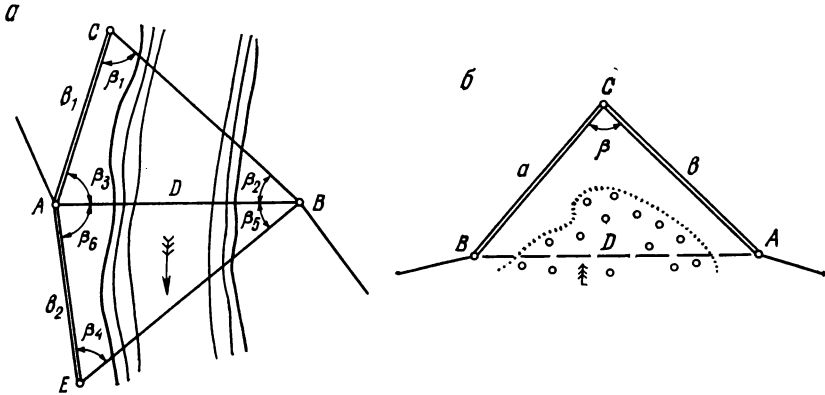


Рис. 61. Определение недоступного расстояния

a — на открытой местности; *б* — в лесу

Длину недоступной линии *AB* (рис. 61, *a*) определяют косвенным методом из решения треугольника *ABC*, в котором измерены базис $AC = b_1$ и углы β_1 и β_3 . По теореме синусов имеем

$$D/\sin \beta_1 = b_1/\sin (\beta_1 + \beta_3)$$

или

$$D = b_1 \sin \beta_1 / \sin (\beta_1 + \beta_3). \quad (6.44)$$

Для контроля измеряют угол β_2 . В треугольнике *ABC* должно соблюдаться условие

$$\beta_1 + \beta_2 + \beta_3 = 180^\circ. \quad (6.45)$$

В результате влияния погрешностей измерения углов это условие нарушается. Величину отклонения суммы углов от теоретического значения

$$f_\beta = (\beta_1 + \beta_2 + \beta_3) - 180^\circ$$

называют **у г л о в о й н е в я з к о й**. Невязку распределяют с обратным знаком поровну на все углы треугольника. Для этого вычисляют поправку $\Delta = -f_\beta/3$, а затем исправленные значения углов

$$\beta'_1 = \beta_1 + \Delta, \quad \beta'_2 = \beta_2 + \Delta \quad \text{и} \quad \beta'_3 = \beta_3 + \Delta.$$

После распределения невязки условие (6.45) должно выполняться. Вычисление длины недоступной линии по формуле (6.44) осуществляют с исправленными значениями углов.

Точность определения неприступных расстояний во многом зависит от формы треугольника. Наилучшим считается равносторонний треугольник.

Для повышения точности и исключения грубых просчетов длину неприступной линии рекомендуется определять из двух треугольников (см. рис. 61, а).

Если по линии AB (рис. 61, б) нет видимости и невозможно определить углы в точках A и B , то измеряют длины сторон a , b и угол β , а длину неприступной линии вычисляют по формуле

$$D = \sqrt{a^2 + b^2 - 2ab \cos \beta}.$$

Наиболее благоприятным считается вариант, когда a равно b и угол β близок к 180° .

Г л а в а 7

НИВЕЛИРОВАНИЕ

§ 47. ЗАДАЧИ И ВИДЫ НИВЕЛИРОВАНИЯ

Для составления топографических планов и карт, а также для проектирования и выноса в натуру инженерных сооружений необходимо знать высоты точек местности. С этой целью на местности выполняют комплекс геодезических работ, называемый н и в е л и р о в а н и е м. В процессе нивелирования определяют превышения одних точек земной поверхности над другими, а затем по известной высоте исходной точки вычисляют высоты всех остальных точек над принятой уровенной поверхностью.

В зависимости от метода определения превышения и применяемых при этом приборов различают следующие виды нивелирования: 1) г е о м е т р и ч е с к о е, выполняемое горизонтальным визирным лучом с помощью нивелира; 2) т р и г о н о м е т р и ч е с к о е, выполняемое наклонным визирным лучом с помощью теодолита; 3) г и д р о с т а т и ч е с к о е, основанное на свойстве свободной поверхности жидкости в сообщающихся сосудах всегда находиться на одном уровне; 4) б а р о м е т р и ч е с к о е, при котором превышения между точками определяются по разностям атмосферного давления в этих точках; 5) м е х а н и ч е с к о е, производимое при помощи приборов, автоматически записывающих профиль местности. В последующих параграфах рассматриваются первые три вида нивелирования, наиболее часто применяющиеся в инженерной практике.

§ 48. СУЩНОСТЬ ГЕОМЕТРИЧЕСКОГО НИВЕЛИРОВАНИЯ

Различают два способа геометрического нивелирования: из середины и вперед. Пусть в точках A и B (рис. 62, а) установлены отвесно рейки с делениями P_1 и P_2 , а между ними в середине — нивелир, труба которого приведена в горизонтальное положение.

Наводят визирную ось трубы нивелира на рейку P_1 и берут по ней отсчет a , т. е. отсчитывают число делений от основания рейки до горизонтальной нити сетки трубы. Затем поворачивают трубу и, наведя ее на рейку P_2 берут отсчет b .

Из рис. 62, a следует:

$$h = a - b. \quad (7.1)$$

Если нивелирование выполняют в направлении от A к B , то рейка P_1 будет задней, а рейка P_2 — передней. Следовательно, превышение h равно разности отсчетов по задней и передней рейкам, при $a > b$

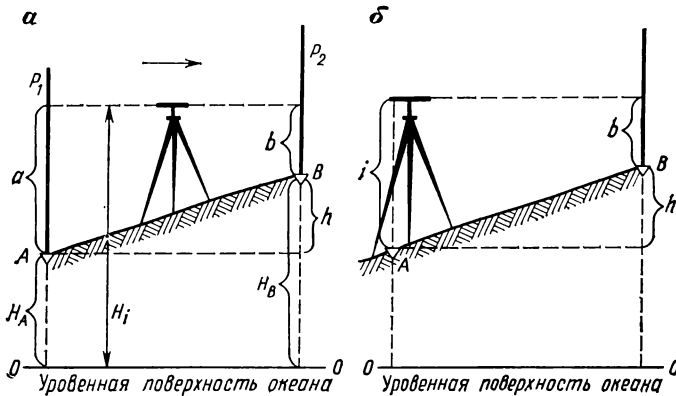


Рис. 62. Геометрическое нивелирование:

a — из середины; b — вперед

превышение h положительно, при $a < b$ — отрицательно. При нивелировании вперед устанавливают нивелир так, чтобы окуляр трубы проектировался на точку A (рис. 62, б), а рейку помещают в точке B . Приводят визирную ось прибора в горизонтальное положение, измеряют высоту прибора i и берут отсчет b по передней рейке.

В этом случае

$$h = i - b, \quad (7.2)$$

т. е., превышение равно высоте прибора минус отсчет по передней рейке. По известной высоте H_A точки A вычисляют высоту H_B второй точки по формуле

$$H_B = H_A + h.$$

Высоту точки B можно определить с помощью горизонта прибора, т. е. высоты H_i его визирной оси.

$$H_i = H_A + a; \quad H_B = H_i - b. \quad (7.3)$$

Способ горизонта прибора удобен, когда с одной установки нивелира (с одной станции) берутся отсчеты на несколько точек. Если необходимо определить превышение между точками, значительно удаленными друг от друга, нивелируемую линию разбивают на части

и производят последовательное нивелирование на станциях J_1, J_2, \dots, J_n (рис. 63).

Сначала со станции J_1 определяют превышение точки 1 над точкой A $h_1 = a_1 - b_1$.

Далее переносят прибор на станцию J_2 и заднюю рейку из точки A в точку 2; отсчитав по рейкам, получают $h_2 = a_2 - b_2$.

Переставляя аналогично нивелир и рейки и производя отсчеты вплоть до конечной точки B , образуют нивелирный ход, в котором через точки 1, 2 и т. д. последовательно передаются высоты; эти

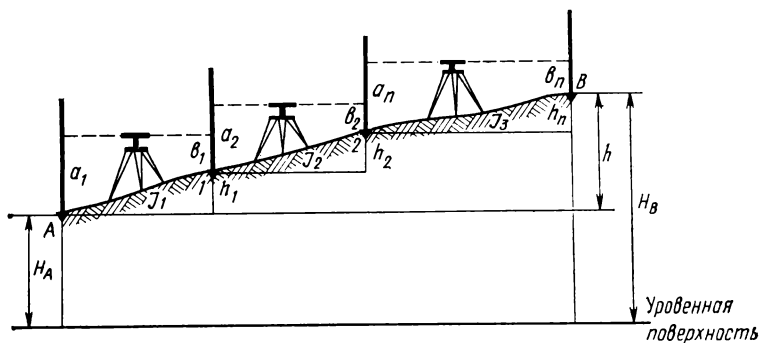


Рис. 63. Последовательное нивелирование

точки называются с в я з у ю щ и м и. Общее превышение h между точками A и B будет равно алгебраической сумме отдельных превышений.

$$h = h_1 + h_2 + \dots + h_n = \sum_1^n h_i. \quad (7.4)$$

Высота H_n конечной точки B хода будет равна

$$H_B = H_A + h = H_A + \sum_{i=1}^n h_i. \quad (7.5)$$

В зависимости от точности определения высот точек и методики производства измерений различают: 1) государственное нивелирование СССР, являющееся высотной основой топографических съемок на территории всей страны. По точности государственное нивелирование делится на I, II, III и IV классы; 2) техническое нивелирование, предназначенное для создания высотного съемочного обоснования и используемое также при проектировании и строительстве инженерных сооружений. В отличие от государственного, техническое нивелирование может выполняться как горизонтальным, так и наклонным визирным лучом.

§ 49. НИВЕЛИРНЫЕ ЗНАКИ

Нивелирные ходы закрепляются на местности постоянными и временными знаками — реперами. Реперы бывают стенные и грунтовые. Стенные реперы (рис. 64, а) отливаются из чугуна и

закладываются в цоколях каменных зданий, возведенных не менее чем за три—четыре года до закладки знака. На незастроенных территориях применяются грунтовые реперы (рис. 64, б), закладываемые таким образом, чтобы их нижняя часть располагалась ниже границы наибольшего промерзания грунта. Репер состоит из железобетонного пилона и бетонного якоря. На расстоянии 1 м от репера устанавливается опознавательный знак с охранной плитой. В качестве времен-

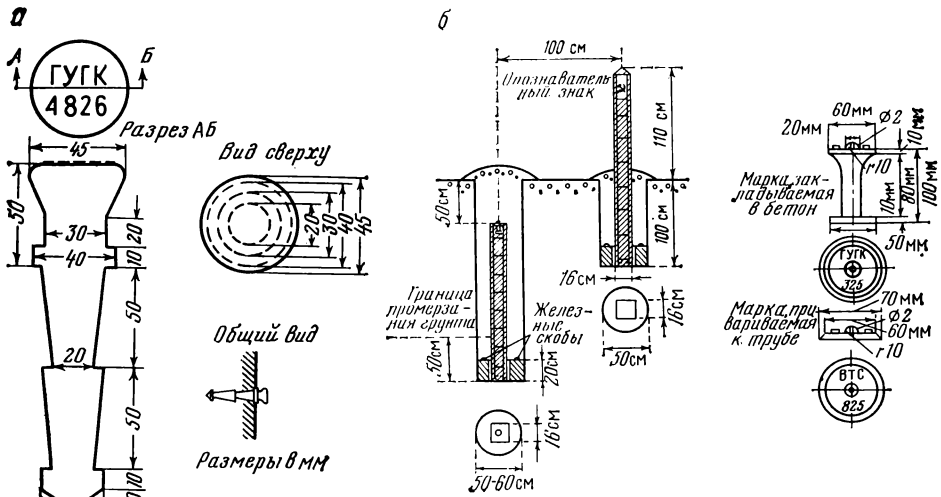


Рис. 64. Реперы:
а — стенной; б — грунтовой

ных реперов могут быть использованы железобетонные и деревянные столбы, металлические трубы, а также костыли, забиваемые в стены зданий.

§ 50. ВЛИЯНИЕ КРИВИЗНЫ ЗЕМЛИ И РЕФРАКЦИИ НА РЕЗУЛЬТАТЫ ГЕОМЕТРИЧЕСКОГО НИВЕЛИРОВАНИЯ

При рассмотрении принципа геометрического нивелирования предполагалось, что уровенная поверхность представляет собой плоскость, и поэтому вертикально стоящие рейки можно считать параллельными между собой. В действительности вследствие кривизны Земли рейки, установленные в точках *A* и *B* (рис. 65, а), будут направлены по радиусам уровенной поверхности. Если бы визирный луч шел также по кривой, concentricной с уровенной поверхностью (c_1e_1), то величина превышения равнялась бы:

$$h = a_1 - b_1.$$

Считая, что визирный луч есть касательная к кривой c_1e_1 , мы искажаем отсчеты по рейкам на величины $k_1 = cc_1$ и $k_2 = ee_1$, называемые по правкам за кривизну Земли. Пренебрегая высотой нивелира вследствие ее малости по сравнению с радиусом Земли R (рис. 65, б), получим

$$(R + k)^2 = R^2 + d^2,$$

где d — расстояние от прибора до рейки. Учитывая подобное численное соотношение между k и R будем иметь:

$$k = d^2/(2R + k) \cong d^2/2R. \quad (7.6)$$

В действительности визирный луч, проходя через слои атмосферы различной плотности, преломляется и представляет собой рефракционную кривую pq , обращенную вогнутостью к поверхности Земли. Поэтому значения k_1 и k_2 окажутся уменьшенными на величины

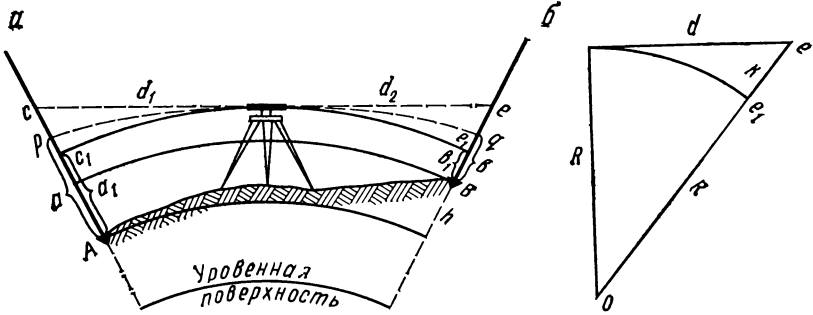


Рис. 65. Влияние кривизны Земли и рефракции на результаты геометрического нивелирования:

a — схема нивелирования; b — вычисление поправки за рефракцию

$r_1 = c_1 p$ и $r_2 = e_1 q$, называемые поправками за рефракцию. Таким образом, фактически отсчеты a и b будут связаны с отсчетами a_1 и b_1 следующими соотношениями:

$$a = a_1 + f_1, \quad b = b_1 + f_2,$$

где $f_1 = k_1 - r_1$; $f_2 = k_2 - r_2$ — поправки за совместное влияние кривизны Земли и рефракции на результаты нивелирования. Допуская приближенно, что рефракционная кривая есть дуга окружности R_1 , по аналогии с (7.6) получим:

$$r = d^2/2R_1. \quad (7.7)$$

Радиус R_1 рефракционной кривой зависит от температуры, атмосферного давления и ряда других причин. Отношение

$$K = R/R_1 \quad (7.8)$$

называется коэффициентом атмосферного преломления, среднее значение которого обычно принимается равным 0,16.

Подставив в формулу (7.7) значение R_1 из выражения (7.8), получим

$$r = 0,16d^2/2R,$$

откуда

$$f = k - r = d^2/2R - 0,16d^2/2R,$$

или

$$f = 0,42d^2/R. \quad (7.9)$$

Поправка f для принятых в практике геометрического нивелирования расстояний невелика. Так, для $d = 100$ м величина f , найденная по формуле (7.9), составляет 0,7 мм. С учетом соотношений (7.7) для превышения h получим выражение:

$$h = a - b = a_1 - f_1 - b_1 + f_2.$$

Из формулы (7.9) следует, что при $d_1 = d_2$ поправки f_1 и f_2 равны между собой, следовательно

$$h = a - b = a_1 - b_1. \quad (7.10)$$

Формула (7.10) выведена в предположении, что радиус рефракционной кривой является постоянной величиной. В действительности это условие не выполняется, поэтому упомянутая формула носит приближенный характер. При установке нивелира точно в середине между рейками влияние рефракции хотя и не исключается полностью, но в значительной степени ослабляется. В этом состоит одно из преимуществ нивелирования из середины перед нивелированием вперед.

§ 51. КЛАССИФИКАЦИЯ НИВЕЛИРОВ

Согласно действующему государственному стандарту (ГОСТ 10528—76) нивелиры делятся на высокоточные, точные и технические (табл. 9).

Т а б л и ц а 9

Тип нивелира	Краткая характеристика
Н-05	Нивелир высокоточный с оптическим микрометром для определения превышений с погрешностью не более 0,5 мм на 1 км хода
Н-3 (Н-3Л, Н-3К, Н-3КЛ)	Нивелир точный для определения превышений с погрешностью не более 3 мм на 1 км хода
Н-10 (Н-10Л, Н-10К, Н-10КЛ)	Нивелир технический для определения превышений с погрешностью не более 10 мм на 1 км хода

В соответствии с указанным ГОСТом нивелиры всех типов выпускаются в двух исполнениях: с уровнем при зрительной трубе и с компенсатором углов наклона. При наличии компенсатора к названию типа нивелира добавляется буква «К» (например, Н-10К). Часть моделей нивелиров Н-2 и Н-10 выпускается с лимбами для измерения горизонтальных углов; в этом случае к названию типа нивелира добавляется буква «Л» (например, Н-3Л, Н-10КЛ). В настоящее время в геодезическом производстве используется группа унифицированных нивелиров, разработанная на основе единой базовой модели. К названию типа таких нивелиров добавляется слева цифра 2 (например, 2Н-10Л).

§ 52. УСТРОЙСТВО НИВЕЛИРОВ С ЦИЛИНДРИЧЕСКИМИ УРОВНЯМИ

Основными частями нивелиров с цилиндрическими уровнями являются зрительная труба, цилиндрический уровень и подставка с тремя подъемными винтами. Если у таких нивелиров визирная ось и ось цилиндрического уровня параллельны, то после приведения пузырька уровня в нуль-пункт визирная ось займет горизонтальное положение.

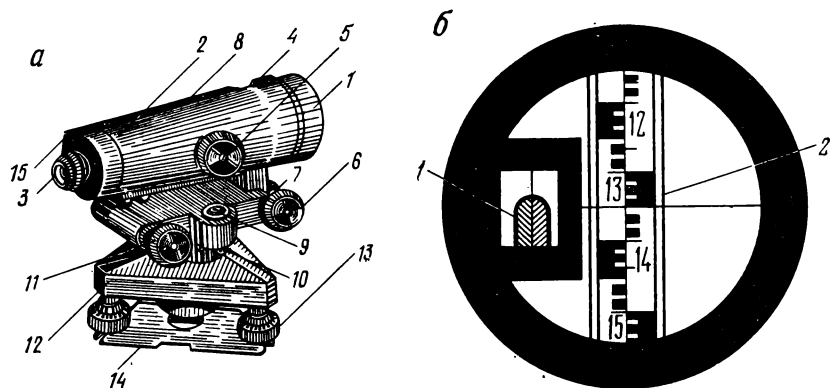


Рис. 66. Нивелир Н-3:

а — общий вид; 1 — объектив; 2 — корпус трубы, 3 — окуляр, 4 — мушка, 5 — ручка для фокусирования, 6 — наводящий винт, 7 — закрепительный винт, 8 — коробка цилиндрического уровня, 9 — круглый уровень, 10 — исправительный винт круглого уровня, 11 — элевационный винт, 12 — подставка, 13 — подъемный винт, 14 — пружинящая пластина с втулкой, 15 — торцевая часть коробки цилиндрического уровня с его исправительными винтами; *б* — поле зрения трубы: 1 — изображение концов половинок пузырька уровня, 2 — изображение рейки

Верхняя вращающаяся часть нивелира *Н-3* (рис. 66, *а*) несет на себе корпус зрительной трубы, который имеет прилив с расположенным в нем цилиндрическим уровнем и призменным устройством, передающим изображение концов пузырька уровня в поле зрения трубы. Положению пузырька уровня в нуль-пункте соответствует оптический контакт концов его половинок. При наклоне оси уровня контакт нарушается. Ампула уровня имеет термостатирующее устройство, благодаря чему длина пузырька при колебаниях температуры остается практически неизменной. Поле зрения трубы с изображением рейки и концов половинок пузырька приведено на рис. 66, *б*. Расположенная перед окуляром трубы сетка нитей не имеет исправительных винтов. Для предварительной установки оси вращения нивелира в отвесное положение служит круглый уровень; после приведения его пузырька в нуль-пункт в поле зрения трубы появляется изображение концов половинок пузырька цилиндрического уровня. Совмещение их концов достигается вращением элевационного винта.

Предел визирования зрительной трубы доведен до 2 м, что облегчает решение инженерных задач в стесненных условиях строительной

площадки. Увеличение трубы нивелира Н-3 равно 30, цена деления цилиндрического уровня $15''/2$ мм.

На рис. 67 представлен нивелир Н-10Л (НТ). Его особенностью по сравнению с нивелиром Н-3 является наличие шаровой пяты 7, заменяющей обычную подставку с тремя подъемными винтами. Для предварительной установки нивелира по круглому уровню прибор наклоняют рукояткой станového винта. На верхней вращающейся части расположены зрительная труба и контактный цилиндри-

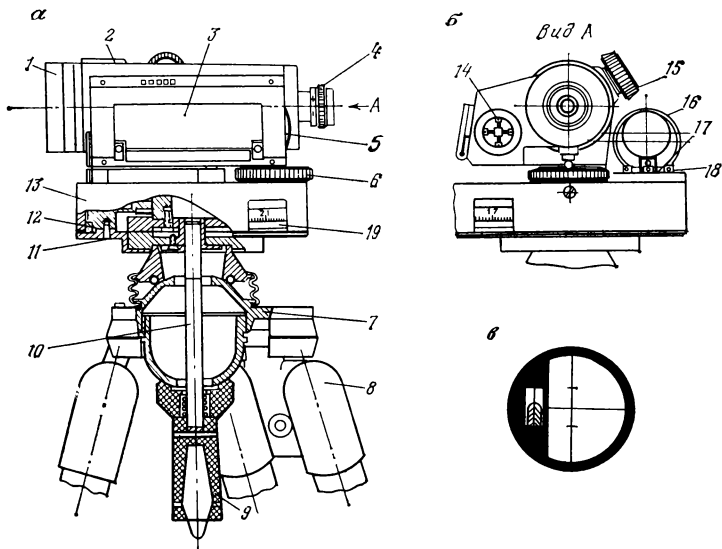


Рис. 67. Нивелир Н-10Л (НТ):

а — вид сбоку; *б* — вид со стороны окуляра; *в* — поле зрения трубы; 1 — зрительная труба; 2 — мушка; 3 — место расположения цилиндрического уровня; 4 — окуляр; 5 — крышка, прикрывающая исправительные винты цилиндрического уровня; 6 — элевационный винт; 7 — шаровая пята; 8 — ножка штатива; 9 — рукоятка станového винта; 10 — становой винт; 11 — винт, скрепляющий корпус с подставкой; 12 — горизонтальный круг; 13 — кожух вращающейся части; 14 — исправительные винты цилиндрического уровня; 15 — кремальера; 16 — зеркало для наблюдения за пузырьком круглого уровня; 17 — круглый уровень; 18 — исправительный винт круглого уровня; 19 — окно для производства отсчетов по лимбу

ческий уровень. Совмещение концов половинок его пузырька осуществляется вращением элевационного винта. Нивелир снабжен горизонтальным кругом с ценой деления 1° , точность отсчета по кругу $6'$; отсчет производится по индексу через окно. Прибор не имеет закрепительного и наводящего винтов; поворот зрительной трубы выполняется от руки. Увеличение трубы нивелира 23, цена деления контактного уровня $45''/2$ мм. В заключение приведем некоторые технические данные высокоточного нивелира Н-05. Увеличение его зрительной трубы 40, цена деления цилиндрического уровня $10''/2$ мм, средняя квадратическая погрешность измеренного на станции превышения при расстоянии до рейки 50 м равна 0,20 мм.

§ 53. УСТРОЙСТВО НИВЕЛИРОВ С КОМПЕНСАТОРОМ

В настоящее время широко применяются нивелиры с компенсатором, т. е. с приспособлением, при помощи которого линия визирования автоматически устанавливается в горизонтальное положение. Благодаря компенсатору отпадает необходимость приведения пузырька цилиндрического уровня в нуль-пункт, что значительно повышает производительность труда. Принцип работы компенсатора состоит в следующем. Пусть визирная ось vv_1' (рис. 68, *a*) трубы нивелира отклонилась от горизонтального направления, проходящего через центр объектива O , на угол τ ; тогда соответствующее смещение центра сетки нитей будет

$$vv_0 = ftg\tau \approx f\tau,$$

где f — фокусное расстояние зрительной трубы.

Компенсировать угол наклона τ визирной оси и сделать отсчет по рейке равным отсчету при горизонтальном положении визирного луча можно тремя способами: а) переместить центр сетки нитей из точки v в точку v_0 на величину $f\tau$ (компенсатор с подвесной сеткой нитей, рис. 68, *б*); б) сместить визирный луч на такой угол τ' , при котором этот луч прошел бы через центр сетки (компенсатор с поворотом визирного луча, рис. 68, *в*); в) переместить визирный луч параллельно своему первоначальному направлению так, чтобы он прошел через центр сетки (компенсатор с параллельным переносом визирного луча, рис. 68, *г*). Из приведенных рисунков следует, что механическое, оптическое, оптико-механическое или иное устройство, установленное в точке Q с целью компенсации угла наклона τ , должно удовлетворять условиям:

для первых двух типов компенсаторов

$$f\tau = S\tau', \quad (7.11)$$

для третьего типа

$$f\tau = kS\tau \text{ или } f = kS,$$

где S — длина хода луча от точки падения его на зеркало или призму компенсатора до центра сетки нитей, k — коэффициент, зависящий от числа отражений визирного луча.

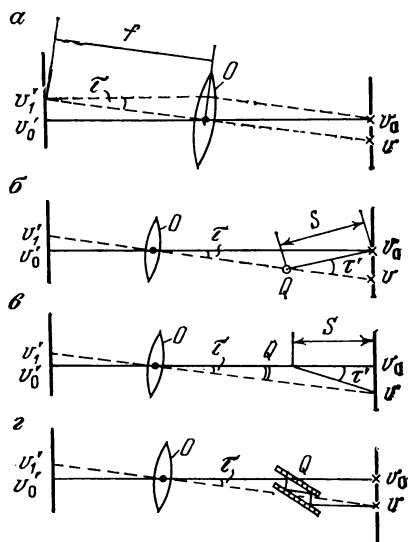


Рис. 68. Схема способов компенсации углов наклона трубы нивелира:

a — горизонтальное положение трубы; *б* — наклонное положение трубы; *в* — смещение сетки нитей; *г* — поворот визирного луча

Из выражения (7.11) следует,

$$f/S = \tau'/\tau = K, \quad (7.12)$$

где K — коэффициент компенсации. Уравнение (7.12) называется основным условием стабилизации. В общем случае компенсатор представляет собой механический (или гидромеханический) маятник. Чаще всего применяется маятниковая система, в которой оптический элемент (призма, зеркало, линза) подвешивается на тонких металлических или синтетических нитях. Подвеску маятника рас-

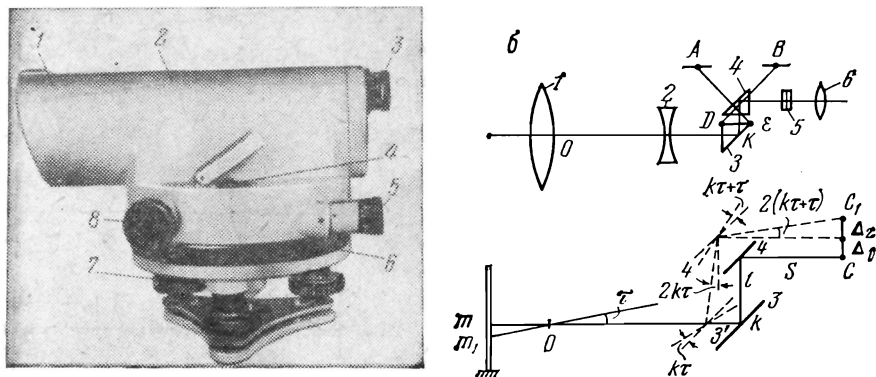


Рис. 69. Нивелир Н-ЗКЛ:

a — общий вид: 1 — визир для предварительного наведения зрительной трубы на объект, 2 — корпус зрительной трубы, 3 — окулярная трубка, 4 — установочный уровень, 5 — окуляр отсчетного микроскопа, 6 — кольцо лимба, 7 — подъемный винт, 8 — наводящий винт; b — принципиальная схема компенсатора: 1 — объектив, 2 — фокусирующая линза, 3 — подвижная призма компенсатора, 4 — неподвижная призма компенсатора, 5 — сетка нитей, 6 — окуляр

считывают так, чтобы при наклоне зрительной трубы на угол τ компенсатор отклонял визирный луч на угол.

$$\tau' = K\tau.$$

Нивелир Н-ЗКЛ (рис. 69, a) снабжен призмным компенсатором оптико-механического типа, обеспечивающим автоматическую установку линии визирования в горизонтальное положение при углах наклона оси нивелира в пределах $15'$. Предварительно нивелир должен быть установлен по круглому уровню.

Компенсатор состоит из подвижной призмы 3 (рис. 69, b), подвешенной на четырех скрещенных нитях AE и BD и неподвижной призмы 4. Отражающие грани обеих призм расположены под углом 45° к горизонтальному лучу OK , проходящему через центр объектива.

Правильный отсчет, произведенный по центру C сетки нитей, равен m . При наклоне трубы на угол τ центр сетки перейдет в положение C_1 , и отсчет по рейке при отсутствии компенсатора будет равен m_1 .

Смещение центра сетки равно $CC_1 = f\tau$. Возникшая погрешность компенсируется, если изображение правильного отсчета m переместится на величину CC_1 и совпадет с новым положением центра сетки нитей C_1 .

Наклон трубы на угол τ , вызовет наклон отражающей грани призмы 3 на угол $k\tau$, и она займет положение 3'. Отражающая грань призмы 4 наклонится на угол τ в направлении, противоположном наклону призмы 3, и займет положение 4'. Угол τ мал, поэтому

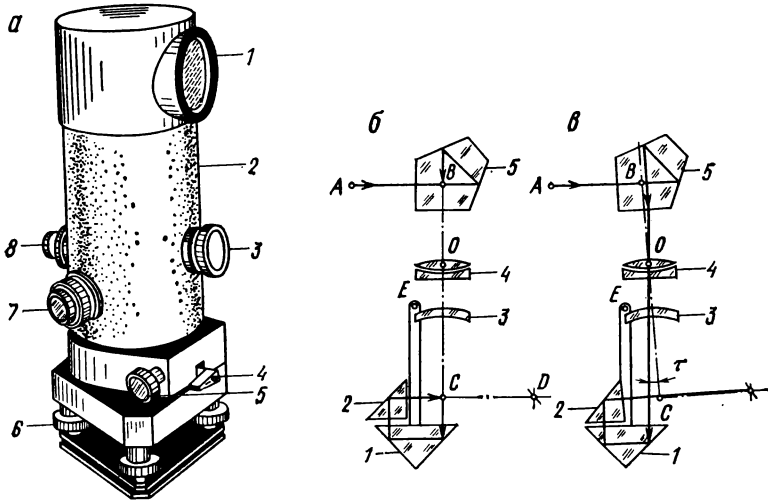


Рис. 70. Нивелир Ni-007:

a — общий вид: 1 — крышка объектива, 2 — зрительная труба, 3 — кремальера, 4 — закрепительный рычаг, 5 — наводящий винт, 6 — подъемный винт, 7 — винт вращения пентапризмы, 8 — окуляр; *б, в* — схема работы компенсатора: 1 — подвижная призма, 2 — неподвижная призма, 3 — фокусирующая линза, 4 — объектив, 5 — пентапризма; *D* — центр сетки нитей

изменение расстояний l и S будет также мало, так что смещение Δ_1 , центра сетки нитей по вертикали можно принять равным

$$\Delta_1 = 2lk\tau,$$

где l — расстояние вдоль луча между отражающими гранями призм 3 и 4, $2k\tau$ — угол между отвесной линией и лучом отраженным при наклоне оси нивелира. Обозначив через S расстояние вдоль луча между отражающей гранью призмы 4 и центром C сетки нитей, найдем величину смещения Δ_2 по формуле

$$\Delta_2 = 2S(k\tau + \tau).$$

Так как для компенсации необходимо выполнение условия $CC_1 = \Delta_1 + \Delta_2$, то

$$f\tau = 2lk\tau + 2S(k\tau + \tau),$$

или

$$k = (f - 2S) / [2(l + S)].$$

Задавая параметры f , S и l , находят геометрические размеры подвески компенсатора.

Колебания подвижной призмы компенсатора гасятся в течение 1 с поршневым приспособлением — воздушным демпфером. Коэффициент механической компенсации k равен 3. Предварительное наведение трубы нивелира на рейку производится от руки, точное — наводящим винтом δ (см. рис. 69, *a*).

Нивелир $Ni\ 007$ (рис. 70, *a*) изготавливается Народным предприятием «Карл Цейсс, Йена» (ГДР). Зрительная труба прибора ломаная, перископическая. Компенсатором является призма, подвешенная в виде маятника (рис. 70, *b*). Если ось нивелира занимает отвесное положение, то горизонтальный луч AB , несущий отсчет, будучи повернут пентапризмой, пойдет по визирной оси BC , отразится в призме компенсатора и попадет в центр D сетки нитей. Пусть ось нивелира наклонится влево на угол τ (рис. 70, *в*). Тогда горизонтальный луч AB , отразившись в пентапризме, пойдет отвесно вниз, после преломления в призме компенсатора попадет на грань неподвижной призмы в более высокой точке и пройдет через сместившийся центр D сетки. Таким образом, на рейке сохранится тот же отсчет, что и при горизонтальном положении визирной оси.

§ 54. НИВЕЛИРНЫЕ РЕЙКИ

Нивелирные рейки изготавливаются из деревянных брусьев двутаврового сечения толщиной 2—3 см. Для контроля отсчетов на рейках наносят две шкалы: основную и дополнительную. Если шкалы расположены на одной стороне рейки, то она называется односторонней. Односторонние рейки применяются только в комплекте с высокоточными нивелирами. Обе их штриховые шкалы с ценой деления 0,5 см нанесены на инварную ленту, вмонтированную в деревянный корпус.

Основная шкала двусторонней рейки (черная сторона) состоит из чередующихся черных и белых сантиметровых делений — шашек. Счет делений основной шкалы ведут от нуля, совмещенного с пяткой рейки (рис. 71). На дополнительной шкале (красная сторона) начальный отсчет выражается каким-либо произвольным числом, например 4687. Благодаря этому разность отсчетов по разным сторонам рейки должна оставаться всегда постоянной, что служит контролем нивелирования на станции. Каждый дециметр рейки подписан перевернутыми цифрами; в трубе нивелира видно их прямое изображение.

В соответствии с ГОСТ 11158—76 выпускаются нивелирные рейки трех типов: 1) РН-05 — односторонние штриховые рейки длиной 3000 или 1200 мм для нивелирования с погрешностью 0,5 мм на 1 км хода; 2) РН-3 — двусторонние шашечные рейки длиной 1500, 3000 и 4000 мм для нивелирования с допустимой погрешностью 3 мм на 1 км хода; 3) РН-10 — двусторонние шашечные рейки длиной 4000 мм для нивелирования с погрешностью 10 мм на 1 км хода.

Рейки длиной 4000 мм изготавливаются складными; рейки РН-3 длиной 3000 мм могут быть как складными, так и цельными. Установка реек РН-05 и РН-3 в отвесное положение производится с по-

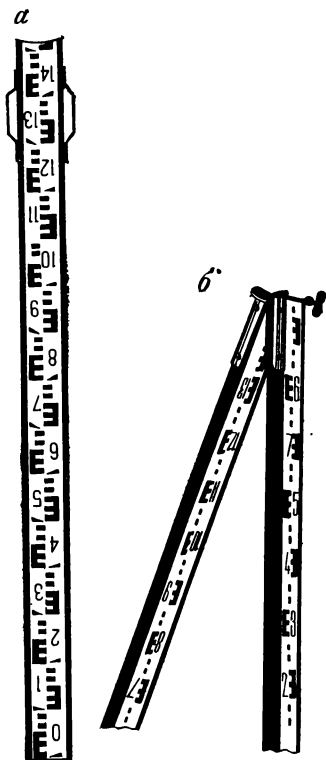


Рис. 72. Приспособления для установки реек:
а — башмак; б — костыль

Рис. 71. Нивелирные шашечные рейки:
а — цельная; б — складная

мощью укрепленных на них круглых уровней. Во время работы рейки ставят на башмаки, костыли (рис. 72) или на деревянные колья.

§ 55. ПОВЕРКИ И ЮСТИРОВКИ УРОВЕННЫХ НИВЕЛИРОВ

1. Проверка круглого (установочного) уровня: ось круглого уровня должна быть параллельна оси нивелира.

Двумя подъемными винтами приводят пузырек уровня в нуль-пункт. Если после поворота верхней части нивелира на 180° пузырек останется в нуль-пункте — условие выполнено. В противном случае, действуя исправительными винтами уровня, перемещают пузырек в направлении к нуль-пункту на половину дуги отклонения.

2. Проверка правильности установки сетки нитей: вертикальная нить сетки должна быть параллельна оси нивелира.

Наводят центр сетки нитей трубы на шнур отвеса, подвешенного в 25—30 м от нивелира. Если при этом вертикальная нить сетки сов-

падает со шнуром — условие выполнено. В противном случае поворачивают сетку в нужную сторону, ослабив предварительно винты, скрепляющие сетку с корпусом трубы.

3. Проверка главного геометрического условия нивелиров: *визирная ось трубы должна быть параллельна оси цилиндрического уровня*. Проверка производится двойным нивелированием линии длиной 50—70 м. Установив нивелир окуляром над

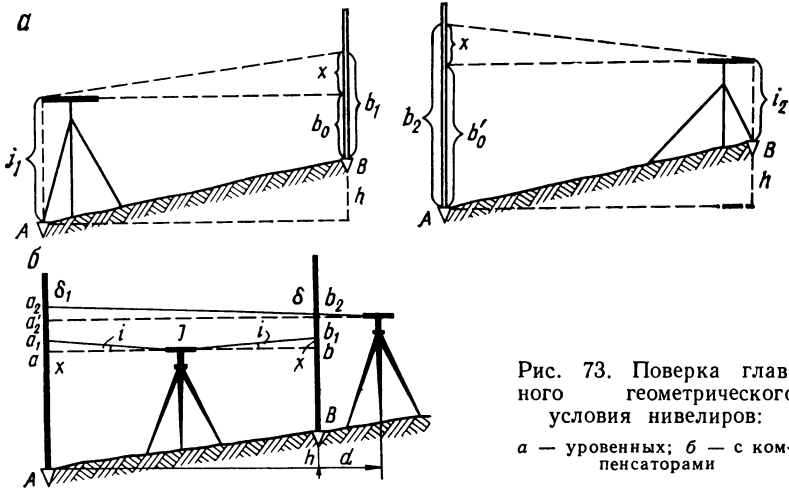


Рис. 73. Проверка главного геометрического условия нивелиров:

а — у уровней; б — с компенсаторами

концом А линии (рис. 73, а), приводят в нуль-пункт пузырек круглого уровня и измеряют высоту прибора i_1 . Наводят трубу на стоящую в точке В рейку и берут по ней отсчет. В случае невыполнения условия вместо правильного отсчета b_0 будет прочитан отсчет b_1 , содержащий погрешность x .

Из рис. 73, а следует, что

$$|h| = i_1 - b_0 = i_1 - b_1 + x. \quad (7.13)$$

Меняют местами нивелир и рейку устанавливая прибор по круглому уровню, измеряют его высоту i_2 и берут отсчет b_2 по рейке.

Так как расстояние АВ постоянно, отсчет b_2 будет ошибочен на ту же величину x , а потому

$$|h| = b'_0 - i_2 = b_2 - x - i_2.$$

Решая уравнения (7.13) и (7.14) относительно x , получим

$$x = (b_1 + b_2)/2 - (i_1 + i_2)/2. \quad (7.14)$$

Погрешность x не должна превышать 4 мм. В противном случае элевационным винтом наводят среднюю нить сетки на отсчет по рейке, равный

$$b'_0 = b_2 - x$$

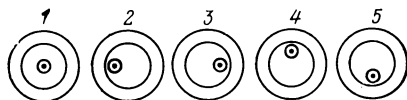
и вертикальными исправительными винтами цилиндрического уровня совмещают изображения концов его пузырька. Для контроля поверку повторяют.

§ 56. ПОВЕРКИ НИВЕЛИРА Н-ЗК

Главное условие, которому должны удовлетворять как нивелир Н-ЗК, так и другие нивелиры с компенсаторами, следующее: *линия визирования должна быть горизонтальной при наклонах оси прибора в пределах расчетного угла компенсации.*

Проверки установочного уровня и положения сетки нитей выполняются так же, как и у нивелира Н-З. После соответствующих юстировок проверяют степень компенсации углов наклона оси нивелира. Для этого устанавливают нивелир в середине между рейками, отстоящими друг от друга на 100 м, и определяют превышения на

Рис. 74. Положения пузырька круглого уровня при определении погрешности компенсации



станции пятью приемами при положениях пузырька круглого уровня, показанных на рис. 74. Если средние значения превышения, полученные при положениях пузырька уровня 2, 3, 4 и 5, отличаются от среднего значения превышения, полученного при положении 1, более чем на 5 мм, прибор подлежит юстировке в заводских условиях.

Проверка главного геометрического условия может быть выполнена следующим образом. Устанавливают нивелир точно посередине между рейками, находящимися друг от друга на расстоянии 50—80 м (см. рис. 73, б). Приведя ось прибора в отвесное положение с помощью круглого уровня, берут отсчеты по рейкам a_1 и b_1 . Если условие не выполнено, т. е. визирный луч отклоняется от горизонтального направления на некоторый угол i , оба отсчета будут искажены на одну и ту же величину x . Поэтому превышение, вычисленное по отсчетам a и b , будет правильным.

$$h = a_1 - b_1 = (a + x) - (b + x) = a - b.$$

Далее ставят нивелир за передней рейкой на наименьшем расстоянии визирования и берут отсчеты a_2 по дальней и b_2 по ближней рейкам. Пренебрегая по малости расстояния d погрешностью отсчета $\delta = b_2 - b_1$, можно предвычислить отсчет a'_2 , соответствующий горизонтальному положению визирного луча $a'_2 = h + b_2$.

Предвычисленный отсчет a'_2 не должен отличаться от фактического a_2 более чем на 4 мм. В противном случае сетку нитей перемещают исправительными винтами так, чтобы отсчет a_2 стал равным a'_2 .

§ 57. ПОГРЕШНОСТИ ГЕОМЕТРИЧЕСКОГО НИВЕЛИРОВАНИЯ

Пусть m_a и m_b — средние квадратические погрешности отсчетов a и b по задней и передней рейкам. Соответствующая погрешность превышения h , вычисленного по формуле $h = a - b$, найдется из выражения

$$m_h = \sqrt{m_a^2 + m_b^2}.$$

Полагая $m_a = m_b = m_{отс}$, будем иметь:

$$m_h = m_{отс} \sqrt{2}. \quad (7.15)$$

Основными погрешностями, влияющими на погрешность $m_{отс}$ отсчета по рейке, являются:

1) средняя квадратическая погрешность $m_{ур}$ установки оси цилиндрического уровня в горизонтальное положение; для контактного уровня погрешность $m_{ур}$ (мм) вычисляется по формуле

$$m_{ур} = 1,5\tau''d \cdot 10^{-4}, \quad (7.16)$$

где τ'' — цена деления уровня, d — расстояние от нивелира до рейки; для нивелира Н-10 $\tau'' = 45''$ и при расстоянии $d = 150$ м (техническое нивелирование) получим

$$m_{ур} = 1,5 \cdot 45 \cdot 150 / 10\,000 = 1,0 \text{ мм};$$

2) средняя квадратическая погрешность $m_{окр}$ округления отсчета по рейке, вычисляемая по формуле

$$m_{окр} = 0,03t + 0,2d/v, \quad (7.17)$$

где t — цена деления рейки, v — увеличение зрительной трубы; подставляя в формулу (7.17) $t = 10$ мм и $v = 23$ (нивелир Н-10), получим

$$m_{окр} = 0,03 \cdot 10 + 0,2 (150\,000/23) = 1,6 \text{ мм};$$

3) средняя квадратическая погрешность m_i , обусловленная неполным соблюдением главного условия

$$m_i = \Delta d (i''/\rho''), \quad (7.18)$$

где Δd — разность расстояний от нивелира до реек (для технического нивелирования допускается $\Delta d = 10$ м), i'' — угол между визирной осью трубы и осью цилиндрического уровня (для нивелиров технической точности $i'' = 10''$); подставляя эти данные в формулу (7.18), будем иметь

$$m_i = 10000 \text{ мм} \cdot 10'' / 200\,000'' = 0,5 \text{ мм};$$

4) средняя квадратическая погрешность $m_{ш}$ нанесения делений на рейку и равная 0,5 мм.

В результате совместного действия всех перечисленных независимых погрешностей получается суммарная погрешность $m_{отс}$, равная

$$m_{отс} = \sqrt{m_{ур}^2 + m_{окр}^2 + m_i^2 + m_{ш}^2} = 2,0 \text{ мм}.$$

С учетом выражения (7.15) имеем $m_h = 2 \text{ мм} \sqrt{2} = 3 \text{ мм}$. Предельная погрешность Δ_h определения превышения на станции будет равна

$$\Delta_h = 3 \cdot m_h = 9 \text{ мм}.$$

В нормативных документах для технического нивелирования инструкцией допускается $\Delta_h = 10$ мм.

Для нивелирного хода из n станций допустимая невязка в превышениях может быть найдена из соотношения

$$f_h = 10 \text{ мм } \sqrt{n}.$$

§ 58. ПРОИЗВОДСТВО ТЕХНИЧЕСКОГО НИВЕЛИРОВАНИЯ

Ход технического нивелирования начинают с передачи высоты репера государственного нивелирования на начальный пункт. Эта операция, называемая привязкой хода к реперу, выполняется в следующем порядке.

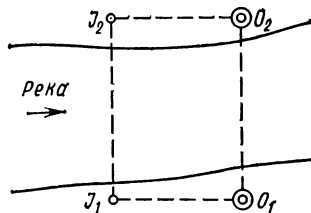
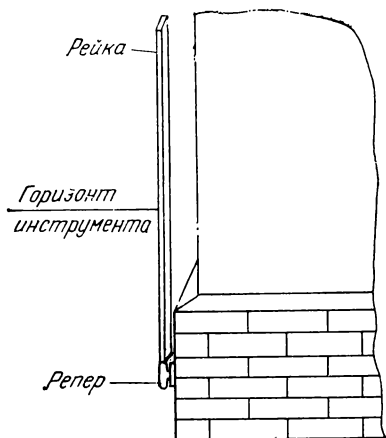


Рис. 76. Передача высоты через водное препятствие

Рис. 75. Привязка нивелирного хода к реперу

1. Устанавливают нивелир посередине между репером и начальным пунктом хода (расстояния между прибором и рейками измеряются шагами или нитяным дальномером) и с помощью круглого уровня приводят ось нивелира в отвесное положение.

2. Наводят трубу на черную сторону стоящей на репере задней рейки (рис. 75) и берут отсчет по средней нити сетки.

3. Визируют на переднюю рейку, установленную на костыле или кольшке, обозначающем начальный пункт нивелирного хода, и берут поочередно отсчеты по ее черной и красной сторонам.

4. Наводят трубу на заднюю рейку и берут заключительный отсчет по ее красной стороне.

Все отсчеты записывают в журнал, в котором вычисляют превышения h на каждой станции, полученные как разности отсчетов по черным и красным сторонам задней и передней реек. Если оба значения h различаются между собой не более чем на 5 мм, то за окончательный результат принимают среднее арифметическое из них. Затем задний реечник снимает рейку с репера и переносит ее на второй пункт нивелирного хода. Нормальное расстояние между рейками, предусмотренное действующей инструкцией, составляет 120 м. Неравенство расстояний от нивелира до реек не должно быть более 10 м.

Работа по проложению хода технического нивелирования заканчивается его привязкой к реперу с известной высотой H_B . Сумма превышений должна быть равна разности высот конечного H_B и исходного H_A реперов.

Невязка в превышениях вычисляется по формуле

$$f_h = \sum h_{\text{пр}} - (H_B - H_A), \quad (7.19)$$

где $\sum h_{\text{пр}}$ — практическая сумма превышений по ходу. Если ход замкнут, т. е. начинается и заканчивается на исходном репере, то $H_A = H_B$; тогда

$$f_h = \sum h_{\text{пр}}.$$

Для подсчета допустимой невязки пользуются соотношениями

$$f_h = 50 \text{ мм } \sqrt{L} \quad (7.20)$$

или

$$f_h = 10 \text{ мм } \sqrt{n}, \quad (7.21)$$

где L — длина хода в километрах, n — число станций в ходе. Если невязка допустима, ее распределяют с обратным знаком между превышениями, поровну на каждую станцию; по исправленным превышениям вычисляют высоты пунктов хода.

При производстве технического нивелирования часто возникает необходимость передачи высот через водные препятствия (реки, каналы), ширина которых значительно превышает нормальное расстояние от нивелира до рейки (120 м). В этом случае на обоих берегах реки закрепляют кольями точки O_1 и O_2 (рис. 76). На расстоянии около 20 м от точек O_1 и O_2 намечают нивелирные станции J_1 и J_2 . Установив прибор на станции J_1 берут отсчеты вначале по рейке в точке O_1 , а затем по рейке в точке O_2 . Переправившись как можно быстрее на другой берег реки, устанавливают нивелир на станции J_2 и, не меняя фокусировки трубы, берут отсчет по рейке в точке O_1 , а затем по ближайшей рейке в точке O_2 . При такой программе наблюдений влияние рефракции на измеренное превышение между точками O_1 и O_2 будет одинаково по величине и противоположно по знаку. Поэтому в среднем погрешность за рефракцию будет исключена из окончательного результата.

§ 59. ОБЩИЕ СВЕДЕНИЯ О ВЫСОКОТОЧНОМ НИВЕЛИРОВАНИИ

Согласно действующим инструкциям средняя квадратическая погрешность определения превышения методом геометрического нивелирования наивысшей точности (государственное нивелирование I класса) не должна превышать 0,5 мм на 1 км хода и 0,15 мм — на станции. Такая высокая точность измерений достигается:

1) применением наиболее совершенных приборов с ценой деления контактного уровня не более $12''$ и увеличением трубы не менее 44 и имеющий термостатирующий кожух для защиты от изменения внешних температур;

2) использованием нивелирных реек с инварной шкалой с ценой деления 0,5 см. Отсчет по таким рейкам выполняется по способу

совмещений, когда расстояние от горизонтальной нити сетки до ближайшего штриха рейки оценивается не на глаз, а при помощи оптического микрометра с точностью 0,05 мм;

3) максимально возможным ослаблением влияния рефракции и погрешности за неполное соблюдение главного условия; с этой целью длина визирного луча ограничивается пределом 50 м, его высота над землей должна быть не ниже 0,8 м, а неравенство расстояний от нивелира до реек допускается не более 0,5 м; нивелирование разрешается производить лишь в условиях хорошей видимости и только в периоды наименьшего действия рефракции: наблюдения начинают через полчаса после восхода Солнца и заканчивают за час до его захода с перерывом в полуденные часы;

4) компенсацией систематических погрешностей нивелирования за счет вертикальных перемещений штатива прибора и реек; добиться этого позволяет симметричная программа наблюдений, предусматривающая, во первых, нивелирование в прямом и обратном направлениях по двум парам костылей, образующих два параллельных хода — правый и левый; во вторых, порядок отсчетов по рейкам таков, что на нечетных станциях наблюдения начинают с задней, а на четных — с передней рейки;

5) особой конструкцией нивелирных знаков — фундаментальных реперов, закладываемых на значительную глубину, в условиях, обеспечивающих сохранение ими неизменной высоты в течение длительного времени.

Кроме лабораторных исследований, проводимых по специальной программе, для высокоточных нивелиров предусмотрены те же три проверки, что и для нивелира Н-3. Из них первые две производятся в порядке, изложенном в § 55. Третья проверка состоит из двух частей и формулируется так: *проекция визирной оси трубы и оси цилиндрического уровня на горизонтальную и отвесную плоскости должны быть параллельны*. Первую часть проверки выполняют следующим образом. Устанавливают трубу по направлению одного из подъемных винтов, приводят ее в горизонтальное положение и берут отсчет по рейке, расположенной в 50 м от прибора. Следя за тем, чтобы отсчет не изменился, плавным движением двух подъемных винтов в разные стороны наклоняют трубу поочередно вправо и влево. Если в обоих случаях изображения концов пузырька контактного уровня не расходятся или смещаются в одну и ту же сторону, то проекции осей уровня и трубы параллельны. В противном случае установку цилиндрического уровня исправляют боковыми исправительными винтами. Вторая часть третьей проверки выполняется двойным нивелированием линии $d = 50$ м. По его результатам вычисляют угол i между проекциями осей трубы и уровня на вертикальную плоскость по формуле

$$i'' = x_p''/d.$$

Угол i'' определяется не менее трех раз и должен быть в пределах 20'' при допустимом расхождении между его отдельными значениями 4''.

§ 60. ПОНЯТИЕ О ЛАЗЕРНЫХ НИВЕЛИРАХ

Повышенные требования точности и оперативности, предъявляемые к геодезическим измерениям современным строительством, привели к разработке и внедрению в производство новых конструкций геодезических приборов — лазерных нивелиров.

Принцип действия лазера основан на квантомеханических процессах, протекающих в объеме вещества. Из физики известно, что атом состоит из ядра и движущихся вокруг него по орбитам электронов. Существует некоторое количество фиксированных орбит, на которых может находиться электрон, переходя поочередно с одной на другую; вне этих «разрешенных» орбит никакого промежуточного положения электрон занимать не может.

При переходе электрона с одной орбиты на другую он либо поглощает, либо выделяет строго определенную порцию энергии — квант энергии, поэтому орбиты электронов получили название энергетических уровней. Чем дальше от ядра расположена орбита, тем большей энергией обладает находящийся на ней электрон. Чтобы перевести электрон на более высокий энергетический уровень (т. е., с исходной орбиты на другую, отстоящую дальше от ядра), надо подвести к нему извне порцию энергии, достаточную для такого перехода. Это может быть достигнуто, например, путем нагревания вещества или воздействием на него электрического поля.

Переход электрона с верхнего энергетического уровня на нижний сопровождается выделением кванта энергии в виде электромагнитного излучения; такой квант называется фотоном. Каждый фотон имеет строго фиксированную частоту, зависящую от разности энергий соответствующих энергетических уровней. В определенном диапазоне частот электромагнитное излучение воспринимается нами как видимый свет. Для практики полезным является случай, когда во всех атомах вещества имеет место переход электронов с одних и тех же энергетических уровней на нижестоящие. Это значит, что все атомы излучают фотоны одной и той же частоты; такое излучение называется монохроматическим. Если к тому же электромагнитные волны, излучаемые отдельными атомами, складываются синфазно, то такое монохроматическое излучение становится когерентным, и его можно сфокусировать в тонкие пучки с высокой плотностью энергии (до 10^{12} Вт/м²). Генераторы когерентного светового излучения называются л а з е р а м и. Слово «лазер» образовано из начальных букв английских слов Light Amplification by Stimulated Emission of Radiation, что означает «усиление света за счет стимулированного (вынужденного) излучения».

Большое распространение в технике получили газовые лазеры, в которых в качестве активного вещества (т. е., вещества, способного придать в возбужденное состояние) используется смесь гелия и неона, помещенная в стеклянную газоразрядную трубку. Под влиянием электрического разряда в трубке возникает стимулированное излучение. Благодаря специальной системе зеркал поток излучения неоднократно проходит через объем вещества, еще более

усиливается и устремляется через торцевое отверстие трубки в виде интенсивного узко направленного пучка. Таким образом, в пространстве создается идеально прямая и визуально обнаруживаемая опорная линия. Задавая лазерному пучку горизонтальное направление, можно с его помощью определять превышения, как обычным нивелиром. Если заставить луч лазера сканировать (вращаться) в горизонтальной плоскости, он образует опорную плоскость, относительно которой можно выполнить нивелирование поверхности с использованием любого числа нивелирных реек.

Подобно обычным нивелирам, лазерные нивелиры могут быть как урочными, так и с самоустанавливающейся опорной линией. При этом лазерный пучок может проходить через зрительную трубу либо быть параллельным ее визирной оси; в последнем случае лазерное устройство имеет вид насадки, укрепленной на зрительной трубе (рис. 77).

§ 61. ТРИГОНОМЕТРИЧЕСКОЕ НИВЕЛИРОВАНИЕ

Пусть требуется определить превышение h между точками A и B линии местности (рис. 78). Установив в точке A теодолит, наводят его трубу на верх стоящей в точке B рейки и измеряют верти-

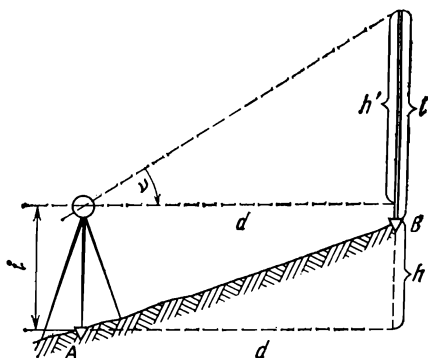
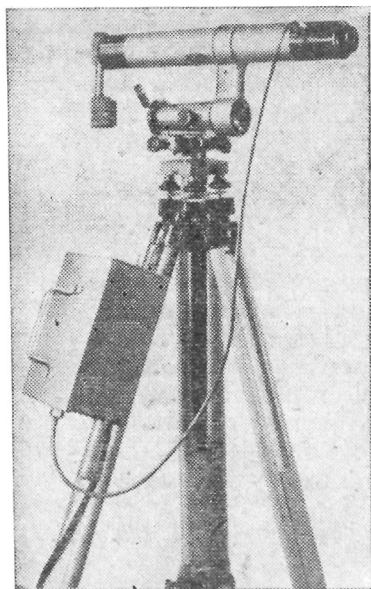


Рис. 78. Схема тригонометрического нивелирования

Рис. 77. Лазерный нивелир

кальный угол v . По известной длине l рейки и измеренным горизонтальному расстоянию d и высоте прибора i можно определить величину h из соотношений:

$$h + l = h' + i \text{ или } h = h' + i - l.$$

Поскольку

$$h' = d \operatorname{tg} v,$$

то искомое значение h будет равно

$$h = d \operatorname{tg} v + i - l. \quad (7.22)$$

Формула (7.22) называется **полной формулой тригонометрического нивелирования**.

Если визировать на метку, прикрепленную к рейке на высоте прибора ($i = l$), получим сокращенную формулу тригонометрического нивелирования

$$h = d \operatorname{tg} v. \quad (7.23)$$

Из § 43 известно, что горизонтальная проекция d наклонного расстояния, измеренного нитяным дальномером, определяется из выражения

$$d = (Kn + c) \cos^2 v.$$

Подставив это значение d в формулы (7.22) и (7.23), получим соответственно

$$h = (1/2) (Kn + c) \sin 2v + i - l; \quad (7.24)$$

$$h = (1/2) (Kn + c) \sin 2v. \quad (7.25)$$

Для вычисления превышений по формулам (7.22)—(7.25) пользуются микрокалькуляторами или специальными таблицами.

Так же, как в случае геометрического нивелирования, на результаты тригонометрического нивелирования оказывают влияние кривизна Земли и рефракция. Однако вследствие малости совместной поправки f она учитывается лишь при расстояниях d , превышающих 300 м.

§ 62. ТОЧНОСТЬ ТРИГОНОМЕТРИЧЕСКОГО НИВЕЛИРОВАНИЯ

На точность определения превышений способом тригонометрического нивелирования влияют главным образом погрешности измерения расстояния $D = Kn + c$ и вертикального угла v . Погрешности измерения высоты прибора i и высоты визирования l не превышают 1 см и ими можно пренебречь. Поэтому для оценки точности тригонометрического нивелирования воспользуемся сокращенной формулой (7.25). Обозначив $Kn + c = D$, по формуле для нахождения погрешности функции будем иметь

$$m_h^2 = \left(\frac{\partial h}{\partial D}\right)^2 m_D^2 + \left(\frac{\partial h}{\partial v}\right)^2 \frac{m_v^2}{\rho^2}$$

или

$$m_h^2 = \left(\frac{1}{2} \sin 2v\right)^2 m_D^2 + (D \cos 2v)^2 \frac{m_v^2}{\rho^2}. \quad (7.26)$$

Принимая погрешности измерения вертикального угла v и расстояния D соответственно равными $m_v = 30''$ и $m_D/D = 1/300$ для $D = 100$ м $v = 3^\circ$, по формуле (7.26) получим $m_h = 2,2$ см и пре-

дельную погрешность $\Delta_h = 2m_h = 4,4$ см. Согласно действующим инструкциям, расхождение в значениях превышений, измеренных в прямом и обратном направлениях, не должно быть более 4 см на каждые 100 м расстояния. Допустимая высотная невязка хода, (в метрах) проложенного способом тригонометрического нивелирования, определяется по формуле

$$f_h = 0,04SV\sqrt{n}. \quad (7.27)$$

где S — средняя длина стороны хода, выраженная в сотнях метров, n — число сторон хода.

§ 63. ПРИНЦИП ГИДРОСТАТИЧЕСКОГО НИВЕЛИРОВАНИЯ

Гидростатический нивелир состоит из двух наполненных жидкостью стеклянных сосудов (стаканов), соединенных гибким шлангом (рис. 79, а). Установив сосуды в точках A и B , между которыми

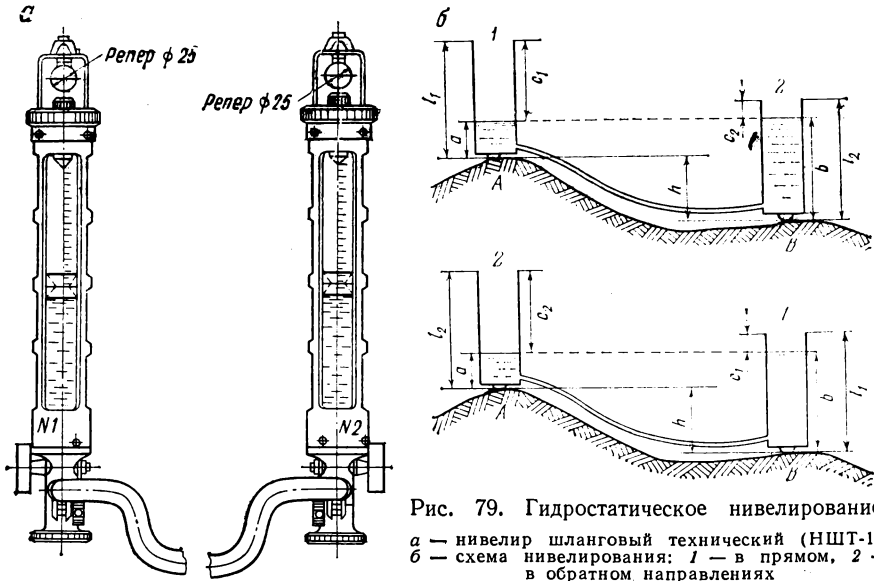


Рис. 79. Гидростатическое нивелирование:

a — нивелир шланговый технический (НШТ-1);
 b — схема нивелирования: 1 — в прямом, 2 — в обратном направлениях

определяется превышение h (рис. 79, б), измеряют высоты a и b столбов жидкости в каждом сосуде. Из рис. 79, б следует

$$h = a - b.$$

Так как

$$a = l_1 - c_1; \quad b = l_2 - c_2,$$

где l_1, l_2 — высоты сосудов, c_1, c_2 — расстояния от верха сосудов до уровня жидкости, то $h = (l_1 - c_1) - (l_2 - c_2)$, или

$$h = (c_2 - c_1) - (l_2 - l_1).$$

Для данного гидростатического нивелира разность $l_2 - l_1$ — величина постоянная; она называется местом нуля и обозначается МО. Следовательно,

$$h = (c_2 - c_1) - \text{МО}. \quad (7.28)$$

После перестановки сосудов (рис. 79, б) и производства отсчетов c'_2 и c'_1 получим

$$h = (l_2 - c'_2) - (l_1 - c'_1),$$

или

$$h = (c'_1 - c'_2) + (l_2 - l_1) = (c'_1 - c'_2) + \text{МО}. \quad (7.29)$$

Решая уравнения (7.28) и (7.29) относительно h и МО соответственно, имеем

$$h = [(c_2 - c_1) - (c'_2 - c'_1)]/2; \quad (7.30)$$

$$\text{МО} = [(c_2 - c_1) + (c'_2 - c'_1)]/2. \quad (7.31)$$

Методика двойного нивелирования со взаимной перестановкой сосудов повышает точность результата, но весьма трудоемка. Для технического нивелирования могут быть использованы формулы (7.28) и (7.29) при условии предварительного определения места нуля по формуле (7.31). Точность измерения превышения нивелиром НШТ-1 (см. рис. 79) составляет 0,5 мм; приборы более совершенных конструкций позволяют значительно повысить эту точность. Гидростатическое нивелирование широко применяется при монтаже технологического оборудования и наблюдениях за деформациями сооружений.

РАЗДЕЛ ТРЕТИЙ

ГЕОДЕЗИЧЕСКИЕ СЕТИ

Глава 8

ГОСУДАРСТВЕННЫЕ ГЕОДЕЗИЧЕСКИЕ СЕТИ И СЕТИ СГУЩЕНИЯ

§ 64. ОБЩИЕ СВЕДЕНИЯ О ПЛАНОВЫХ ГЕОДЕЗИЧЕСКИХ СЕТЯХ

Геодезический пункт и геодезическая сеть. Одной из главных задач геодезии является определение с высокой точностью координат сравнительно небольшого числа специально закрепленных на земной поверхности точек — геодезических пунктов.

Геодезический пункт состоит из двух устройств: геодезического знака — сооружения (рис. 80, а), обозначающего положение геодезического пункта на местности и обеспечивающего видимость между смежными пунктами, и центра (рис. 80, б), являющегося носителем

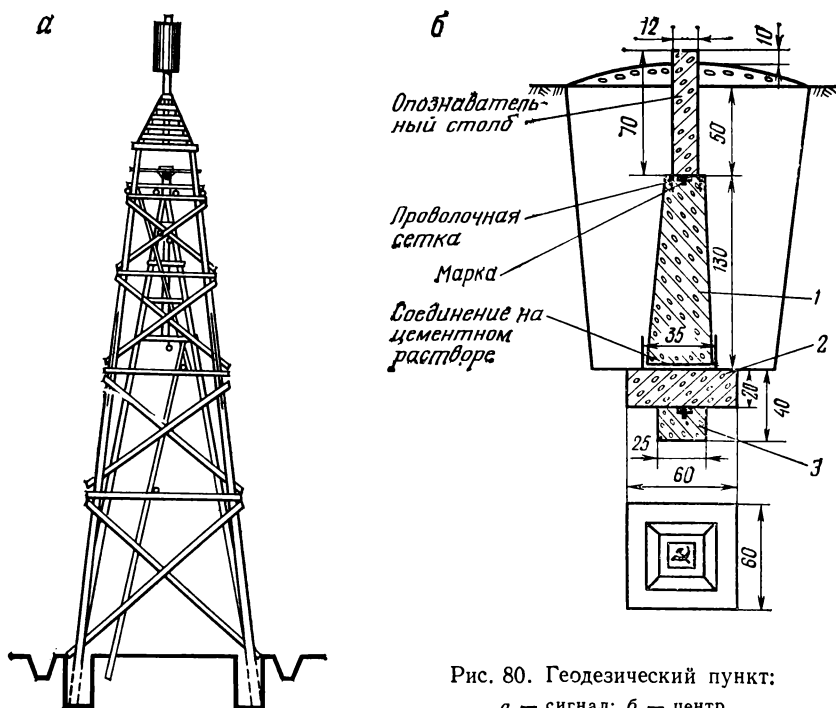


Рис. 80. Геодезический пункт:
а — сигнал; б — центр

координат геодезического пункта. Он призван надежно и долговременно сохранять неизменным положение своей основной детали — марки центра, к метке которой относятся координаты пункта.

Систему (совокупность) геодезических пунктов, положение которых определено в общей для них системе геодезических координат, называют **г е о д е з и ч е с к о й с е т ь ю**.

Для определения координат пунктов сети между ними измеряют расстояния и углы. Отрезки линий, ограниченные геодезическими пунктами, вдоль которых измерялась длина или направление, называют **с т о р о н а м и с е т и**.

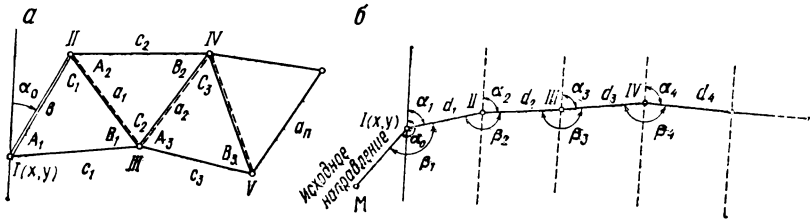


Рис. 81. Методы построения геодезических сетей:

а — триангуляция; б — полигонометрия

Каждый последующий пункт геодезической сети, начиная со второго, должен быть связан с предшествующими пунктами не менее чем двумя измеренными элементами (угол, длина стороны, дирекционный угол).

Геодезическую сеть создают таким образом, чтобы ее стороны образовывали простые геометрические фигуры, удобные для решения, т. е. определения всех их элементов, а по ним — координат вершин.

Методы построения геодезических сетей. Различают три основных метода построения плановых геодезических сетей:

- 1) **т р и а н г у л я ц и я** — построение геодезической сети в виде системы треугольников, в которых измерены углы и некоторые стороны, называемые базисными, или просто базисами (рис. 81, а);
- 2) **п о л и г о н о м е т р и я** — построение геодезической сети путем измерения расстояний и углов между пунктами хода (рис. 81, б);
- 3) **т р и л а т е р а ц и я** — построение геодезической сети в виде системы треугольников, в которых измерены все их стороны.

Возможно построение геодезической сети комбинированием всех трех методов.

В основе метода триангуляции лежит решение треугольника по стороне и двум углам — теорема синусов. Многократное последовательное применение этой теоремы к треугольникам триангуляционной цепи, в которой каждый последующий $(i + 1)$ -й треугольник связан с предшествующим i -м общей стороной a_i (см. рис. 81, а), приведет к следующим значениям

$$a_n = b \frac{\sin A_1 \sin A_2 \dots \sin A_n}{\sin B_1 \sin B_2 \dots \sin B_n}; c_n = a_{n-1} \cdot \frac{\sin C_n}{\sin B_n}, \quad (8.1)$$

где a_n — связующая; c_n — промежуточные стороны i -го треугольника.

Метод трилатерации основан на возможности решения треугольника по трем его сторонам a , b , c ; углы определяются по теореме косинусов. Так, для угла A имеем

$$\cos A = (c^2 + b^2 - a^2)/2bc. \quad (8.2)$$

Эту формулу можно привести к виду

$$\operatorname{tg} \frac{A}{2} = \sqrt{\frac{(p-b)(p-c)}{p(p-a)}}, \quad (8.3)$$

где p — полупериметр, т. е. $2p = a + b + c$.

В полигонометрии система геодезических пунктов образует полигон — многоугольник, который может быть замкнутым или разомкнутым (см. рис. 81, б). Измеряемыми элементами являются стороны полигона d_1, d_2, \dots, d_n и его углы $\beta_1, \beta_2, \dots, \beta_n$ или дирекционные углы $\alpha_1, \alpha_2, \dots, \alpha_n$.

Состав работ по построению геодезических сетей. При построении и развитии геодезических сетей выполняют целый комплекс геодезических полевых и камеральных работ. Начинаются они с разработки проекта геодезической сети, который выполняют по топографическим картам и планам наиболее крупных масштабов. При этом в каждом районе, в зависимости от местных условий, построение геодезической сети ведется тем методом, который дает наибольшую экономию сил и денежных средств. Исключение из этого правила допускается лишь в некоторых случаях, например, при особой срочности работ, в целях охраны окружающей среды и т. д.

Составленный проект геодезической сети уточняют на местности в отношении расположения пунктов, высот знаков и т. д. Этот вид работы называется *рекогносцировкой*.

Затем закрепляют пункты на местности — строят знаки и закладывают центры. Знак геодезического пункта имеет двойное назначение: во-первых, на его столике устанавливают прибор для измерения углов (расстояний); во-вторых, верхняя часть знака (визирная цель) служит для наблюдения с других пунктов. Сложность этой работы усугубляется тем, что центры визирного приспособления и столика должны лежать на отвесной линии, проходящей через метку марки центра знака.

После завершения строительных работ наступает наиболее ответственный этап полевых работ: выполняют измерения углов и длин сторон.

Заканчиваются работы по построению геодезических сетей математической обработкой результатов измерений. В конечном счете составляют каталог координат пунктов геодезической сети.

§ 65. ОБЩИЕ СВЕДЕНИЯ О ВЫСОТНЫХ ГЕОДЕЗИЧЕСКИХ СЕТЯХ

Высотная геодезическая сеть и ее пункты. Первоочередное назначение геодезического пункта сети, рассмотренного в предыдущем параграфе, — сохранять неизменным свое

плановое положение — координаты x, y (φ, λ). Однако, как правило, эти пункты являются одновременно и пунктами высотной сети, т. е. их центры фиксируют также и высоту H .

Геодезический знак, специально предназначенный для долговременного и надежного закрепления на местности высоты, называют репером. Вообще говоря, на репер могут быть переданы и плановые координаты x, y , но основное назначение репера — сохранение высоты H относительно уровня моря. Таким образом, геодезическая высотная сеть есть совокупность реперов и геодезических пунктов, для центров которых определены высоты.

Высотный ход. Узловая точка. Высотная геодезическая сеть состоит, как правило, из системы пересекающихся высотных ходов, пункты пересечения которых называются узловыми точками. Отдельный высотный ход, который заканчивается точкой, не являющейся узловой или репером, называют висячим. Отметки на точки высотного хода передают от предыдущей точки к последующей методами геометрического или тригонометрического нивелирования.

§ 66. ГОСУДАРСТВЕННЫЕ ГЕОДЕЗИЧЕСКИЕ СЕТИ

Назначение и виды государственных геодезических сетей. Государственной геодезической сетью называют геодезическую сеть, обеспечивающую распространение координат на территорию государства и являющуюся исходной для построения других геодезических сетей.

Государственная геодезическая сеть СССР является главной геодезической основой топографических съемок всех масштабов и должна удовлетворять требованиям народного хозяйства и обороны страны при решении соответствующих научных и инженерных задач.

Государственные геодезические сети подразделяют на плановые и высотные. Плановая сеть создается методами триангуляции, полигонометрии, трилатерации и их сочетаниями, высотная — методом геометрического нивелирования.

Классификация и схема построения государственных плановых геодезических сетей. Государственная плановая геодезическая сеть подразделяется на сети 1, 2, 3 и 4 классов, различающиеся между собой точностью угловых и линейных измерений и длиной сторон.

Государственная геодезическая сеть 1 класса строится в виде полигонов периметром 800—1000 км, образуемых триангуляционными, полигонометрическими или трилатерационными звеньями длиной порядка 200 км, расположенными по возможности вдоль меридианов и параллелей (рис. 82). Звено триангуляции (трилатерации) состоит из треугольников, близких к равносторонним, или из комбинаций треугольников, геодезических четырехугольников и центральных систем.

На концах звеньев триангуляции 1 класса измеряют базисные стороны, которые опираются на так называемые пункты Лапласа— пункты, долгота и азимут которых найдены из астрономических наблюдений (как правило, также находят и широта). Геодезическую сеть, имеющую пункты с определенными на них астрономическими координатами и азимутами, называют астрономо-геодезической сетью. Проект государственной астрономо-геодезической сети СССР был предложен и разработан проф. Ф. Н. Красовским.

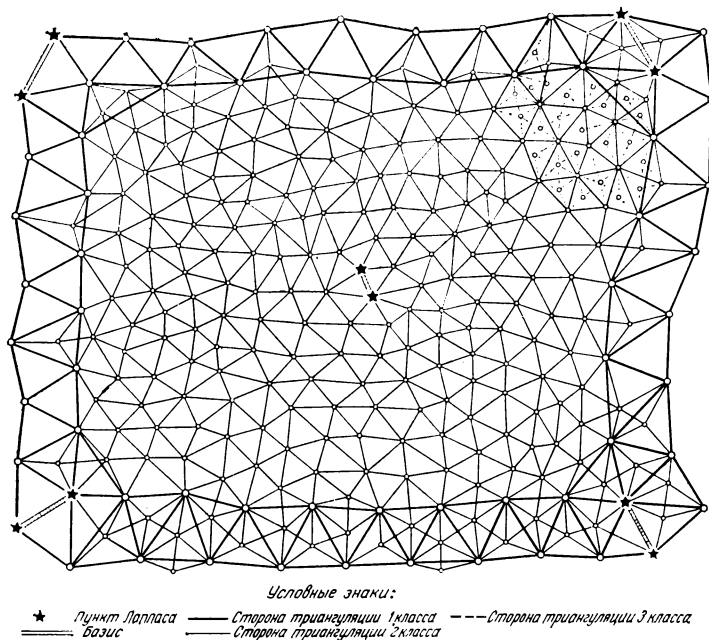


Рис. 82. Схема построения государственной геодезической сети 1, 2 и 3 классов

Государственная геодезическая сеть 2 класса строится внутри полигонов 1 класса в виде сплошной триангуляционной сети или в виде системы пересекающихся ходов полигонометрии.

Внутри полигонов 1 класса на нескольких пунктах 2 класса производятся астрономические определения широты, долготы и азимута.

Пункты государственной геодезической сети триангуляции 3 и 4 классов определяются относительно пунктов высших классов (1 и 2) как вставкой «жесткой системы», т. е. такого построения геодезической сети, при котором вновь определяемые пункты имеют связи со всеми ближайшими пунктами высшего и того же класса, так и вставкой отдельных пунктов. Возможно построение сетей 3 и 4 классов методами полигонометрии и трилатерации.

Т а б л и ц а 10

Класс	Метод	Средняя длина стороны, км	Точность измерений	
			угла	базисной стороны
1	Триангуляция	20—25	0,7"	1 : 400 000
1	Полигометрия	20—25	0,4"	1 : 300 000
2	Триангуляция	7—20	1"	1 : 300 000
2	Полигометрия	По программе работ	1"	1 : 250 000
3	Триангуляция	>3	1,5"	1 : 200 000
3	Полигометрия	>3	1,5"	1 : 200 000
4	Триангуляция	>2	2"	1 : 150 000
4	Полигометрия	>2	2"	1 : 100 000

Некоторые показатели, характеризующие государственную геодезическую сеть СССР, приводятся в табл. 10.

Геодезическая сеть, высоты пунктов которой над уровнем моря определены геометрическим нивелированием, называется нивелирной сетью.

Государственная высотная (нивелирная) геодезическая сеть. Государственная высотная геодезическая сеть СССР подразделяется на четыре класса: I, II, III и IV.

Государственная нивелирная сеть I класса прокладывается по разработанному проекту, предусматривающему: 1) обеспечение территории страны исходными высотными пунктами для развития в единой системе нивелировок II, III и IV классов; 2) связь с водными постами морей и океанов, расположенными внутри и по границам страны; 3) использование наиболее благоприятных для нивелирования трасс (железных, шоссежных дорог, вдоль больших рек); 4) образование по возможности замкнутых полигонов; 5) учет научных и практических требований, вытекающих из задачи изучения динамических процессов, связанных с жизнью Земли как планеты, ее поверхности и недр.

Линии нивелирования II класса прокладываются между пунктами нивелирования I класса (при их отсутствии самостоятельно) полигонами с периметром 500—600 км.

Линии нивелирования III класса прокладываются внутри полигонов I и II классов в виде отдельных ходов или систем пересекающихся ходов, но так, чтобы периметры образованных полигонов не превышали 150—200 км.

Линии нивелирования IV класса опираются на пункты нивелировок старших классов; их прокладывают в виде одиночных и систем пересекающихся в узловых точках ходов.

Точность нивелирования разных классов характеризуется погрешностями, приведенными в табл. 11.

Государственные нивелирные сети всех классов закрепляются на местности постоянными знаками — реперами и марками, через

Погрешности; невязки	Класс нивелирования			
	I	II	III	IV
Средняя квадратическая случайная погрешность на 1 км хода, мм	0,5	2,0	5,0	10,0
Систематическая погрешность на 1 км хода, мм	0,05	0,4	—	—
Допустимая невязка в полигоне или ходе (между реперами нивелирования высшей точности), мм (L — число км в ходе или полигоне)	—	$5\sqrt{L}$	$10\sqrt{L}$	$20\sqrt{L}$

5—7 км (в труднодоступных районах — через 10—15 км). Марки и стенные реперы закладывают в фундаментах устойчивых зданий и сооружений — реперы примерно на 0,75 м от поверхности земли, а марки — на 2 м. Конструкции грунтовых реперов выбираются в зависимости от физико-географических условий района и грунта закладки. Кроме того, через 50—80 км нивелировки I и II классов и в некоторых других точках (по специальному требованию) устанавливают особо устойчивые нивелирные знаки — фундаментальные реперы, закладываемые на глубину до нескольких метров. Часто фундаментальные реперы закладывают «кустами» по 2—3 репера на близкий друг от друга расстояниях, позволяющих определять превышения между ними с одной станции.

§ 67. ГЕОДЕЗИЧЕСКИЕ СЕТИ СГУЩЕНИЯ

Виды и точность геодезических сетей сгущения. Геодезическая сеть, развиваемая на основе геодезической сети более высокого порядка, называется геодезической сетью сгущения.

В городах, поселках и на больших строительных объектах создается геодезическая сеть сгущения специального назначения. Ранее такие сети сгущения называли геодезическими сетями местного значения.

Геодезические сети сгущения подразделяются на: а) сети I и 2 разрядов, создаваемые методом триангуляции (трилатерации); б) сети I и 2 разрядов, развиваемые методом полигонометрии; в) нивелирные сети, развиваемые методом геометрического нивелирования III и IV классов.

Как и пункты государственных геодезических сетей, пункты сетей сгущения закрепляются постоянными знаками.

Основные показатели, характеризующие построение и точность геодезических сетей сгущения, приведены в табл. 12.

Точностные показатели нивелирных сетей III и IV классов, развиваемых на объектах строительства, те же, что и для государственных

Показатели	Разряд		Метод сгущения
	1	2	
Средняя квадратическая погрешность измерения угла	5"	10"	Триангуляция
Относительная средняя квадратическая погрешность базисной стороны	1/50 000	1/20 000	Полигонометрия Триангуляция Трилатерация
Относительная погрешность измеренной стороны	1/10 000	1/5 000	Полигонометрия
Относительная невязка хода, не более	1/10 000	1/5 000	Полигонометрия
Предельная невязка в треугольнике, не более	20"	40"	Триангуляция

ных сетей соответствующего класса (см. табл. 11). Однако при числе станций более 15 на 1 км хода допустимая невязка не должна превышать для III класса $2,6 \sqrt{n}$ мм, а для IV класса $5 \sqrt{n}$ мм, где n — число станций в полигоне или ходе.

Инженеру-строителю чаще приходится иметь дело с высотными сетями сгущения, чем с плановыми, поэтому остановимся на них более подробно.

Нивелирование III и IV классов выполняется в такой последовательности:

1) *проектирование по карте* расположения нивелирных ходов; для III класса длина хода не должна превышать 15 км (между узловыми точками 5 км). Нивелирование IV класса проектируют по стенным и грунтовым реперам и центрам пунктов опорных (плановых) геодезических сетей;

2) *рекогносцировка на местности*, в результате которой уточняют предварительный проект и выбирают места установки знаков, расстояния между которыми в черте города не должны превышать 0,2—0,8 км (в зависимости от плотности застройки);

3) *закладка стенных и грунтовых реперов*, последние закладывают только при отсутствии зданий с каменными (бетонными) фундаментами;

4) *нивелирование* выполняется через несколько дней после закладки знаков (технические требования представлены в табл. 13);

5) *окончательное вычисление высот пунктов* (вычисление превышений на станциях III класса производят с округлением до 0,5 мм, а IV класса — до 1 мм).

В результате нивелирования III и IV классов должны быть представлены: схема ходов нивелирования, полевые журналы, материалы исследования нивелиров и компарирования реек, ведомость превышений, материалы вычислений и оценки точности, абрис нивелирных марок, стенных и грунтовых реперов, а также геодези-

Показатели	III класс	IV класс
Требования к нивелиру:		
Увеличение трубы, не менее	30	25
Цена деления уровня, $\frac{1}{2}$ мм: цилиндрического	15	25
контактного	30	30
Типы нивелиров: с уровнем	Н-3, Н-3Л	Н-10, Н-10Л
с компенсатором	Н-3К, Н-3КЛ	Н-10К, Н-10КЛ
Требования к двухсторонним шашечным рейкам:		
длина, м	3	Не ограничена
наличие круглого уровня	Да	Нет
случайная погрешность дециметровых делений, не больше, мм	0,5	1
Способ отсчета по рейкам: по черной стороне	По 3 нитям	По 2 нитям
по красной стороне	По средней нити	По средней нити
Способ нивелирования	Из середины	Из середины
нормальное расстояние от нивелира до реек, м	75	100
неравенство расстояний, не более, м	2	5
высота визирного луча над поверхностью земли, м	0,3	0,2
расхождение в превышениях, полученных по черной и красной сторонам реек, не более, мм	3	5

ческих пунктов, включенных в нивелирную сеть, каталог высот марок и реперов, акты сдачи марок, стенных и грунтовых реперов на наблюдение за сохранностью (местным органам Советской власти) пояснительная записка.

Глава 9

ГЕОДЕЗИЧЕСКИЕ СЪЕМОЧНЫЕ СЕТИ

§ 68. ОБЩИЕ СВЕДЕНИЯ

Сущность и виды геодезических съемочных сетей. Съемочной геодезической сетью называют геодезическую сеть сгущения, создаваемую для производства топографических съемок.

Съемочные сети и геодезические сети более высокого порядка, используемые для обеспечения топографических съемок, называют съемочным обоснованием, т. е. съемочное обоснование и съемочная сеть понятия разные, первое понятие — более широкое.

Съемочная геодезическая сеть отличается от геодезической сети сгущения, рассмотренной в предыдущей главе, во-первых, меньшей точностью (в 2—3 раза) и, во-вторых, большим числом пунктов на единицу площади (в 3—10 раз). Заметим, что густота пунктов при масштабе топографической съемки 1 : 5000 должна быть не менее 4 пунктов на 1 км², при масштабе 1 : 2000 — не менее 12, а для 1 : 1000 — не менее 16 пунктов.

Различают высотные и плановые съемочные геодезические сети. Нивелирование, выполняемое при создании съемочных сетей, называют техническим нивелированием; его производят любым из указанных в гл. 7 методом, но преимущественно геометрическим и тригонометрическим.

Определение координат пунктов съемочных сетей выполняют методами полигонометрии и триангуляции. Ходы плановых съемочных сетей, развиваемых методом полигонометрии, называют теодолитными ходами. Если высоты пунктов этих ходов определены геометрическим нивелированием, то их называют высотнотеодолитными, а если тригонометрическим нивелированием, то тахеометрическими ходами.

Съемочную сеть, развиваемую методом триангуляции, называют микротриангуляцией.

Закрепление пунктов съемочных сетей осуществляется в основном временными знаками: металлическими костылями, штырями и трубками, деревянными столбами и кольями, а также гвоздями, вбитыми в пни и столбы.

Временный характер закрепления большинства пунктов съемочных сетей соответствует их назначению — быть геодезической основой для единовременного решения поставленных конкретных задач. Пункты съемочных сетей закрепляются постоянными знаками, когда планируется долговременное их использование. Если съемочная сеть является самостоятельной геодезической основой, что разрешается при производстве топографических съемок на территории площадью до 1 км², то не менее 1/5 всех пунктов закрепляется постоянными знаками.

Рекомендуется при создании съемочных сетей использовать предметы местности: углы капитальных зданий (сооружений) и центры смотровых колодцев подземных коммуникаций.

Выбор метода создания съемочных сетей определяется из технико-экономических соображений, учитывая район работ и условия поставленного задания.

Обычно в открытых всхолмленных малозастроенных районах выгоднее развивать сети микротриангуляции и применять метод тригонометрического нивелирования; в равнинных заселенных застроенных районах выгоднее прокладывать теодолитные ходы и выполнять геометрическое нивелирование. Обычно целесообразно использовать оба метода как для плановых, так и для высотных съемочных сетей. Так, при развитии съемочных сетей на значительной территории методом геометрического нивелирования создается

редкая сеть высотных пунктов, между которыми высоты промежуточных пунктов определяются тригонометрическим нивелированием.

§ 69. ПРОЛОЖЕНИЕ ТЕОДОЛИТНЫХ ХОДОВ

Проектирование теодолитных ходов осуществляют по имеющимся крупномасштабным топографическим планам (картам). Однако часто выбор расположения ходов и мест закрепления поворотных точек производят сразу в полевых условиях при измерениях. В обоих случаях соблюдаются следующие требования:

1) расположение теодолитных ходов должно отвечать назначению и целям их проложения; так, при съемке населенных пунктов теодолитные ходы прокладывают вдоль проездов; при изысканиях дорог, каналов и прочих сооружений линейного типа теодолитные ходы проектируют примерно по оси будущего сооружения; при речных изысканиях теодолитный ход намечают по берегу рек и т. д.;

2) обеспечение должной схемы (конфигурации) системы ходов: пункты сети должны обеспечить требуемую густоту съемочного обоснования (см. выше); предельная длина теодолитных ходов между пунктами опорных геодезических сетей или узловыми точками ходов, служащих самостоятельной геодезической основой, на застроенной территории не должны превышать 4 км при масштабе съемки 1 : 5000, 2 км при масштабе 1 : 2000, 1,2 км при масштабе 1 : 1000 и 0,8 км при масштабе съемки 1 : 500; предельная длина «висячих» ходов не должна превышать 1/10 допустимой длины хода, проложенного между опорными пунктами, и ход должен иметь не более 1—3 точек поворота;

3) соблюдение по возможности прямолинейности ходов и равенства длин его сторон. Длины линий в теодолитных ходах должны быть не более 350 м и не менее 20 м — на застроенной территории и 40 м незастроенной;

4) удобство измерений длин и углов; при непосредственном измерении расстояний (лентой) хода проектируют по возможности на местности, удобной для вешения линий и производства самих измерений: вдоль дорог, по межам, просекам и т. п.; для того чтобы движение транспорта (пешеходов) не мешало производству измерений, хода проектируют не по оси дороги (тротуара), а вдоль обочины.

Рекогносцировка. Если проект составлен в камеральных условиях, то в процессе рекогносцировки его уточняют на местности. В результате составляется окончательная схема сети — чертеж расположения ходов.

Измерение углов поворота. Измерение углов в теодолитных ходах производят одним полным приемом теодолитом 30-секундной или 1-минутной точности с перестановкой лимба между полуприемами на величину, близкую к 90° , — для теодолитов с двухсторонним отсчетом и на величину, близкую к 180° , — для теодолитов с односторонним отсчетом.

Расхождение в значениях угла между полуприемами не должно превышать 45".

Измерение длин сторон. Измерение длин сторон в теодолитных ходах производят в прямом и обратном направлениях оптическими дальномерами, металлическими мерными лентами или рулетками. Расхождения между результатами двойных измерений не должны превышать 1/2000 измеряемой длины, а при неблагоприятных условиях измерений (пашня, болото и т. п.) — 1/1000.

Длины мерных лент и рулеток должны проверяться на полевом компараторе при одновременном определении температуры воздуха. На том же компараторе определяются коэффициенты оптических дальномеров (в случае одновременного их использования с мерными приборами). Введение поправки за компарирование обязательно, если длина мерного прибора отличается от номинальной более чем на 1/10 000 (для 20 м мерного прибора это составит 2 мм).

Поправка за наклон линии к горизонту не учитывается, если угол наклона менее 1,5°, так как возникающая при этом погрешность не превышает 1/3000 измеряемой длины.

В случаях, когда разность температуры воздуха при компарировании лент (рулеток) и в процессе измерений линий не превышает 8 °С, то не учитывается поправка за температуру, поскольку она не будет превышать 1/10 000 измеренной длины.

§ 70. ВЫЧИСЛИТЕЛЬНАЯ ОБРАБОТКА ТЕОДОЛИТНЫХ ХОДОВ

Вычисление дирекционных углов сторон теодолитного хода. Рассмотрим простую, но важную зависимость между углами поворота теодолитного хода и дирекционными углами его сторон. На рис. 83 *A*, *B* и *C* — три последовательные точки хода. В точке *B* хода может быть измерен один из двух углов: $\beta_{лев}$ — лежачий слева по ходу *A—B—C*, или $\beta_{пр}$ — правый угол. Обозначим через α_{BA} и α_{BC} дирекционные углы соответственно направления сторон *BA* и *BC*, тогда

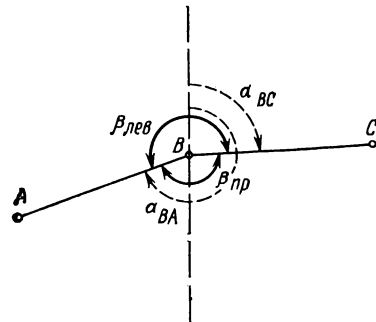


Рис. 83. Определение дирекционного угла последующей стороны хода

Так как $\alpha_{BA} = \alpha_{AB} \pm 180^\circ$, то

$$\alpha_{BC} = \alpha_{BA} + \beta_{лев} = \alpha_{BA} - \beta_{пр}. \quad (9.1)$$

Так как $\alpha_{BA} = \alpha_{AB} \pm 180^\circ$, то

$$\alpha_{BC} = (\alpha_{AB} \pm 180^\circ) + \beta_{лев} = (\alpha_{AB} \pm 180^\circ) - \beta_{пр}. \quad (9.2)$$

Если при вычислении по этим формулам дирекционный угол α_{BC} получит значение больше 360°, то из него нужно вычесть 360°, а если значение окажется менее 0° (отрицательное), то следует прибавить 360°. Указанного прибавления (вычитания) можно избежать за счет правильного выбора знака в формуле (9.2), стоящего перед 180°.

Формула (9.2) читается так: дирекционный угол последующей стороны теодолитного хода равен дирекционному углу его предыдущей стороны плюс или минус 180° и плюс левый по ходу угол поворота или минус правый угол поворота.

Последовательное применение этой теоремы позволяет вычислить дирекционный угол α_k для k -й стороны теодолитного хода, начиная от исходного дирекционного угла α_0 :

$$\alpha_k = \alpha_0 + \sum_{i=1}^k (\beta_i)_{\text{лев}} - 180^\circ (k - 1) = \alpha_0 - \sum_{i=1}^k (\beta_i)_{\text{пр}} + 180^\circ (k - 1). \quad (9.3)$$

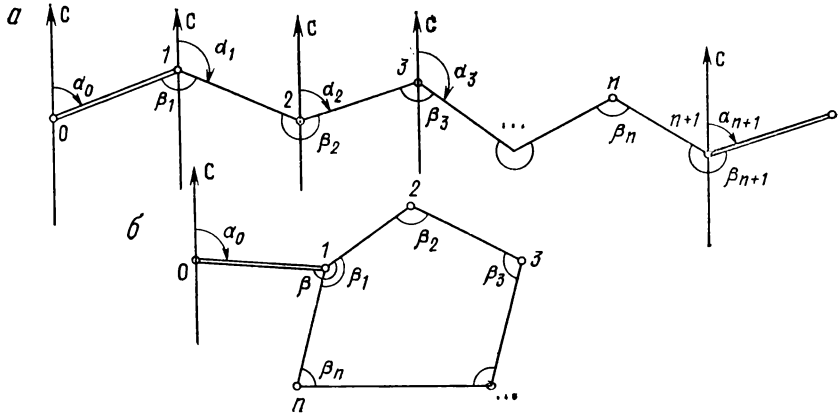


Рис. 84. Теодолитный ход:

a — разомкнутый (ломаная линия); *б* — замкнутый (полигон)

Допустим теперь, что теодолитный ход проложен между двумя исходными направлениями, дирекционные углы которых в точке 0 — α_0 и в точке $(n + 1)$ — α_{n+1} (рис. 84, *a*). $\beta_1, \beta_2, \beta_3, \dots, \beta_{n+1}$ — измеренные правые углы. Применив к каждой из сторон хода формулу (9.2), найдем

$$\begin{aligned} \alpha_1 &= \alpha_0 + 180^\circ - \beta_1, \\ \alpha_2 &= \alpha_1 + 180^\circ - \beta_2, \\ &\dots \dots \dots \\ \alpha_{n+1} &= \alpha_n + 180^\circ - \beta_{n+1}. \end{aligned}$$

Складывая почленно равенства, приведенные выше, после сокращений и простых преобразований получим

$$\sum_{i=1}^n (\beta_i)_{\text{пр}} = \alpha_0 - \alpha_{n+1} + 180^\circ n. \quad (9.4)$$

Соответствующая формула для суммы левых углов имеет вид

$$\sum_{i=1}^n (\beta_i)_{\text{лев}} = \alpha_{n+1} - \alpha_0 + 180^\circ n. \quad (9.5)$$

Подсчет и распределение угловой невязки и. Формулы (9.4) и (9.5) служат для контроля правильности измерения углов, так как они дают теоретическое значение их суммы. Если же в эти формулы подставить значения углов, полученные в результате измерений, то они приведут к невязкам

$$\left(\sum_{i=1}^{n+1} \beta_i - 180^\circ n \right) \pm (\alpha_{n+1} - \alpha_0) = f_\beta. \quad (9.6)$$

Знак плюс перед разностью исходных дирекционных углов соответствует правым по ходу измеренным углам $\beta_{пр}$, а знак минус — левым $\beta_{лев}$.

Из геометрии известно, что теоретическая сумма углов многоугольника, имеющего n углов (сомкнутый теодолитный ход),

$$\sum_{i=1}^n \beta_i = 180^\circ (n - 2),$$

откуда угловая невязка f_β равна

$$\sum_{i=1}^n \beta_i - 180^\circ (n - 2) = f_\beta. \quad (9.7)$$

Допустимое значение невязки суммы n измеренных углов определяется по формуле

$$|f_\beta| \leq 1' \sqrt{n}, \quad (9.8)$$

где $1'$ — предельная погрешность измерения одного угла.

Увязка углов в теодолитном ходе заключается в распределении невязки поровну на каждый угол, т. е. к измеренному значению угла β прибавляют поправку $v_\beta = -(f_\beta/n)$, имеющую знак, обратный невязке, после чего вычисляют дирекционные углы всех сторон теодолитного хода по формуле (9.2). Контролем вычислений служит вторичное получение конечного дирекционного угла α_{n+1} для разомкнутого и дирекционного угла начальной стороны $1-2$ для сомкнутого теодолитного хода (см. рис. 84).

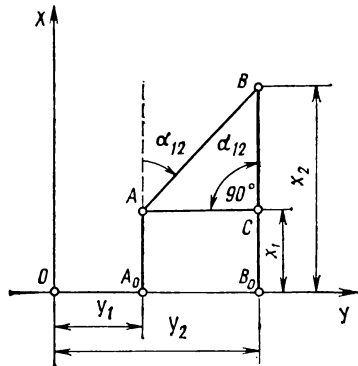


Рис. 85. Прямая и обратная геодезические задачи

Решение прямой и обратной геодезических задач. Прямая геодезическая задача заключается в определении координат конечной точки отрезка прямой линии

по его длине, направлению и координатам начальной точки. На рис. 85 $A(x_1, y_1)$ и $B(x_2, y_2)$ — начальная и конечная точки отрезка AB , длина которого d_{12} и дирекционный угол α_{12} ; координаты точек: $x_1 = AA_0$, $y_1 = OA_0$, $x_2 = BB_0$ и $y_2 = OB_0$.

По построению катеты прямоугольного треугольника ABC представляют собой разности координат точек A и B

$$BC = x_2 - x_1 = \Delta x_{12}; \quad AC = y_2 - y_1 = \Delta y_{12},$$

где Δx и Δy — приращения координат соответственно по осям абсцисс и ординат.

Так как угол B треугольника ABC равен дирекционному углу α_{12} ,

$$\left. \begin{aligned} x_2 - x_1 &= \Delta x_{12} = d_{12} \cos \alpha_{12}; \\ y_2 - y_1 &= \Delta y_{12} = d_{12} \sin \alpha_{12}. \end{aligned} \right\} \quad (9.9)$$

Тогда

$$\left. \begin{aligned} x_2 &= x_1 + d_{12} \cos \alpha_{12}; \\ y_2 &= y_1 + d_{12} \sin \alpha_{12}. \end{aligned} \right\} \quad (9.10)$$

Обратная геодезическая задача — определение длины и направления отрезка прямой линии по данным координатам его начальной и конечной точек.

Из рассмотрения уравнений (9.9) следует два варианта решения обратной задачи.

1. Разделив второе уравнение (9.9) на первое, получим

$$\operatorname{tg} \alpha_{12} = \frac{y_2 - y_1}{x_2 - x_1}; \quad \alpha_{12} = \arctg \frac{y_2 - y_1}{x_2 - x_1} \quad (9.11)$$

и далее

$$d_{12} = \frac{x_2 - x_1}{\cos \alpha_{12}} = \frac{y_2 - y_1}{\sin \alpha_{12}}. \quad (9.12)$$

2. Возведя в квадрат каждое из уравнений (9.9) и сложив их, найдем (после извлечения квадратного корня)

$$d_{12} = \sqrt{(x_2 - x_1)^2 + (y_2 - y_1)^2} \quad (9.13)$$

и далее

$$\alpha_{12} = \arccos \frac{x_2 - x_1}{d_{12}} = \arcsin \frac{y_2 - y_1}{d_{12}}. \quad (9.14)$$

Уравнивание приращений и вычисление координат точек теодолитного хода. Применяя многократно прямую геодезическую задачу, для координат k -й точки хода получим

$$x_k = x_1 + \sum_{i=1}^{k-1} \Delta x_i; \quad y_k = y_1 + \sum_{i=1}^{k-1} \Delta y_i. \quad (9.15)$$

Для теодолитного хода (см. рис. 84, а) при $k = n + 1$ получим

$$x_{n+1} - x_1 = \sum_{i=1}^n \Delta x_i; \quad y_{n+1} - y_1 = \sum_{i=1}^n \Delta y_i, \quad (9.16)$$

а для замкнутого хода (см. рис. 84, б), в котором $(n + 1)$ -я точка совпадает с 1-й, имеем

$$\sum_{i=1}^n \Delta x_i = \sum_{i=1}^n \Delta y_i = 0. \quad (9.17)$$

Формулы (9.16) и (9.17) верны лишь для теоретических значений приращений. Практически в силу ошибочности определения дирекционных углов и длин сторон подстановка их значений в эти формулы приведет к невязкам:

для разомкнутого полигона

$$\sum_{i=1}^n \Delta x_i - (x_{n+1} - x_1) = f_x; \quad \sum_{i=1}^n \Delta y_i - (y_{n+1} - y_1) = f_y; \quad (9.18)$$

для замкнутого полигона

$$\sum_{i=1}^n \Delta x_i = f_x; \quad \sum_{i=1}^n \Delta y_i = f_y. \quad (9.19)$$

Величины

$$f = \sqrt{f_x^2 + f_y^2} \text{ и } f/P = 1/(P:f)$$

называются соответственно абсолютной и относительной линейными невязками теодолитного хода, где P — периметр хода.

Критерием точности проложенного теодолитного хода служит относительная линейная невязка, которая не должна быть более 1/2000. При неблагоприятных условиях измерений (заросли, болото, пашня и т. п.) относительная невязка в теодолитных ходах допускается равной 1/1000.

Увязка приращений координат производится отдельно по абсциссам и ординатам. Полученная невязка по этим осям распределяется на все приращения хода пропорционально длинам сторон, т. е. поправки $v_{i\Delta x_i}$ и $v_{i\Delta y_i}$ соответственно в приращения Δx_i и Δy_i определяются по формулам

$$v_{\Delta x_i} = -\frac{f_x}{P} d_i; \quad v_{\Delta y_i} = -\frac{f_y}{P} d_i.$$

Исправленные этими поправками приращения должны точно удовлетворять условию (9.16) или (9.17).

После уравнивания приращений вычисляют координаты точек теодолитного хода по формулам (9.15).

§ 71. МИКРОТРИАНГУЛЯЦИЯ

Составление проекта сети и рекогносцировка. В открытой местности теодолитные ходы могут быть заменены микротриангуляцией. Микротриангуляция строится в виде сетей треугольников, цепи треугольников между двумя сторонами или пунктами исходных (опорных) геодезических сетей, центральных систем и геодезических четырехугольников (рис. 86). Проект сети составляют на крупномасштабных планах и уточняют во время рекогносцировки.

К сетям микротриангуляции предъявляют следующие требования: 1) между исходными сторонами (базисами) или пунктами опорных геодезических сетей допускается построение треугольников микротриангуляции в количестве от 10 до 20 (в зависимости

от масштаба съемки); 2) углы в треугольниках микротриангуляции должны быть не менее 20° , а стороны — длиннее не менее 150 м; 3) длина цепи треугольников микротриангуляции не должна превышать величин, предусмотренных для теодолитных ходов.

Пункты микротриангуляции закрепляются так же, как и точки теодолитных ходов.

Измерение углов и длин сторон. Базисы микротриангуляции измеряют в прямом и обратном направлениях светодальномерами или подвесными мерными приборами с относительной средней квадратической погрешностью не более $1/5000$.

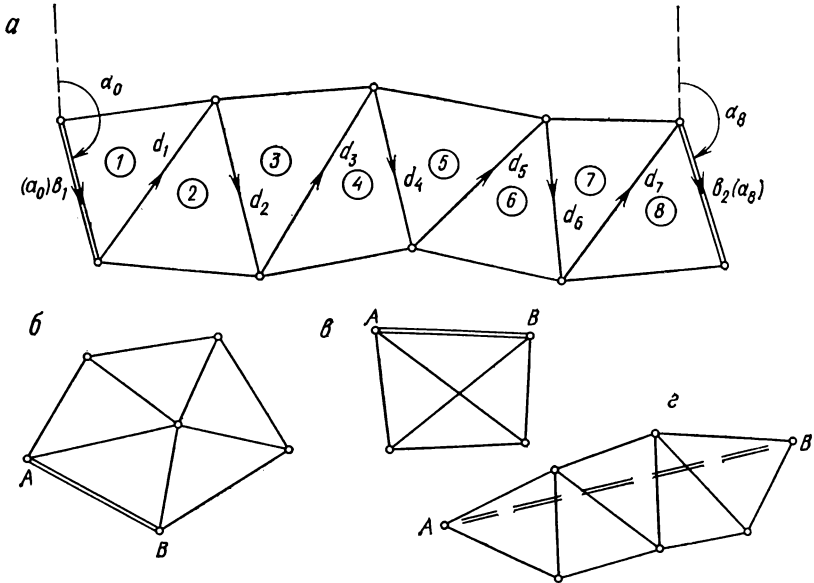


Рис. 86. Элементарные съемочные геодезические сети:

a — цепь треугольников между двумя исходными сторонами; $б$ — центральная система; $в$ — геодезический четырехугольник; $г$ — цепь треугольников между двумя исходными пунктами

Углы измеряют одним полным круговым приемом с перестановкой лимба между полуприемами на величину, близкую к 90° для теодолитов с двумя отсчетными устройствами и 180° — для теодолитов с односторонним отсчетом. Расхождение в замыканиях угла между полуприемами не должно превышать $45''$.

Невязка в треугольниках микротриангуляции не должна быть более $1,5'$.

Полевые измерения завершаются проверкой журналов и составлением схемы сети, на которую выписывают средние значения измеренных углов (направлений) и базисов.

Камеральная обработка. Результаты измерений микротриангуляции обрабатывают упрощенными способами и выполняют в следующем порядке.

1. Вычисление невязок треугольников

$$f = (A + B + C) - 180^\circ, \quad (9.20)$$

где A, B, C — измеренные углы треугольников; проверка допустимости невязок: $|f| \leq 1,5'$; уравнивание углов треугольников — в каждый угол треугольника прибавляют поправку $v = -f/3$.

2. Вычисление угловой невязки хода, намеченного по связующим сторонам микротриангуляции между исходными сторонами, дирекционные углы которых α_0 и α_n

$$f = \sum_{i=1}^n (\pm C)_i - (\alpha_n - \alpha_0) + 180^\circ r, \quad (9.21)$$

где r — разность числа правых и левых поворотов хода (на рис. 86, a имеем $r = 4 - 4 = 0$); знак плюс перед C соответствует левому по ходу углу, а знак минус — правому; проверка допустимости невязки: $|f| \leq 1' \sqrt{n}$, где n — число углов хода.

3. Решение треугольников сети — определение по формуле (8.1) длин всех сторон сети и подсчет базисной невязки

$$f = a_n - b_2,$$

где b_2 — исходное значение и a_n — вычисленное значение базисной стороны; проверка допустимости невязки

$$|f|/a_n \leq \sqrt{n}/5000.$$

4. Вычисление приращений и координат точек хода. Эти действия выполняются в порядке, указанном в предыдущем параграфе для теодолитного хода.

Проанализируем вышеизложенный порядок обработки с позиции правил, обоснованных в гл. 4.

Проверим целесообразность уравнивания углов треугольника при отклонении их суммы от 180° . Пусть по предыдущему A, B, C — значения углов треугольника, полученные из измерений со средней квадратической погрешностью m . Исправленное значение A' угла A найдем по формуле

$$A' = A - (1/3)(A + B + C - 180^\circ) = (2/3)A - (1/3)B - (1/3)C + 60^\circ.$$

Рассматривая A' как функцию аргументов A, B, C , получим следующее значение средней квадратической погрешности уравненного угла

$$m' = m\sqrt{4/9 + 1/9 + 1/9} = m\sqrt{2/3}.$$

Таким образом, уравнивание углов уменьшает (по вероятности) их среднюю квадратическую погрешность.

Вычислим теперь среднюю квадратическую погрешность n -й связующей стороны, значение которой находят из формулы (8.1). Находим частные производные функции a_n по аргументам A_i и B_i

$$\frac{\partial a_n}{\partial A_i} = a_n \operatorname{ctg} A_i; \quad \frac{\partial a_n}{\partial B_i} = -a_n \operatorname{ctg} B_i; \quad i = 1, 2, \dots, n.$$

По формуле (4.22) получим

$$m_{a_n} = a_n \sqrt{m^2 \sum_{i=1}^n (\operatorname{ctg}^2 A_i + \operatorname{ctg}^2 B_i)},$$

или

$$\frac{m_{a_n}}{a_n} = m \sqrt{\sum_{i=1}^n (\operatorname{ctg}^2 A_i + \operatorname{ctg}^2 B_i)}, \quad (9.22)$$

где m — средняя квадратическая погрешность углов A_i и B_i .

Для приближенных расчетов можно принять $A_i \approx B_i \approx 60^\circ$ и положить $m = 1' \sqrt{2/3}$ или в радианах $m = 0,00029 \sqrt{2/3}$.

Применительно к этим допущениям определим

$$m_{a_n}/a_n = \sqrt{n}/5000. \quad (9.23)$$

Пусть a_n — связующая сторона, наиболее удаленная от исходных. Так, для цепочки из 10 треугольников $n = 5$, а для цепочки из 20 треугольников $n = 10$. Подставив эти значения n в формулу (9.23), получим относительную среднюю квадратическую погрешность наиболее отдаленной стороны $1/2236$ — для цепи из 10 треугольников и $1/1581$ — для цепи из 20 треугольников. Исходя из приведенных расчетов инструкция регламентирует допустимое число треугольников в цепи микротриангуляции.

Ограничение величины угла треугольника микротриангуляции, предусмотренное инструкцией, не менее 20° объясняется тем, что котангенс 20° почти в пять раз больше котангенса 60° , т. е. наличие острых углов значительно увеличивает среднюю квадратическую погрешность связующих сторон сети.

Указанное ограничение величины угла относится в первую очередь к углам A_i и B_i , лежащим против связующих сторон, и в меньшей степени — к углу C_i , лежащему против промежуточной стороны.

Метод геодезических засечек. Определение положения отдельных пунктов сети микротриангуляции разрешается выполнять методом геодезических засечек. Под геодезической засечкой понимают определение координат точки по элементам (углам, расстояниям), измеренным или построенным на ней или на исходных пунктах. В микротриангуляции измеренными элементами являются углы (направления). Для определения пункта достаточно измерения двух углов, но инструкции требуют измерения не менее трех: третий предназначен для контроля.

Различают следующие виды засечек: 1) прямая, выполняемая с исходных пунктов (рис. 87, а); 2) обратная, выполняемая на определяемой точке (рис. 87, б); 3) комбинированная, выполняемая на определяемой точке и с исходных пунктов (рис. 87, в).

Прямая и комбинированные засечки сводятся к решению треугольника по двум углам и стороне, лежащей между ними; что касается обратной засечки, то наиболее простое ее решение приводится ниже (см. рис. 87, б).

Даны две исходные стороны: $AB = a$; $CB = b$; $\angle ABC = B$. На точке P измерено два угла: 1 и 2 ; требуется определить углы $\angle PAB = A$ и $\angle BCP = C$, после чего обратная засечка превратится в две комбинированные засечки.

Из треугольников APB и BPC определяем их общую сторону

$$PB = \frac{a}{\sin 1} \sin A = \frac{b}{\sin 2} \sin C,$$

но

$$A + C = 360^\circ - (1 + 2 + B) = S.$$

Исключим угол C из этих уравнений

$$\frac{a}{\sin 1} \sin A = \frac{b}{\sin 2} \sin (S - A) = \frac{b}{\sin 2} [\sin S \cos A - \cos S \sin A].$$

Отсюда следует

$$\operatorname{ctg} A = [a \sin 2 / (b \sin 1) + \cos S] \operatorname{cosec} S.$$

Аналогично получим

$$\operatorname{ctg} C = [b \sin 1 / (a \sin 2) + \cos S] \operatorname{cosec} S.$$

Контролем вычислений служит сумма $A + C = S$.

Однако этот контроль не может подтвердить правильность определения положения точки P . Для этой цели служит третий измеренный на точке P угол CPD (3). Самый простой контроль с участием

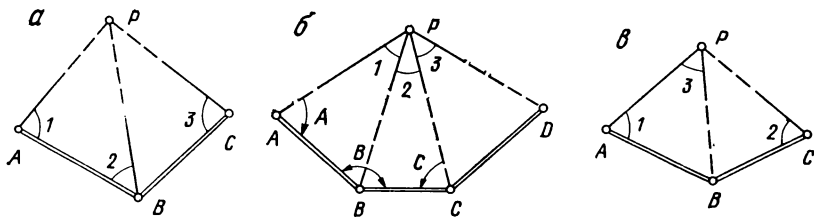


Рис. 87. Геодезические засечки:

a — прямая; b — обратная; $в$ — комбинированная

этого угла заключается в следующем. После вычисления длин и дирекционных углов сторон AP , BP и CP находят прямоугольные координаты точки P . Затем дирекционный угол стороны PD определяют два раза: во-первых, $\alpha_{PD} = \alpha_{PC} - 3$; во-вторых, из решения обратной геодезической задачи: $\alpha_{PD} = \operatorname{arctg} [(y_D - y_P) / (x_D - x_P)]$.

По сходимости значений дирекционного угла α_{PD} судят о правильности определения координат точки P .

Более полный контроль будет осуществлен при повторном решении обратной засечки по другой паре измеренных углов, например 2 и 3 (см. рис. 87, $б$).

Характерной особенностью обратной засечки является невозможность ее решения по трем исходным пунктам, если они и определяемая точка лежат на одной окружности, так как в этом случае любая точка этой окружности удовлетворяет условию задачи.

§ 72. ТЕХНИЧЕСКОЕ НИВЕЛИРОВАНИЕ

Общие сведения. Техническое нивелирование производят с целью определения высот пунктов съемочного обоснования топографических съемок, а также при изысканиях и строительстве инженерных сооружений. Ниже рассмотрим техническое нивелирование геометрическим и тригонометрическим методами.

Геометрическое нивелирование. Геометрическое нивелирование точек съемочного обоснования производят отдельными ходами, системами ходов и замкнутыми полигонами между марками и реперами нивелирования I, II, III и IV классов. Как исключение, допускают «висячие» ходы, прокладываемые в прямом и обратном направлениях.

Геометрическое нивелирование выполняют техническими нивелирами и теодолитами (имеющими уровень при трубе) по двум сторонам рейки. Как правило, рейки устанавливают на центры съемочного обоснования.

При нивелировании должны соблюдаться следующие требования (см. § 58): 1) расхождение между значениями превышений, полученных на станции, не должны быть более 5 мм; 2) расстояния от инструмента до реек должны быть по возможности равными и не превышать 150 м; 3) невязка хода или замкнутого полигона не должна превышать величины $50\sqrt{L}$ мм, где L — число километров в ходе или полигоне. Когда число станций превышает 25 на 1 км, указанная невязка не должна превышать величины $10\sqrt{n}$ мм, где n — число станций в ходе или полигоне.

Порядок выполнения работы на станции и заполнения журнала изложены в гл. 7.

Уравнивание нивелирных ходов. Отдельный нивелирный ход, проложенный между двумя реперами и имеющий допустимую невязку f , уравнивается введением поправки v в каждое превышение хода $v = -f/n$, где n — число превышений хода.

Совместное уравнивание сети нивелирных ходов выполняют в два этапа: сначала определяют высоты узловых точек, а затем, считая эти высоты исходными, уравнивают высоты по каждому ходу самостоятельно (отдельно) так, как это указано выше. Таким образом, основную задачу составляет определение высот узловых точек.

Пусть сеть нивелирных ходов имеет одну узловую точку, в которой заканчиваются k ходов, проложенных от исходных пунктов с отметками H_i , $i = A, B, \dots, K$. За вес хода длиной L км принимают число $p = 1/L$ или полагают $p = 1/n$, где n — число станций в ходе. Если h_A, h_B, \dots, h_K — превышения по указанным ходам, а p_A, p_B, \dots, p_K — их веса, то высота H узловой точки определится по формуле (4.30) как среднее взвешенное из высот, вычисленных по всем ходам:

$$H = [p_A(H_A + h_A) + p_B(H_B + h_B) + \dots + p_K(H_K + h_K)] / (p_A + p_B + \dots + p_K). \quad (9.24)$$

В общем случае высотная сеть может иметь m узловых точек. Уравнивание такой сети становится сложнее, но принцип остается таким же. Для примера рассмотрим сеть с двумя узловыми точками, представленную на рис. 88. Отметка H_M узловой точки M этой сети определится формулой

$$H_M = [(H_A + h_1) p_1 + (H_B + h_2) p_2 + (H_C + h_3) p_3 + (H_N + h_{NM}) p_4] / (p_1 + p_2 + p_3 + p_4).$$

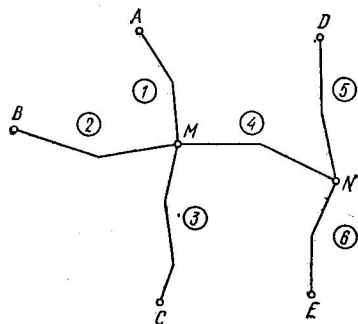


Рис. 88. Нивелирная сеть с двумя узловыми точками

Это выражение можно переписать так

$$P_M H_M - p_4 H_N = W_M,$$

где $P_M = p_1 + p_2 + p_3 + p_4$;

$$W_M = (H_A + h_1) p_1 + (H_B + h_2) p_2 + (H_C + h_3) p_3 + h_{NM} p_4,$$

где h_{NM} — превышение четвертого хода (h_4), знак которого соответствует направлению хода от N к M .

Аналогичным образом для точки N получим

$$P_N H_N - p_4 H_M = W_N,$$

где $P_N = p_4 + p_5 + p_6$;

$$W_N = (H_D + h_5) p_5 + (H_E + h_6) p_6 + h_{MN} p_4;$$

$$h_{MN} = -h_{NM}.$$

Таким образом получено два уравнения с двумя неизвестными:

$$\begin{aligned} P_M H_M - p_4 H_N &= W_M; \\ -p_4 H_M + P_N H_N &= W_N. \end{aligned}$$

Система эта называется нормальной — она имеет единственное решение.

Последующее вычисление высот, как уже отмечалось, труда не представляет и сводится к уравниванию отдельных ходов, заключенных между двумя исходными точками каждый.

По такому же принципу система нормальных уравнений может быть составлена для раздельного (приближенного) уравнивания приращений по осям абсцисс и ординат в сети теодолитных ходов, пересекающихся в нескольких узловых точках.

Тахеометрический ход. Для обеспечения топографических съемок с сечением рельефа более 1 м высоты точек теодолитного хода могут определяться тригонометрическим нивелированием (см. § 61) в прямом и обратном направлениях, при этом длина каждого хода должна быть не более 2 км.

Вертикальные углы на станции измеряют обычно одновременно с измерением горизонтальных углов. Каждый вертикальный угол определяют одним полным приемом (при двух положениях трубы: КП и КЛ). Колебание места нуля на станции не должно превышать $1'$. Высоту прибора i и точки наведения l измеряют с точностью до 1 см.

Превышения вычисляют по формуле (7.22). Расхождения между прямыми и обратными превышениями для одной и той же линии не должны быть больше $0,04S\sqrt{n}$ м, где S — средняя длина линии, выраженная в сотнях метров; n — число измеренных превышений (линий) в ходе или полигоне.

Тригонометрическое нивелирование пунктов съемочного обоснования. Определение высот пунктов микротриангуляции производится в том же порядке, как и пунктов теодолитного хода.

В горных районах высоты пунктов опорных геодезических сетей (съемочного обоснования) разрешается определять тригонометрическим нивелированием; измерять вертикальные углы теодолитом Т2 (или другим равноценным ему прибором) одним приемом по трем нитям. Колебание места нуля на станции не должно превышать $20''$. Расхождение между прямыми и обратными превышениями, а также невязки по высоте в ходах не должны превышать 10 см на каждый километр хода.

§ 73. ПРИВЯЗКА СЪЕМОЧНЫХ СЕТЕЙ К ПУНКТАМ ОПОРНЫХ ГЕОДЕЗИЧЕСКИХ СЕТЕЙ

Плановая привязка съемочной геодезической сети к пунктам государственной сети или сети сгущения выполняется с целью получения координат пунктов съемочной сети в общегосударственной системе, а также в целях контроля.

Простая и надежная привязка съемочной сети к пунктам опорной сети достигается включением в съемочную сеть двух сторон опорной (исходной) сети (см. рис. 84, а). Привязка цепи микротриангуляции к двум исходным сторонам представлена на рис. 86, а. Менее надежная привязка к одной исходной стороне (см. рис. 84, б; рис. 86, б).

Рассмотрим теперь привязку к двум «изолированным» исходным пунктам $A(x_A, y_A)$ и $B(x_B, y_B)$, при которых нет исходных сторон (направлений), в частности, пункты эти недоступны для установки на них теодолита. Пусть между пунктами A и B проложен теодолитный ход $A-1-2-\dots-n-B$, в котором измерены все стороны: $A1 = d'_1$, $1-2 = d'_2$, ..., $nB = d'_{n+1}$, а также углы $\beta_1, \beta_2, \dots, \beta_n$ в точках $1, 2, \dots, n$. Вычислим координаты этого хода в местной (условной) системе прямоугольных координат x', y' . Точку A примем за начало системы координат: $x'_A = 0, y'_A = 0$, а направление стороны $A-1$ — за ось абсцисс, т. е. положим $\alpha_{A-1} = 0$. В результате вычислений получим координаты x'_B, y'_B точки B в местной системе.

Решаем обратную геодезическую задачу для точек A и B два раза: в исходной системе координат

$$\alpha_{AB} = \operatorname{arctg} \frac{y_B - y_A}{x_B - x_A}; \quad D = \frac{y_B - y_A}{\sin \alpha_{AB}} = \frac{x_B - x_A}{\cos \alpha_{AB}};$$

в местной системе координат

$$\alpha'_{AB} = \operatorname{arctg} \frac{y'_B}{x'_B}; \quad D' = \frac{y'_B}{\sin \alpha'_{AB}} = \frac{x'_B}{\cos \alpha'_{AB}}.$$

Определяем относительную величину невязки

$$(D' - D)/D = f.$$

Если она не превышает допустимой величины $1/2000$, то полученные из измерений длины сторон следует уравнивать — умножить их на величину отношения D/D' , т. е.

$$d_i = d'_i (D/D'); \quad i = 1, 2, \dots, n + 1.$$

Затем вычисляем дирекционный угол α_{A1} стороны $A - 1$ в исходной системе координат. Так как

$$\alpha_{A-1} - \alpha'_{A-1} = \alpha_{AB} - \alpha'_{AB}; \quad \alpha'_{A-1} = 0,$$

то $\alpha_{A-1} = \alpha_{AB} - \alpha'_{AB}$.

Последующие вычисления выполняют обычным для теодолитного хода порядком. Если все вычисления выполнены правильно, то вычисленные по теодолитному ходу значения координат точки точно совпадут с их исходными значениями.

Аналогичным способом осуществляется привязка сети микро-триангуляции к двум исходным пунктам, удаленным друг от друга на значительное расстояние и не имеющим исходных направлений.

Теоретически в привязываемой таким способом сети базиса может и не быть. Однако такая привязка не будет иметь никакого контроля, что совершенно недопустимо.

Переход к системе координат Гаусса. Рассмотрим сторону AB съёмочной геодезической сети, ее длину обозначим d_{1-2} , а дирекционный угол направления из точки A на $B - \alpha_{1-2}$. Пусть в системе координат Гаусса эти точки имеют соответственно координаты x_A, y_A и x_B, y_B . Тогда расстояние на плоскости Гаусса между точками A и B будет

$$d'_{1-2} = \sqrt{(x_B - x_A)^2 + (y_B - y_A)^2},$$

а дирекционный угол направления AB на

$$\alpha'_{1-2} = \operatorname{arctg} [(y_B - y_A)/(x_B - x_A)].$$

Приближенная зависимость между величинами d_{1-2} , α_{1-2} и d'_{1-2} , α'_{1-2} выражается формулами

$$d'_{1-2} - d_{1-2} = d_{1-2} (0,00011 y_m)^2; \quad (9.25)$$

$$(\alpha'_{1-2} - \alpha_{1-2})'' = 0,0025'' y_m \Delta x, \quad (9.26)$$

где $y_m = (y_B + y_A)$; $\Delta x = x_B - x_A$.

Правые части выражений (9.25) и (9.26) являются поправками, которые нужно прибавить соответственно к длине стороны AB и ее дирекционному углу для перехода от измеренных значений d_{1-2} и α_{1-2} , к значениям d'_{1-2} и α'_{1-2} на плоскости проекции Гаусса. При этом нужно учесть, что поправка в угол

$$\beta = \alpha_{1-3} - \alpha_{1-2}$$

равна разности поправок дирекционных углов α_{1-3} и α_{1-2} .

Анализ формулы (9.25) показывает, что при удалении съемочной сети от осевого меридиана зоны на расстояние до 200 км относительная величина поправки в длину стороны $(d'_{1-2} - d_{1-2})/d_{1-2}$ будет меньше $1/2000$.

Из рассмотрения формулы (9.26) следует, что если длина стороны d_{1-2} не превышает 1 км (точнее, $|\Delta x| \leq 1$ км), то при удалении ее от осевого меридиана до 300 км ($|y_m| \leq 300$ км) поправка в дирекционный угол будет меньше $1''$.

К изложенному следует добавить, что во всех крупных городах и на ответственных стройках страны осевой меридиан местной системы координат Гаусса проходит вблизи центра объекта, т. е. величина y_m по модулю редко превышает 10—20 км.

Таким образом, в подавляющем большинстве случаев для привязки съемочной сети к опорной геодезической сети, вычисленной в системе координат Гаусса, вводить поправки в измеренные длины линий и углы съемочной сети не следует. В этом и заключается одно из достоинств координат Гаусса.

Однако при строительных работах, требующих геодезического сопровождения высокой точности, с указанными поправками необходимо считаться.

В ы с о т н а я п р и в я з к а. Высотная привязка пунктов съемочной сети к маркам и реперам производится с целью получения их отметок в общегосударственной системе, а также в целях контроля нивелирования. Сущность высотной привязки сводится к включению реперов (марок) в систему нивелирных ходов. При привязке хода к грунтовым и стенным реперам рейку устанавливают на головку репера (см. рис. 75), а при привязке к марке, находящейся обычно выше горизонта прибора, используют специальную подвесную реечку, отсчету по которой приписывают знак минус (так как он возрастает от нуля книзу). Если подвесная рейка отсутствует, то следует все три нити трубы спроектировать на стену, отметив их карандашом, а затем измерить от них расстояние до марки с помощью металлической рулетки. На сделанную привязку нужно обязательно составить чертеж (зарисовку).

РАЗДЕЛ ЧЕТВЕРТЫЙ

ТОПОГРАФИЧЕСКИЕ СЪЕМКИ

Глава 10

ОБЩИЕ СВЕДЕНИЯ О ТОПОГРАФИЧЕСКИХ СЪЕМКАХ

§ 74. ВИДЫ СЪЕМОК, ИХ КЛАССИФИКАЦИЯ

Топографической съемкой называется комплекс полевых работ, выполняемых с целью получения топографической карты или плана.

Топографические съемки производятся согласно общему принципу геодезических работ — от общего к частному. Это означает, что вначале на участке съемки создают съемочное обоснование (гл. 9). Опираясь на его пункты, определяют затем плановое положение контуров и предметов местности (ситуации) и снимают рельеф.

Топографическая съемка состоит из подготовительных и полевых работ. К подготовительным относятся следующие виды работ: выяснение необходимости съемки и выбор ее масштаба, составление календарного плана и сметы на работы, расчет необходимого количества кадров, приборов и оборудования. В процессе полевых работ производят осмотр участка съемки, намечают и закрепляют знаками пункты съемочного обоснования и выполняют все необходимые геодезические измерения — угловые, линейные и высотные. После окончания полевых измерений производят их вычислительную и графическую обработку.

Основным видом съемки больших по размерам территорий является аэрофотосъемка.

Для составления топографических планов небольших участков местности применяются наземные съемки: теодолитная тахеометрическая, нивелирование поверхности, мензульная и фото-теодолитная. Производство съемки любого вида предусматривает соблюдение требований общегосударственных и ведомственных инструкций. В соответствии с этим топографические съемки делятся на основные и специализированные. На основные топографические планы наносятся все объекты и контуры местности согласно действующим условным знакам, а рельеф изображается с точностью, установленной общегосударственной инструкцией. На специализированных планах можно отражать только необходимую ситуацию, применять нестандартные высоты сечения, снижать или повышать требования к точности плана, диктуемые как видом сооружения, так и стадией его строительства. Точность изображения ситуации и рельефа в этом случае указывается в зарамочном оформлении. Специализированные топографические планы могут также создаваться в виде цифровой модели местности.

§ 75. ПОНЯТИЕ О ВЫБОРЕ МАСШТАБА СЪЕМКИ И ВЫСОТЫ СЕЧЕНИЯ РЕЛЬЕФА

Выбор масштаба топографической съемки является одним из основных факторов, определяющих объем, содержание и стоимость геодезических работ. Он должен учитывать назначение съемки, размер снимаемого участка, полноту и точность изображения элементов местности, а также стадию проектирования.

Если, например, требуется установить необходимый масштаб съемки застроенной территории с густой сетью подземных коммуникаций и при этом заданы расстояния между осями коммуникаций в натуре $l_M = 0,5$ м и на плане $l_{\Pi} = 1$ мм, то можно воспользоваться следующим соотношением:

$$1/M = 1/(l_M/l_{\Pi}) = 1/500.$$

В настоящее время выбор масштаба съемки регламентируется Строительными нормами и правилами (СНиП), различными инструктивными указаниями и рекомендациями, а также техническими условиями и заданиями, учитывающими специфику отдельных видов строительства.

Высота сечения рельефа h для топографических планов стандартного масштабного ряда может быть рассчитана по формуле

$$h = 0,2M \text{ мм.} \quad (10.1)$$

Так для масштаба 1 : 10 000 величина h , найденная по формуле (10.1), равна 2 м, для масштаба 1 : 5000 — 1 м.

Поскольку высота сечения в значительной степени зависит также и от характера рельефа местности, при инженерных изысканиях для одного и того же масштаба предусмотрены различные значения h :

Масштаб	Высота сечения рельефа
1 : 10 000	5; 2; 1 м
1 : 5 000	5; 2; 1; 0,5 м
1 : 2 000	2; 1; 0,5 м
1 : 1 000	1; 0,5 м
1 : 500	1; 0,5 м

В отдельных случаях допускается использование минимальной высоты сечения 0,25 м.

Глава 11 ТЕОДОЛИТНАЯ СЪЕМКА

§ 76. СУЩНОСТЬ ТЕОДОЛИТНОЙ СЪЕМКИ

Теодолитной съемкой называется один из видов наземных съемок, целью которого является получение контурного плана местности, без изображения на нем рельефа. Чаще всего теодолитная съемка выполняется на участках с равнинным рельефом и сложной ситуацией (застроенная территория, железнодорожные узлы, аэродромы и др.).

Съемочным обоснованием теодолитной съемки служат разомкнутые и сомкнутые теодолитные ходы (полигоны), внутри которых прокладываются диагональные ходы. Угловые измерения на их пунктах выполняют теодолитами, стороны измеряют в прямом и обратном направлениях мерной лентой или дальномерами двойного изображения с относительной погрешностью не более $1/2000$. В открытой местности теодолитные ходы могут быть заменены микротриангуляцией.

Обязательным условием при проложении теодолитных ходов является их привязка к пунктам плановой опорной сети, позволяющая контролировать результаты измерений и обеспечивать их необходимую точность. Привязка осуществляется не менее чем к двум опорным пунктам и в простейшем случае сводится к измерению на этих пунктах примычных углов β_1 и β_{n+1} (см. рис. 84, а). С помощью примычных углов исходный дирекционный угол линии передается на все последующие стороны теодолитного хода.

§ 77. СПОСОБЫ СЪЕМКИ СИТУАЦИИ

Рассмотрим способы съемки ситуации на основе сомкнутого теодолитного хода $I-II-III-IV-V$ (рис. 89).

1. Способ перпендикуляров, применив который, можно определить положение углов 1 и 2 каменного нежилого здания. Измеряют длины перпендикуляров a и b , опущенных из этих точек на линию $III-IV$, и расстояния c и d от их оснований до пункта III . Способ удобен при съемке вытянутых контуров. Перпендику-

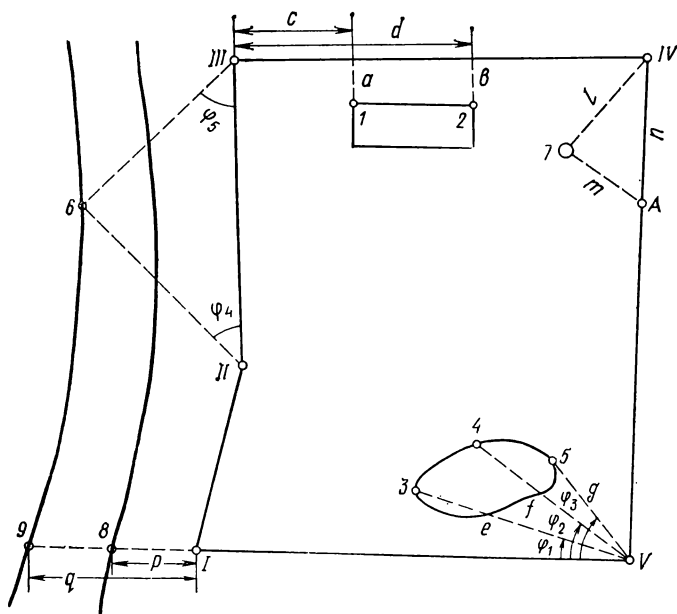


Рис. 89. Способы съемки ситуации

ляры длиной до 8 м строятся на-глаз; для построения перпендикуляров большей длины пользуются эккером.

2. Полярный способ. Положение точек 3, 4, 5 берега озера определяется длинами e , f , g радиусов-векторов и полярными углами φ_1 , φ_2 , φ_3 .

3. Способ угловых засечек. Измерив в пунктах II и III хода углы φ_4 и φ_5 , определяют положение точки b на противоположном берегу реки как вершины треугольника, построенного по стороне II—III и двум прилежащим к ней углам.

4. Способ линейных засечек. Способ использован для съемки колодца 7, положение которого определено промерами расстояний l и m от пункта IV и вспомогательной точки A на стороне IV—V, отстоящей от пункта IV на расстояние n .

5. Способом створов сняты точки 8 и 9 пересечения берегов реки с продолжением (створом) линии V—I. Измеренные расстояния между этими точками и пунктом I соответственно равны p и q .

В процессе съемки ситуации составляется схематический чертеж участка местности — абрис. На абрисе показывают взаимное расположение пунктов теодолитных ходов, а также снимаемых объектов со всеми числовыми результатами измерений и пояснительными надписями.

§ 78. КАМЕРАЛЬНЫЕ РАБОТЫ ПРИ ТЕОДОЛИТНОЙ СЪЕМКЕ

Обработка результатов полевых работ при теодолитной съемке выполняется в следующем порядке:

1) вычисляют координаты пунктов теодолитных ходов по правилам, изложенным в § 70;

2) на листе чертежной бумаги строят координатную сетку со стороной квадрата 10 см, служащую основой для нанесения пунктов, теодолитных ходов: построение координатной сетки производится координатографом или специальными металлическими линейками;

3) с помощью циркуля и масштабной линейки на план наносят пункты теодолитных ходов по их координатам; правильность построений контролируется измерением расстояний между каждой парой пунктов; в пределах точности масштаба эти расстояния должны быть равны соответствующим длинам сторон хода;

4) пользуясь поперечным масштабом и транспортиром, по данным абриса на план наносят ситуацию.

Г л а в а 12

ТАХЕОМЕТРИЧЕСКАЯ СЪЕМКА. НИВЕЛИРОВАНИЕ ПОВЕРХНОСТИ

§ 79. СУЩНОСТЬ ТАХЕОМЕТРИЧЕСКОЙ СЪЕМКИ. ПРИБОРЫ

В основе тахеометрической съемки лежит идея определения пространственного положения точки местности одним наведением зрительной трубы прибора на рейку, установленную в этой точке. Так, положение точек K и N (рис. 90) над условной горизонтальной пло-

скостью P , проходящей через ось вращения трубы прибора, определяется измерением: 1) полярных углов β_1 , и β_2 , отсчитываемых от стороны AB съемочного обоснования; 2) горизонтальных расстояний d_1 и d_2 между точками и вертикальной осью прибора; 3) превышения точек h_1 и h_2 над плоскостью P .

Величины d_1 , d_2 , h_1 , и h_2 могут быть получены непосредственно с помощью автоматических приборов, называемых тахеометрами. Тахеометрическая съемка может выполняться и теодолитом. В этом случае d_1 и d_2 получаются по результатам измерений соответствующих расстояний нитяным дальномером, а превышения h_1 и h_2 — тригонометрическим нивелированием с использованием вертикальных углов ν_1 и ν_2 .

Таким образом, тахеометрическая съемка объединяет в себе два процесса: съемку ситуации и съемку рельефа. Она выполняется в крупных (1 : 500 — 1 : 5000) масштабах на небольших участках местности, а также при изысканиях трасс линейных сооружений: дорог, каналов, линий электропередач.

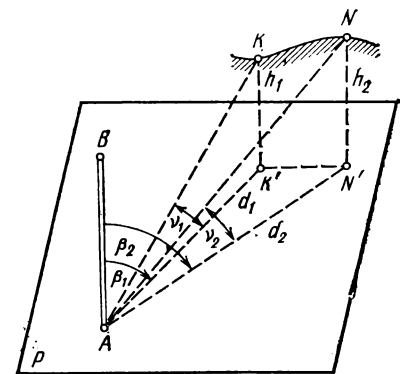


Рис. 90. Сущность тахеометрической съемки

В настоящее время тахеометрическая съемка производится преимущественно тахеометрами. В нашей стране предусмотрен выпуск четырех типов этих приборов: 1) тахеометр электрооптический ТЭ; 2) тахеометр ТД с авторедукционным дальномером двойного изображения; 3) тахеометр номограммный ТН; 4) тахеометр внутрибазный ТВ.

Наиболее совершенным и точным прибором является тахеометр ТЭ с автоматической регистрацией результатов угловых и линейных измерений на табло и на перфоленте в условном коде. Тахеометр ТЭ обеспечивает измерения расстояний до 2 км с точностью, не меньшей 2 см на 100 м; точность измерения горизонтальных и вертикальных углов характеризуется средними квадратическими погрешностями соответственно 3" и 5". Зафиксированная на перфоленте информация в дальнейшем может быть обработана на ЭВМ с последующим автоматическим составлением топографического плана.

Редукционный тахеометр ТД позволяет автоматически определять горизонтальные положения линий d с точностью 1/5000 и превышения h с точностью 4 см на каждые 100 м расстояния.

Тахеометр ТН предназначен для непосредственного определения горизонтальных проложений и превышений по вертикальной рейке при помощи номограмм, нанесенных на вертикальном круге и видимых в поле зрения трубы прибора. Дополнительным приспособлением к тахеометру ТН является съемный металлический столик, позволяю-

щий в процессе съемки вычерчивать в заданном масштабе ситуацию и рельеф местности.

К тахеометрам типа ТН относится тахеометр Дальта-020 (ГДР) (рис. 91, а); порядок пользования номограммой прибора иллюстрируется на рис. 91, б. Перед производством отсчета основная кривая 1

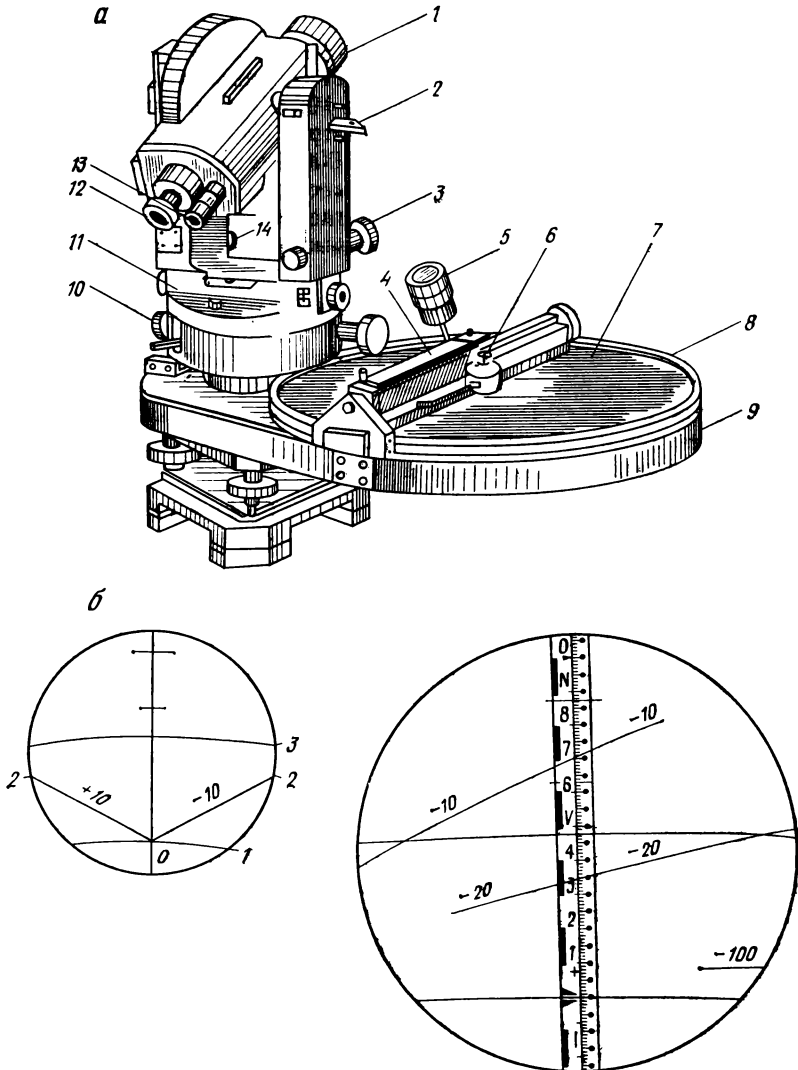


Рис. 91. Тахеометр Дальта-020:

а — общий вид: 1 — объектив, 2 — рычаг закрепления трубы, 3 — наводящий винт трубы, 4 — масштабная линейка, 5 — лупа для рассматривания делений линейки, 6 — приспособление для накальвания точек, 7 — астролон, 8 — вращающаяся деталь столика, 9 — столик, 10 — закрепительный винт алидады, 11 — цилиндрический уровень, 12 — окуляр зрительной трубы, 13 — окуляр отсчетного микроскопа, 14 — наводящий винт для приведения пузырька уровня вертикального круга в нуль-пункт; б — поле зрения зрительной трубы: 1 — основная кривая, 2 — кривые превышений, 3 — кривая горизонтальных положений

наводится на исходную марку, находящуюся на высоте 1,40 м над основанием рейки и обозначенную треугольником. Отсчеты по кривым берут в месте их пересечения с вертикальной нитью сетки и умножают на соответствующий коэффициент. На рис. 91, б по кривой горизонтальных расстояний $З$ имеем $d = 0,478 \times 100 = 47,8$ м, по кривым превышений с подписями -10 и -20 (труба наклонена объективом вниз) $h = 0,708 \times (-10) = -7,08$ м, $h = 0,354 \times (-20) = -7,08$ м. Средняя квадратическая погрешность определения горизонтальных проложений тахеометром ТН составляет от 10 до 20 см, превышений — от 3 до 15 см на каждые 100 м расстояния.

Конструкция внутрибазного тахеометра ТВ позволяет измерять расстояния до 60 м с погрешностью 1 : 1000 без использования рейки путем наведения зрительной трубы на местные предметы. Превышения определяются тригонометрическим нивелированием при точности измерения горизонтальных и вертикальных углов соответственно $45''$ и $60''$.

§ 80. ПРОИЗВОДСТВО ТАХЕОМЕТРИЧЕСКОЙ СЪЕМКИ

Создание съемочного обоснования для тахеометрической съемки осуществляется одновременно со съемкой ситуации и рельефа. Плотность пунктов съемочного обоснования, в которое входят пункты существующей геодезической сети, должна соответствовать техническим требованиям, приведенным в табл. 14.

Т а б л и ц а 14

Масштаб съемки	Максимальная длина хода, м	Максимальная длина линий, м	Максимальное число линий в ходе
1 : 5000	1200	300	6
1 : 2000	600	200	5
1 : 1000	300	150	3
1 : 500	100	100	2

Пункты тахеометрического хода выбираются по возможности на возвышенных местах с хорошим круговым обзором и закрепляются кольями. На каждой станции хода измеряют полным приемом горизонтальные углы между направлениями на смежные пункты и дважды — в прямом и обратном направлениях — превышения и горизонтальные проложения по каждой стороне хода. При работе с теодолитом измеряются также вертикальные углы; в этом случае превышения и горизонтальные проложения вычисляются на микрокалькуляторах или по специальным таблицам. Расхождения между результатами двойных измерений длин сторон хода и превышений допускаются соответственно 1/300 и 4 см на 100 м расстояния.

Закончив наблюдения на смежные пункты хода, ориентируют горизонтальный круг тахеометра на передний пункт и вращением алидады наводят трубу на рейку, устанавливаемую последовательно в

Рис. 92. Абрис тахеометрической съемки

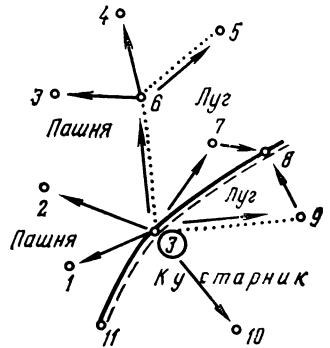
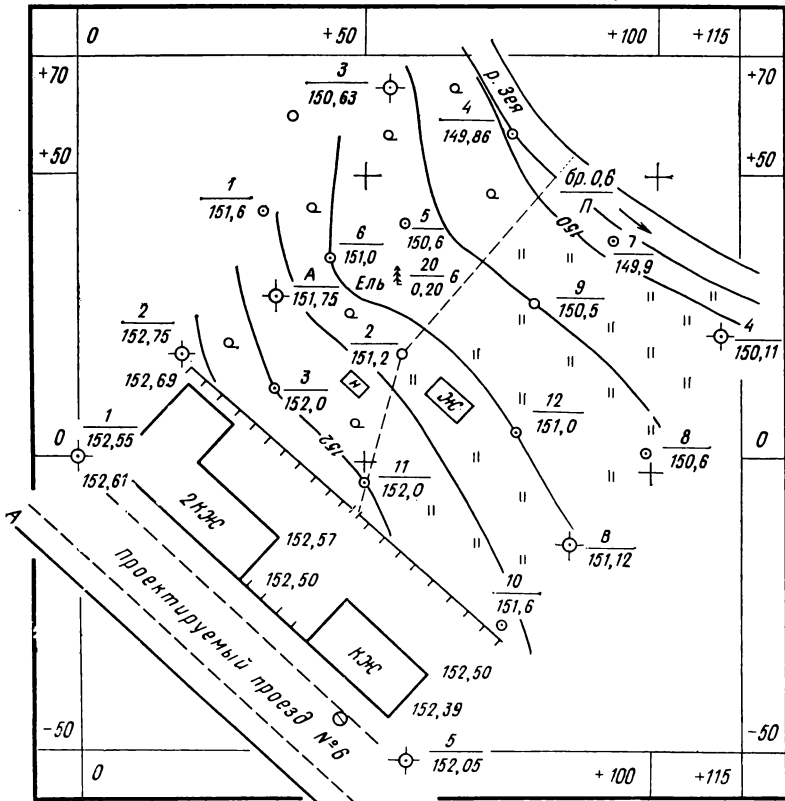


Рис. 93. План тахеометрической съемки

План
строительного участка №6

площадь участка 1,25 га



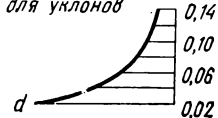
Под литерами АВ
показана красная
линия застройки

Масштаб 1:500
в 1 сантиметре 5 м

Высота сечения рельефа h 0,5 м

План ориентирован по дирекцион-
ному направлению

Масштаб заложений для уклонов



характерных точках рельефа и ситуации — речных точках. При этом берут отсчеты по горизонтальному кругу тахеометра и по кривым номограмм, определяя таким образом плановое положение каждой речной точки и ее превышение над данной станцией. После съемки 15—20 речных точек контролируют ориентирование лимба прибора повторным наведением его зрительной трубы на передний пункт: расхождение с первоначальным отсчетом не должно превышать $2'$. Все результаты измерений записывают в журнал; одновременно с заполнением журнала ведут абрис — схематический чертеж расположения речных точек, снятых с данной станции. На абрисе стрелками показывают направление скатов и обозначают пунктиром контуры ситуации (рис. 92).

Обработка результатов тахеометрической съемки включает в себя следующие этапы: 1) вычисление координат и отметок пунктов тахеометрических ходов; 2) вычисление отметок речных точек; 3) построение плана тахеометрической съемки.

При производстве вычислений пользуются следующими формулами допустимых невязок:

угловой невязки $f_{\beta} = 1' \sqrt{n_1}$, где n_1 — число углов хода,

невязки в периметре $f_S = S/(400 \sqrt{n})$,

невязки в превышениях хода $f_h = 0,04/S\sqrt{n}$ (см), где n — число сторон хода, S — длина хода, в (м).

Нанесение на план пунктов тахеометрических ходов по их координатам выполняют в изложенном ранее порядке. Речные точки наносят с помощью транспортира и поперечного масштаба; для всех снятых точек выписывают их высоты; составление плана заканчивается проведением горизонталей (рис. 93).

§ 81. НИВЕЛИРОВАНИЕ ПОВЕРХНОСТИ

Нивелирование поверхности как вид топографической съемки производится на открытой местности со слабо выраженным рельефом для составления крупномасштабных планов.

Название съемки условное, ибо, например, при тахеометрической съемке также производится нивелирование поверхности, но выполняется оно на местности с хорошо выраженными формами рельефа, и отметки речных точек получают, как правило, тригонометрическим нивелированием.

Нивелирование поверхности дает возможность увеличить точность съемки равнинного рельефа применением геометрического нивелирования густой сети точек. Этот вид работ находит широкое применение при строительстве населенных пунктов, промышленных сооружений, аэродомов и др.

Полевые работы состоят в построении на местности сети точек и производстве угловых, линейных и высотных измерений для определения их координат. Попутно с построением сети точек производится съемка контуров местности.

В зависимости от метода построения сети точек различают нивелирование по параллельным линиям (по магистралям), способом полигонов и по квадратам.

Нивелирование поверхности по параллельным линиям выполняется как на открытой, так и на закрытой местности со слабо выраженным рельефом.

Опорой для съемки является магистраль AB , прокладываемая по середине участка (рис. 94) или по границе его.

Перпендикулярно (иногда под углом к магистрали) разбивают поперечники (№ 1, № 2, № 3, № 4). Расстояния между поперечниками зависят от характера рельефа местности и масштаба плана. По магистрали и поперечникам через равные промежутки закрепляют точки — разбивают пикетаж.

Если параллельно идущих ходов несколько, то они должны быть связаны перемычками. Если длина поперечников более 300 м, то они также должны быть связаны между собой при составлении планов в масштабах $1 : 500 - 1 : 1000$.

При составлении планов в масштабе $1 : 2000$ поперечники связывают перемычками при длине их более 500 м.

Одновременно с разбивкой пикетажа ведут съемку ситуации. По магистрали прокладывают теодолитный ход, а по пикетажу производят геометрическое нивелирование. Результаты съемки ситуации заносят в абрис, результаты нивелирования — в нивелирный журнал.

Обработку полевых данных и построение топографического плана выполняют согласно правилам, изложенным в §§ 77, 79.

Способ полигонов применяют на местности с хорошо выраженным рельефом. Опорой съемки являются сомкнутые между собой ходы (магистрали), прокладываемые, как правило, по водоразделам и тальвегам. Перпендикулярно к магистралям разбивают поперечники. По магистралям и поперечникам разбивают пикетаж; попутно ведут съемку ситуации. Числовая и графическая обработка данных, полученных при проложении теодолитных ходов по магистралям и нивелировании по пикетажу, производится в соответствии с указаниями, приведенными выше.

Нивелирование поверхности по квадратам чаще всего применяется в строительстве при вертикальной планировке участков.

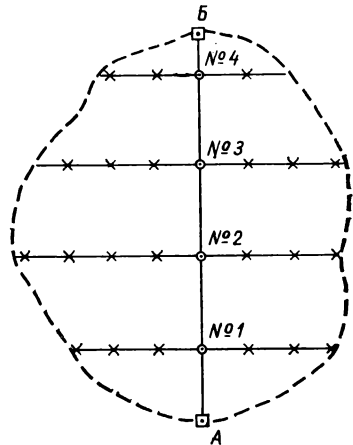


Рис. 94. Схема нивелирования поверхности по параллельным линиям

Опорой для производства нивелирования является сеть квадратов, разбиваемая на местности. При нивелировании значительных участков вначале разбивают сеть основных квадратов, сторона которых может быть 100 или 200 м.

Построение сетки квадратов выполняют при помощи теодолита и ленты. Для этой цели по границе участка строят прямоугольник, на сторонах которого закрепляют вершины квадратов через заданные интервалы. Положение вершин квадратов в середине участка находят на пересечении створов, проходящих через соответствующие точки (вершины), закрепленные на противоположных сторонах внешнего прямоугольника. Основные квадраты разбивают на заполняющие со сторонами 20—40 м, иногда 10 м, в зависимости от рельефа местности и назначения плана. Вершины основных квадратов закрепляют бетонными или деревянными столбами, а заполняющих — кольями.

Кроме вершин квадратов, закрепляют также перегибы рельефа (плюсовые точки) на сторонах и внутри квадратов.

Попутно с разбивкой сетки квадратов ведут съемку контуров местности, которые привязывают к сторонам квадратов. Схему разбивки квадратов с обозначением их вершин и данные съемки контуров заносят на схему (абрис). Направление однородных скатов показывают на ней стрелками.

Разбивку сети квадратов можно также производить по двум взаимно перпендикулярным линиям, точка пересечения которых располагается внутри участка. По линиям разбивают вершины основных квадратов, а в вершинах перпендикулярно к линиям — поперечники. На поперечниках откладывают заданные стороны квадратов. В результате образуется сеть квадратов. Далее строят заполняющие квадраты.

Удобно производить разбивку сети квадратов при помощи 100-метровых тросов, размеченных через 20 м.

По сторонам основных фигур прокладывают теодолитные ходы, опирающиеся на пункты геодезической сети. В результате обработки ходов получают координаты вершин основных квадратов.

Квадраты со стороной 100—200 м нивелируют каждый в отдельности. Нивелир устанавливают примерно в середине квадрата и производят отсчеты по рейкам, установленным в его вершинах, а также на плюсовых точках. Отсчеты, произведенные по рейкам, записывают на схеме сети квадратов. Увязку превышений по внешнему контуру (периметру) основного прямоугольника, а также по створам, опирающимся на внешний контур основного прямоугольника, делают по правилам, указанным в § 72.

Порядок работы в заполняющих квадратах предусматривает нивелирование с одной станции вершин нескольких квадратов. При этом каждые две смежные станции должны иметь общие связующие точки. Высоты вершин заполняющих квадратов вычисляют через горизонт инструмента (см. § 48).

Если на небольшом участке местности построена самостоятельная сеть квадратов со сторонами 20—40 м, то порядок работ состоит в следующем.

В сети квадратов выделяют замкнутый опорный ход, составленный связующими точками, на которые брались отсчеты со смежных станций. Такими точками на рис. 95 являются точки III/1, IV/3 и III/5. Эти точки лежат в вершинах замкнутого хода, в данном случае треугольника, по сторонам которого вычисляют превышения. Последние вычисляют по отсчетам, сделанным с одной и той же станции, увязывают по правилам § 58 и вычисляют отметки вершин хода. Предварительно на одну из вершин хода передается высота с пунктов нивелирной сети. Высоты вершин квадратов вычисляют через горизонт прибора на основе опорного хода.

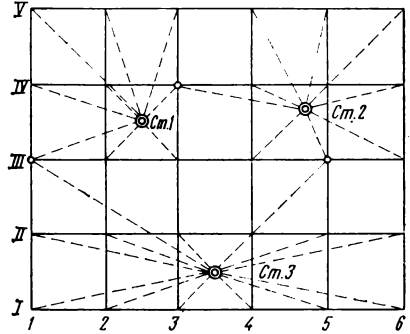


Рис. 95. Схема нивелирования поверхности по квадратам со стороной 20—40 м

Для построения топографического плана по результатам нивелирования поверхности по квадратам наносят на бумагу в заданном масштабе сеть квадратов, против вершин которых выписывают высоты, округленные до сотых долей метра. По данным абриса строят контуры местности, после чего методом интерполирования проводят горизонтали. План оформляется в соответствии с действующими условными знаками.

Глава 13

ЭЛЕМЕНТЫ МЕНЗУЛЬНОЙ СЪЕМКИ

§ 82. СУЩНОСТЬ МЕНЗУЛЬНОЙ СЪЕМКИ. ПРИБОРЫ

Мензульной называется съемка, которая производится с помощью мензулы и кипрегеля (рис. 96). От других видов наземных съемок ее отличает то, что измерения на местности сопровождаются составлением топографического плана. Горизонтальные углы при мензульной съемке не измеряются, а получаются путем графических построений на чертежной бумаге, прикрепленной к планшету. Для этого центрируют точку o на планшете над точкой O на местности (рис. 97) приводят планшет в горизонтальное положение и, приложив линейку кипрегеля к точке o , наводят зрительную трубу на точки A и B . Прочерченные на планшете направления oa и ob образуют угол β — горизонтальную проекцию угла AOB на местности. Расстояния до точек A и B могут быть определены дальномером, а их высоты — из результатов тригонометрического нивелирования.

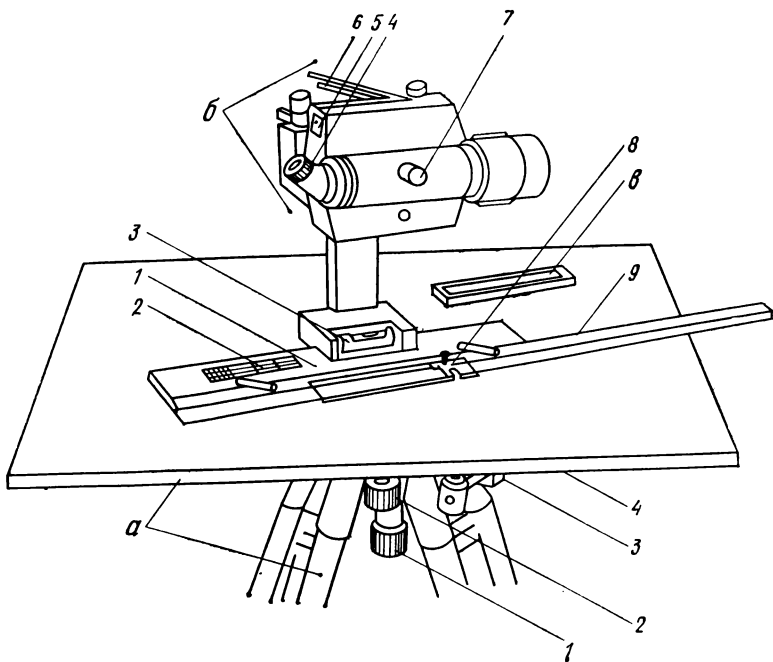


Рис. 96. Кипрегель КН с мензулой:

a — мензула; 1 — закрепительный (становой) винт, 2 — винт крепления подставки с планшетом, 3 — наводящий винт подставки, 4 — планшет; 6 — кипрегель: 1 — основная и 2 — масштабная линейки, 3 — уровень при линейке, 4 — ломаный окуляр, 5 — уровень при трубе, 6 — зеркало уровня, 7 — кремальера, 8 — штифт для накола точек, 9 — дополнительная линейка; *а* — буссоль

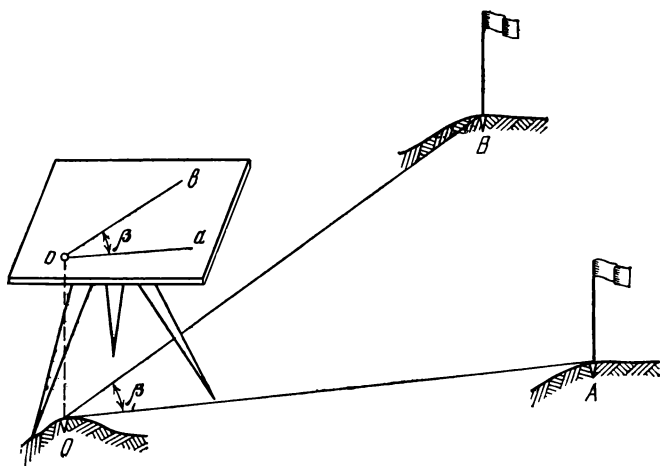


Рис. 97. Схема построения горизонтального угла при мензульной съемке

Зрительная труба (см. рис. 96) номограммного кипрегеля КН имеет прямое изображение. В поле зрения трубы видна номограмма, методика пользования которой такая же, как и при работе с тахеометрами. В состав мензульного комплекта входит также мензульная вилка, предназначенная для центрирования планшета над пунктом съемочного обоснования.

§ 83. ПОВЕРКИ МЕНЗУЛЬНОГО КОМПЛЕКТА

П о в е р к и м е н з у л ы

1. *Мензула должна быть устойчива.* Закрепив планшет, ставят на него кипрегель, наводят трубу кипрегеля на какую-либо точку и прочерчивают линию вдоль ребра линейки. Глядя в трубу, слегка нажимают на планшет сверху и сбоку. Если после прекращения нажима центр сетки вновь совпадет с точкой и ребро линейки не сдвинулось с прочерченной линии, мензула достаточно устойчива.

2. *Верхняя поверхность планшета должна быть плоскостью.* Если выверенная линейка, накладываемая ребром на планшет в разных направлениях, не дает просветов — условие выполнено.

3. *Верхняя плоскость планшета должна быть перпендикулярна его вертикальной оси.* Установив планшет подъемными винтами в горизонтальное положение по выверенному уровню, медленно вращают планшет. Если при этом пузырек уровня остается в нуль-пункте, условие выполнено.

Если в процессе поверок обнаруживается невыполнение хотя бы одного из перечисленных условий, мензула отдается в ремонт.

П о в е р к и к и п р е г е л я

1. *Скошенный край линейки кипрегеля должен быть прямой линией, а ее нижняя поверхность — плоскостью.* Прочертив вдоль линейки тонкую линию, поворачивают кипрегель на 180° , прикладывают линейку к проведенной линии и повторно прочерчивают линию вдоль скошенного края линейки. Если обе линии совпадут, условие выполнено. Поверка нижней плоскости производится установкой кипрегеля на планшет. Линейка должна плотно к нему прилегать. В случае невыполнения указанных условий кипрегель отдается в ремонт.

2. *Ось уровня на линейке кипрегеля должна быть параллельна нижней плоскости линейки.* Поверку и юстировку выполняют так же, как для уровня алидады горизонтального круга теодолита. Для поворота уровня на 180° пользуются прочерченной на планшете линией, относительно которой поворачивают кипрегель.

3. *Визирная ось трубы должна быть перпендикулярна оси вращения трубы.* Поверка производится аналогично соответствующей поверке теодолита, с той лишь разницей, что отсчеты по лимбу заменяются в данном случае прочерчиванием на планшете двух направлений при круге право и круге лево. Исправление обнаруженной погрешности возможно только в мастерской.

4. *Ось вращения зрительной трубы должна быть параллельна нижней плоскости линейки.* Поверка производится так же, как поверка перпендикулярности оси вращения трубы к оси вращения теодолита. Выполнение условия гарантируется заводом-изготовителем.

5. *Вертикальная нить сетки нитей должна быть перпендикулярна к оси вращения трубы.* Поверка выполняется аналогично соответствующей поверке теодолита. Исправление положения сетки осуществляется в мастерской.

6. *Коллимационная плоскость трубы должна проходить через скошенный край линейки или быть ему параллельной.* Наводят трубу на удаленную точку и на концах скошенного края линейки вертикально закрепляют две иглы. Если наблюдаемая точка окажется в створе игл — условие выполнено. В противном случае при работе с кипрегелем все направления прочерчивают только при одном положении круга. В результате все стороны построенных на планшете углов будут повернуты на одну и ту же величину, что не внесет искажений в значения самих углов.

§ 84. ПРОИЗВОДСТВО МЕНЗУЛЬНОЙ СЪЕМКИ

Производство мензульной съемки разделяется на два этапа: 1) создание съемочного обоснования; 2) съемка ситуации и рельефа.

В зависимости от условий местности и требуемой точности съемочное обоснование может создаваться аналитическим или графическим способами. К аналитическим способам относятся теодолитные ходы и сети микротриангуляции. Графический способ создания съемочного обоснования заключается в построении на планшете системы точек, расположенных в вершинах треугольников, близких к равносторонним. Плановое положение этих точек определяется засечками с пунктов триангуляции, полигонометрии или сетей сгущения, нанесенных предварительно на планшет по их координатам.

Прямая засечка. Установив мензулу на пункте *A* (рис. 98, *a*) центрируют над ним соответствующую точку *a* на планшете. Приведя планшет в горизонтальное положение, прикладывают линейку кипрегеля к линии *ab* и вращением планшета наводят центр сетки нитей трубы на пункт *B*. В таком положении планшет ориентирован по направлению *AB*. Приложив линейку к точке *a* визируют на пункт *B* и прочерчивают направление *ag*. Затем переходят с мензулой в пункт *B* и ориентируют планшет по линии *BA*. Через точку *b* планшета визируют на пункт *B* и проводят направление *bd*. В пересечении направлений *ag* и *bd* получают плановое положение пункта *B* местности.

Боковая (обратная) засечка. Если один из пунктов, например *B*, недоступен для установки на нем мензулы (рис. 98, *b*) над пунктом *A* ориентируют планшет по линии *AB* и через точку *a* проводят направление *ag* на пункт *B*. Перейдя с мензу-

лой на пункт B , ориентируют планшет по направлению ga . Прикладывают скошенный край линейки к точке b так, чтобы центр сетки нитей трубы совпал с изображением пункта B , и проводят направление bd . В пересечении направлений ga и bd получают пункт B .

При использовании графического способа построения съемочного обоснования плановое положение каждого из его пунктов должно определяться пересечением не менее чем трех направлений. В закрытой (застроенной или залесенной) местности мензульные засечки

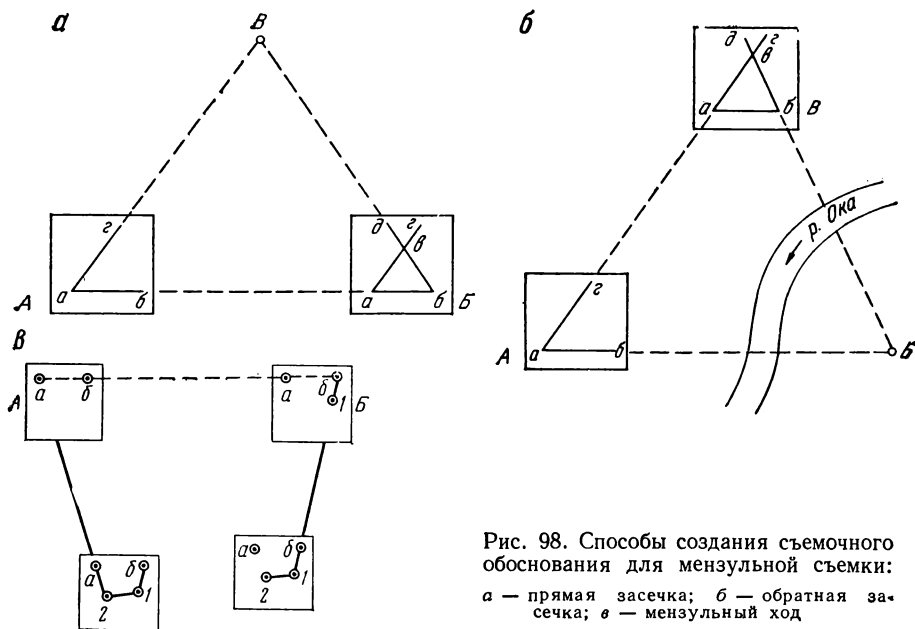


Рис. 98. Способы создания съемочного обоснования для мензульной съемки: a — прямая засечка; b — обратная засечка; $в$ — мензульный ход

заменяются мензульными ходами (рис. 98, $в$), стороны которых измеряются дальномером, а горизонтальные углы получаются графическим построением.

Высоты пунктов съемочного обоснования при съемках с сечением рельефа $h \leq 1$ м определяются геометрическим нивелированием, для больших значений h — тригонометрическим нивелированием.

Съемка ситуации и рельефа с пунктов съемочного обоснования производится в том же порядке, что и в процессе тахеометрической съемки. Реечные точки снимаются преимущественно полярным способом; при этом дальномерные расстояния откладываются на планшете вдоль скошенного края линейки кипрегеля. Высоты реечных точек, определенных тригонометрическим нивелированием, выписывают на планшет и рисуют горизонтали, не снимая мензулу со станции.

ЭЛЕМЕНТЫ ФОТОСЪЕМОК И ФОТОГРАММЕТРИИ

§ 85. ПРЕДВАРИТЕЛЬНЫЕ ПОНЯТИЯ

В результате фотосъемок получают фотоснимки объектов и отдельных элементов местности. Фотографирование может выполняться с земли или с летательных аппаратов, чаще всего с самолетов. Соответственно этому различают наземную фотосъемку и аэрофотосъемку.

Наземная фотосъемка выполняется при помощи фототеодолитов, представляющих собой сочетание теодолита и фотоаппарата. Аэрофотосъемка выполняется при помощи аэрофотоаппарата (АФА), установленного на борту самолета.

На основе фотоснимков местности и предварительно созданного съемочного обоснования получают карты и планы. Процессом получения карт и планов занимается фотограмметрия*.

Фотограмметрия (в широком смысле этого слова) определяет формы, размеры и положение предметов по их фотографическим изображениям. При этом рассматривают формы и размеры сфотографированных объектов, предметов на плоскости (фотограмметрия), а также формы и размеры сфотографированных объектов в пространстве (стереофотограмметрия)*.

Стереофотограмметрический способ предполагает использование двух фотоснимков одной и той же местности (перекрывающихся снимков — стереопары), полученных из разных точек фотографирования. Расстояние между этими точками называется базисом фотографирования.

Одновременное рассматривание снимков стереопары дает возможность воспроизводить пространственную (стереоскопическую) модель местности.

При фотограмметрических работах измерения по фотоснимкам выполняются в камеральных условиях. Эта особенность фотограмметрических работ позволяет применять для составления топографических карт и планов приборы стационарного типа.

Методы фотограмметрии находят применение не только в топографии, но и в других областях науки и техники: геологии, астрономии, медицине, машиностроении, космонавтике и др.

Широкое применение методов фотограмметрии при изыскании, строительстве и эксплуатации различных инженерных сооружений способствовало становлению инженерной фотограмметрии.

§ 86. ОБЩИЕ СВЕДЕНИЯ ПО АЭРОФОТОТОПОГРАФИЧЕСКИМ СЪЕМКАМ

При аэросъемке снимки местности получают аэрофотоаппаратами, принципиальная схема устройства которых приведена на рис. 99, а.

* Термин «фотограмметрия» составлен из греческих слов: photos — свет, gramma — запись, metreo — измеряю.

* Stereos (греч.) — пространственный.

Основными частями аэрофотоаппарата являются: объектив 1, камера 2, кассета 3 и прикладная рамка 4.

С фокальной плоскостью объектива фотокамеры совмещен светочувствительный слой фотопленки 5. Размеры аэрофотоснимков соответствуют внутреннему формату прикладной рамки, имеющей форму четырехугольника.

Чаще всего применяют снимки размером 18×18 , 18×24 и 30×30 см.

Большинство современных аэрофотоаппаратов являются автоматами. В таких конструкциях предусмотрено автоматическое перемотывание пленки, экспонирование, сохранение заданного интервала между экспозициями и выравнивание пленки. Управление осуществляется при помощи командного прибора.

Для фотограмметрических работ, которые следуют за аэрофотосъемкой местности, необходимо знать положение главной точки снимка (положение основания перпендикуляра, опущенного из оптического центра объектива на плоскость аэро-снимка). С этой целью прикладная рамка имеет четыре координатные метки, изображение которых получается при экспонировании на негативе и в дальнейшем на контактном отпечатке.

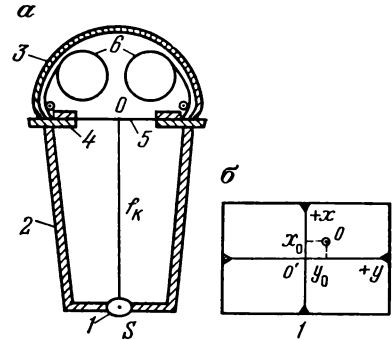


Рис. 99. Принципиальная схема аэрофотоаппарата

Главная точка o снимка должна находиться на пересечении o' прямых, соединяющих противоположные метки снимка (рис. 99, б). По техническим причинам точного совпадения этих точек, как правило, не бывает, а потому главная точка снимка определяется координатами x_0 , y_0 .

Координаты x_0 , y_0 главной точки o снимка и значение фокусного расстояния f_k фотокамеры являются элементами внутреннего ориентирования снимка.

Аэрофотосъемка называется плановой, если она производится при отвесном положении оптической оси фотоаппарата. Соответственно, аэроснимки называют плановыми или горизонтальными. Для топографических работ это наиболее благоприятный случай. Практически при плановой съемке угол α отклонения оси фотоаппарата от вертикали должен быть менее 3° .

При больших углах α съемку называют перспективной, а снимки наклонными, или перспективными.

Различают аэрофотосъемку, выполняемую одиночными снимками (например, для военных целей), маршрутами (для целей изыскания трасс линейных сооружений) и аэрофотосъемку площадей.

При аэрофотосъемке маршрута соседние снимки должны перекрываться (рис. 100) не менее чем на 60%. Перекрытие снимков вдоль маршрута называется **п р о д о л ь н ы м**.

Перекрытие двух соседних маршрутов при аэросъемке площадей называется поперечным. Величина поперечного перекрытия 30—40 %.

Чтобы выдержать заданную высоту полета самолета, соблюсти отвесное положение оси фотокамеры и обеспечить выполнение других требований аэрофотосъемки, самолет снабжен аэронавигационными и стабилизирующими приборами.

Для облегчения вождения самолета и захода его с маршрута на маршрут заранее намечаются на карте хорошо видимые с воздуха ориентиры.

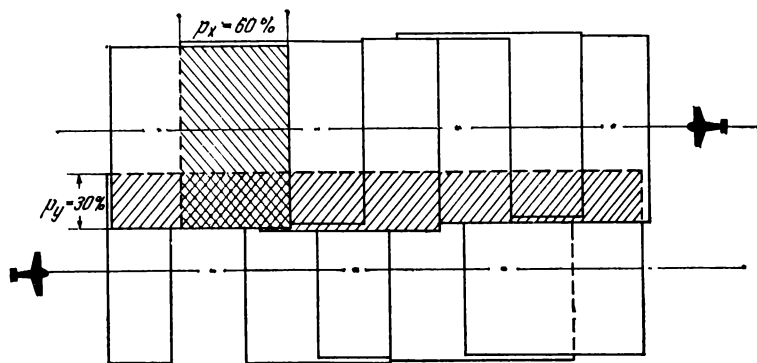


Рис. 100. Схема продольного и поперечного перекрытий

После выполнения аэрофотосъемки заснятые filmy обрабатываются и с полученных после проявления и закрепления негативов путем контактной печати изготавливают аэроснимки.

Для проверки качества летносъёмочных работ выполняют наглядный монтаж, представляющий собой приближенное соединение аэрофотоснимков по их одноименным контурам в одну сплошную картину заснятой местности.

Оценка качества летносъёмочных работ выполняется по следующим критериям:

- а) по качеству фотографического изображения,
- б) по величине продольного и поперечного перекрытий,
- в) по уклонению оси фотоаппарата от вертикали,
- г) по прямолинейности маршрута,
- д) по уклонениям от заданной высоты полета самолета.

Выявленные недостатки аэрофотосъемки устраняются. Наглядный монтаж фотографируют в мелком масштабе (получают репродукцию наглядного монтажа).

Для фотограмметрической обработки снимков с целью получения плана местности производят их привязку. Целью привязки снимков является получение координат контурных точек на них в количестве, необходимом для получения плана. Точки для привязки снимков выбирают на наиболее четких контурах местности, изобразившихся на аэроснимках (пересечения дорог, углы тротуаров, заборов и т. д.).

Опознанные точки закрепляют на местности, накальвают на снимке, и на его обороте рисуют абрис расположения опознака.

Опознаки должны располагаться в зонах продольного и поперечного перекрытий. Проект расположения опознаков составляют на накидном монтаже. На выбранные и закрепленные на местности опознаки передают координаты с пунктов геодезической основы путем проложения теодолитных и высотных ходов.

§ 87. АЭРОФОТОСНИМОК, ЕГО СВОЙСТВА И МАСШТАБ

Аэрофотоснимок представляет собой центральную проекцию участка на местности. На рис. 101 точка S является центром проекции (центр объектива аэрофотоаппарата), P — предметная плоскость, K — картинная плоскость (плоскость аэроснимка), ASa , BSb , OSo — проектирующие лучи. Предметная плоскость предполагается проведенной по средней высоте участка местности.

Из сущности центральной проекции следует одно из геометрических свойств аэрофотоснимка — оптическая обратимость, т. е. возможность восстанавливать связку проектирующих лучей, существовавшую в момент фотографирования.

Свойство оптической обратимости используется при обработке аэрофотоснимков для преобразования их из наклонных (перспективных) в горизонтальные и приведения снимков к одному масштабу.

Между тем план местности есть ортогональная проекция, которая получается в результате проектирования точек местности линиями, перпендикулярными к плоскости проекции. Однако в том случае, когда местность представляет собой горизонтальную плоскость, а аэрофотоснимок получен при вертикальном положении оси аэрофотоаппарата, центральная и ортогональная проекции совпадают, и снимок является планом местности.

Следовательно, в общем случае при наличии рельефа и при наклоне оси фотокамеры снимок не дает ортогонального изображения местности.

Масштаб планового аэрофотоснимка плоской горизонтальной местности может быть определен из рассмотрения рис. 101. где произвольно расположенному отрезку ba аэроснимка соответствует на местности отрезок AB , $So = f_k$ — фокусное расстояние аэрофотокамеры и $SO = H$ — высота полета самолета над плоскостью, проведенной на средней высоте участка. Так как плоскости P и K параллельны, то из подобия треугольников ABS и baS следует

$$ba/AB = f_k/H. \quad (14.1)$$

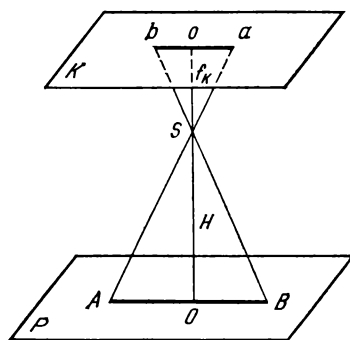


Рис. 101. Масштаб планового аэрофотоснимка

Отношение ba/AB есть масштаб изображения, а потому

$$M = 1/m = f_k/H, \quad (14.2)$$

где m — знаменатель масштаба аэрофотоснимка.

Поскольку положение отрезка ba взято произвольно, то очевидно, что масштаб аэрофотоснимка будет одинаков во всех его частях.

Из формулы (14.2) видно, что масштаб аэрофотоснимка равен фокусному расстоянию аэрофотоаппарата, деленному на высоту полета самолета.

Если высота фотографирования неизвестна, то масштаб аэрофотоснимка может быть определен как частное от деления расстояний, измеренных между двумя точками снимка и соответствующими точками местности.

§ 88. СМЕЩЕНИЕ ИЗОБРАЖЕНИЯ ТОЧЕК СНИМКА ВСЛЕДСТВИЕ ВЛИЯНИЯ УГЛА ЕГО НАКЛОНА. ТРАНСФОРМИРОВАНИЕ СНИМКОВ

Если в момент фотографирования горизонтального участка местности аэрофотоснимок занимал наклонное положение, то центральная проекция будет отличаться от ортогональной. В этом случае масштаб в различных частях снимка будет различным, и точки аэрофотоснимка будут смещены относительно их положения в ортогональной проекции. Кроме того, масштаб фотоснимка берется всегда меньше масштаба плана; вследствие неизбежного изменения высоты полета самолета масштабы различных снимков маршрутов получаются различными.

Следовательно, для преобразования перспективного снимка в горизонтальный заданного масштаба надо решить две задачи: 1) устранить линейные искажения снимков вследствие отклонения оси аэрофотоаппарата от вертикали; 2) все аэрофотоснимки маршрутов привести к одному заданному масштабу.

Эти задачи решаются путем трансформирования, которое выполняется на специальных приборах — фототрансформаторах.

Фототрансформатор представляет собой проекционный фотографический прибор (рис. 102), основными частями которого являются осветительное устройство 2, кассета 3 для установки негатива или

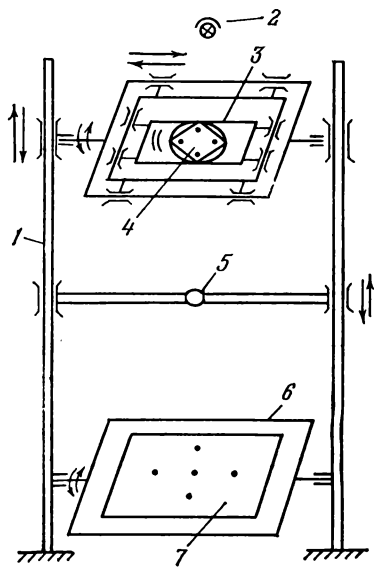


Рис. 102. Схема фототрансформатора

диапозитива 4, объектив 5, экран 6 и направляющая станина 1, на которой крепятся все эти части прибора.

Трансформирование выполняется по четырем ориентирующим (трансформационным) точкам, т. е. точкам, плановое положение которых получено на аэрофотоснимках по их геодезическим координатам.

Ориентирующие точки размещаются в углах четырехугольника, образованного на снимке линиями, проходящими посередине продольного и поперечного перекрытий. Желательно для контроля воспользоваться пятой точкой, расположенной вблизи главной точки аэрофотоснимка.

Ориентирующие точки прокалывают на аэронегативах кружочками диаметром 0,2 мм. Негатив вставляют в кассету 3, а на экран 6 накладывают планшетик 7, на который наносят в заданном масштабе ориентирующие точки по их координатам.

При помощи специальных устройств фототрансформатора, сообщающих кассете, объективу и экрану различные поступательные движения, добиваются совмещения светящихся трансформационных точек аэронегатива с точками на планшетике. Для удобства работы эти точки на планшетике зачерчены.

После совмещения точек объектив прикрывают светофильтром, на экран вместо планшетика помещают светочувствительную бумагу и производят экспонирование.

В результате получают фотоснимок в заданном масштабе, соответствующий ортогональной проекции.

§ 89. СМЕЩЕНИЕ ИЗОБРАЖЕНИЯ ТОЧЕК ВСЛЕДСТВИЕ ВЛИЯНИЯ РЕЛЬЕФА МЕСТНОСТИ.

ПОПРАВКА ЗА РЕЛЬЕФ. РАДИУС РАБОЧЕЙ ПЛОЩАДИ СНИМКА

Процесс трансформирования, изложенный в предыдущем параграфе, позволяет устранить смещение точек, вызванное отклонением оси аэрофотоаппарата от вертикали, приводит снимки к заданному масштабу, но не устраняет смещения точек снимка, вызванного влиянием рельефа местности. Эти смещения тем значительнее, чем сильнее выражен рельеф. Для выяснения этого вопроса рассмотрим рис. 103. Здесь $O'O'$ — плоскость, расположенная на средней высоте местности, изображенной на снимке, точка O — оптический центр объектива аэрофотоаппарата, f — фокусное расстояние фотокамеры, oOB — отвесная линия, точка o — главная точка снимка.

Очевидно, все точки, лежащие на отвесной линии oOB и, в частности, точки B и B_1 , изобразятся в точке o — главной точке снимка, то есть превышение h' точки B над средней плоскостью не скажется на положении точки o снимка.

Точки c и a на аэрофотоснимке являются изображениями точек C и A местности. Эти изображения разномасштабны, так как точки C и A находятся на разных высотах. Точки A_1 и C_1 являются проекциями точек A и C местности на среднюю плоскость $O'O'$. Поскольку точки A_1 и C_1 находятся на одной высоте, то масштабы снимка в точ-

как a_1 и c_1 будут одинаковы. В силу сказанного величины $cc_1 = \delta$ и $aa_1 = \delta_1$ являются значениями смещений изображений точек снимка.

Из треугольников C_1OD и c_1Oc имеем

$$\delta/\Delta = f/H, \quad (14.3)$$

а из треугольников cOo и C_1CD

$$\Delta/h = r/f. \quad (14.4)$$

Перемножив левые и правые части уравнений (14.3) и (14.4), получим

$$\delta/h = r/H, \text{ или } \delta = rh/H, \quad (14.5)$$

где r — расстояние от главной точки снимка до точки c , в которую должна быть введена поправка за рельеф; h — превышение точки местности над средней плоскостью.

Если точка местности находится выше средней плоскости, то ее изображение надо сместить по направлению к главной точке снимка, а если ниже, то точку следует сместить в противоположном направлении.

Из формулы (14.5) следует, что смещение точек за рельеф тем меньше, чем больше высота полета самолета, и тем больше, чем больше значение превышения над средней плоскостью.

Рис. 103. Смещение точек снимка вследствие влияния рельефа

Из формулы (14.5) следует, что смещение точек за рельеф тем меньше, чем больше высота полета самолета, и тем больше, чем больше значение превышения над средней плоскостью и расстояние от изображения точки до главной точки снимка.

Из этой же формулы можно найти радиус r окружности, в границах которой смещение δ не превышает заданного значения,

$$r = \delta H/h. \quad (14.6)$$

Величина r называется радиусом полезной (рабочей) площади аэрофотоснимка.

При трансформировании снимков в положение ориентирующих точек по формуле (14.5) вводят поправки за рельеф местности.

§ 90. СГУЩЕНИЕ ПЛАНОВО-ВЫСОТНОГО ОБОСНОВАНИЯ АЭРОСЪЕМКИ

Выше было отмечено, что для трансформирования снимков надо иметь на них четыре точки с известными координатами. Эти координаты могут быть получены при полевой привязке снимков, но тогда существенно увеличиваются объем и стоимость работ. Поэтому в полевых условиях производится разреженная привязка, при которой определяются координаты двух-трех точек на маршрут, а плановое

положение четырех трансформационных точек каждого снимка получают в камеральных условиях.

Процесс сгущения планового положения точек может выполняться путем построения специальных сетей фототриангуляции или фотополигонометрии, пункты которых определяют аналитически на электронновычислительных машинах, а также путем графических построений.

Так, например, для целей трансформирования снимков применяется плановая фототриангуляция. Идея фототриангуляции основана на том, что при вертикальном положении оси аэрофотоаппарата и при незначительном рельефе углы между направлениями, выходящими из главной точки снимка, практически равны горизонтальным углам между соответствующими направлениями на местности.

Ниже рассмотрено сгущение планового обоснования путем построения графической фототриангуляции.

Для проведения направлений из главной точки снимка последняя должна совпадать с хорошо различимой на нем контурной точкой. Чаще всего такого совпадения не бывает, а потому пользуются четко видимой контурной точкой снимка в пределах окружности радиуса $r = 0,02f$ с центром в главной точке снимка (здесь f — фокусное расстояние аэрофотоаппарата). Такие точки называют *центральными*.

Полученные таким образом центральные точки o_1 и o_2 (рис. 104, а) снимков накалывают как на самих снимках, так и на соседних с ними (точки o'_1 и o'_2), что возможно сделать, ибо величина перекрытия снимков достигает 60 % от их площади.

Прямые, соединяющие точки $o_1o'_2$ и o'_1o_2 , образуют два базиса (начальные направления). На перекрытиях снимков находят и накалывают идентичные точки: связующие — для построения сети, ориентирующие (трансформационные) — для трансформирования снимков и для связи с сетями смежных маршрутов, опознаки — для приведения сети к заданному масштабу (на рис. 104 показаны только связующие точки). На все идентичные точки проводят направления из каждой центральной точки. Полученные построения переносят на восковки.

На листе бумаги строят произвольной длины базис o_1o_2 (рис. 104, б) и, пользуясь восковками, при точках o_1 и o_2 проводят те же направления, что и на аэроснимках. На пересечении одноименных направлений получают плановое положение точек a, b, c, d в масштабе

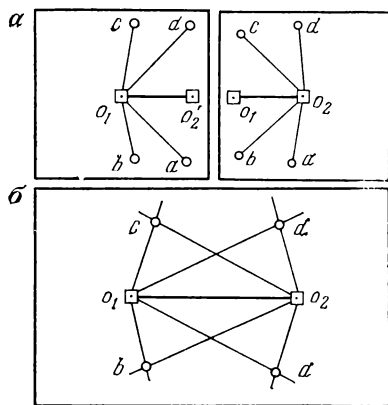


Рис. 104. Схема построения фототриангуляции

построенного на бумаге базиса. Такие построения выполняют в пределах одного или нескольких маршрутов. Построенную в произвольном масштабе сеть приводят к заданному, т. е. производят редуцирование, для чего необходимо в каждом маршруте иметь координаты двух-трех точек, определенные при помощи геодезических измерений на местности. Этим целям служат опознаки.

Для изображения рельефа необходимо в поле определить высоты опознаков. При съемках в крупных масштабах производят сплошную привязку, в результате которой определяют высоты 4—9 точек на каждую стереопару.

При съемке в мелких масштабах производят разреженную полевою высотную привязку, а дальнейшее сгущение — камерально, различными способами.

§ 91. СОСТАВЛЕНИЕ ФОТОПЛАНОВ И ФОТОСХЕМ

Фотосхема составляется из рабочих площадей нетрансформированных снимков, совмещенных по одноименным контурам в непрерывное фотографическое изображение участка местности.

Для получения фотосхемы аэрофотоснимки укладывают последовательно перекрывающимися частями, соблюдая сходимость по контурам. Уложенные таким образом аэроснимки разрезают посередине перекрытия. В результате остаются центральные части (рабочие площади) снимков, которые подклеивают на жесткую основу (картон, фанеру и др.).

Фотопланы составляют из рабочих площадей трансформированных снимков, образующих фотографическое изображение участка местности.

Предварительно на основу (планшет) наносят все опорные (трансформационные) точки, по которым выполнялось трансформирование снимков. Эти точки на снимках прокалывают (диаметр прокола 1 мм), а затем совмещают с соответствующими точками основы. Далее разрезают снимки посередине перекрытий, оставшиеся рабочие площади наклеивают на основу и таким образом получают фотоплан.

Из фотоплана может быть получен графический план. Для этой цели после дешифрирования вычерчивают тушью все контуры местности в соответствии с условными знаками, смывают специальным составом фотоизображение и получают контурный план в черно-белом изображении.

§ 92. ДЕШИФРИРОВАНИЕ ФОТОИЗОБРАЖЕНИЙ

Под дешифрированием понимают процесс опознавания объектов, контуров и других элементов местности, а также раскрытие их содержания по фотографическому изображению. Дешифрирование может выполняться на отдельных снимках, фотосхемах и фотопланах.

Различают дешифрирование топографическое и специальное. Топографическое дешифрирование выполняют с целью составления

топографических карт и планов; специальное выполняется для геологических, почвенных, лесохозяйственных, сельскохозяйственных, военных и других целей. Дешифрирование выполняют в полевых или камеральных условиях. Иногда сочетают оба метода, дополняя камеральное дешифрирование полевым. Раскрытие содержания элементов местности по их фотографическому изображению требует учета ряда дешифровочных признаков: формы и размеров изображения (геометрические признаки), свойств предметов отражать неодинаковое количество падающего на них света (оптические признаки), распределения света и тени, взаимной связи предметов. Дешифровочные признаки

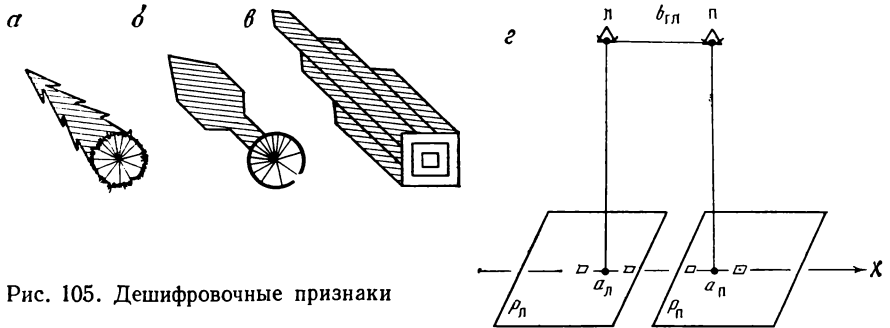


Рис. 105. Дешифровочные признаки

делятся на прямые и косвенные. К прямым признакам относятся форма, размеры, тени и др., к косвенным — взаимосвязь различных объектов местности, отобразившихся на снимках, например, связь между растительностью, влажностью и типами грунтов. Основным дешифровочным признаком является форма изображения; уточнить представление об объекте могут его размеры.

Многие объекты имеют одинаковую форму и размеры, но различны по содержанию, поэтому наибольший эффект при дешифрировании дает совместное использование нескольких признаков. Так, кроме формы и размеров изображения, широко используется тон фотографического изображения. Различные элементы местности имеют различную спектральную отражательную способность, поэтому в зависимости от типа светофильтра и сорта фотопленки изображения контуров отличаются различной степенью почернения. Так, реки и озера изображаются на снимках темными тонами; сухие дороги получают почти белыми линиями; редкая растительность изображается темно-серым тоном, а густая — более темным и т. д.

Весьма важным дешифровочным признаком являются тени, отбрасываемые объектами. По форме теней можно судить о содержании сфотографированного объекта. Так, например, на рис. 105 показаны изображения: *a* — отдельно стоящей ели, *b* — водонапорной башни, *v* — высотного здания.

При дешифрировании крупномасштабных изображений контуров построек следует учитывать возможность смещения фотоизображения крыш относительно цоколя зданий.

При камеральном дешифрировании применяют ключи-эталоны, представляющие собой аэрофотоснимки с отдешифрированными изображениями наиболее характерных объектов для данного района работ. Процесс камерального дешифрирования облегчается при применении цветной фотопленки. Кроме этого, эффективность камерального дешифрирования существенно повышается при использовании пространственной (стереоскопической) модели местности.

Для получения стереоскопической модели надо установить два перекрывающихся снимка так, чтобы расстояние между идентичными (одноименными) точками $a_{\text{л}}$ и $a_{\text{п}}$ (рис. 105, з) было близко к величине глазного базиса $b_{\text{гл}}$, а линия, соединяющая эти точки, была параллельна ему. Далее наблюдатель должен направить зрительные оси параллельно друг другу; для этого следует стараться левым глазом видеть только левое изображение, а правым — только правое. При достижении такого положения зрительных осей вместо двух плоских изображений наблюдатель увидит одно рельефное (стереоскопическое). Получение стереоэффекта невооруженным глазом связано с напряжением зрения и возможно после длительной тренировки.

Трудность состоит в том, что в данном случае конвергенция зрительных осей (их способность пересекаться в наблюдаемой точке) не соответствует аккомодации глаз (свойству глаз менять кривизну хрусталика, чтобы видеть на сетчатке четкое изображение), так как зрительные оси располагаются примерно параллельно, а аэроснимки находятся на расстоянии нормального зрения — 250 мм.

Чтобы облегчить получение стереоскопической модели местности, пользуются специальными приборами — стереоскопами.

§ 93. СПОСОБЫ СЪЕМКИ РЕЛЬЕФА ПРИ АЭРОФОТОСЪЕМКЕ

Комбинированная аэрофотосъемка. При этом виде съемки контурная часть плана создается при помощи аэрофотоснимков в камеральных условиях в соответствии с описанными выше правилами, а рельеф снимается в поле при помощи мензулы.

Съемка рельефа выполняется на фотопланах, фотосхемах и на отдельных снимках. Предварительно создается высотное съемочное обоснование, для чего определяются высоты плановых опознаков или четких контуров. Параллельно со съемкой рельефа может выполняться дешифрирование.

Фотоплан (фотосхему или отдельный снимок) прикрепляют к планшету и определяют высоты характерных точек рельефа тригонометрическим нивелированием. При равнинном рельефе нивелирование выполняют горизонтальным лучом.

Фотоизображение помогает выбрать характерные точки. Кроме того, на хорошо видимые точки местности рейки не устанавливают; углы наклона измеряют наведением центра непосредственно на точки.

Расстояния между станцией и характерными точками определяют по масштабу фотоплана. После определения отметок характерных точек проводят горизонтали.

Съемка рельефа на фотопланах требует в два раза меньше времени, чем при обычном способе мензурной съемки.

Стереофотограмметрическая аэрофотосъемка. При стереофотограмметрической аэрофотосъемке рисовка рельефа выполняется в камеральных условиях по стереомодели на специальных приборах.

Различают два способа стереоскопической рисовки рельефа: универсальный и дифференцированный.

При универсальном способе при помощи перекрывающихся снимков на стереофотограмметрических приборах создается пространственная модель местности, по которой определяют координаты X , Y , Z любой точки ее поверхности. В результате измерений стереомодели при универсальном способе горизонтالي автоматически вычерчиваются на бумаге (получают графический план).

При дифференцированном способе высоты характерных точек рельефа получают также камерально, путем измерений стереомодели, но горизонтали рисуют на снимках по этим высотам, как и при полевой съемке.

При дифференцированном способе применяются приборы, служащие только для одного из процессов обработки, например стереокомпаратор для измерений координат X и Y снимка; стереометр для рисовки рельефа и т. д.

§ 94. СВЯЗЬ МЕЖДУ КООРДИНАТАМИ ТОЧЕК МЕСТНОСТИ И СНИМКА. ФОРМУЛА ДЛЯ ОПРЕДЕЛЕНИЯ ПРЕВЫШЕНИЙ ПО СНИМКАМ

Пусть S_1S_2 (рис. 106) — горизонтально расположенный базис, с концов которого аэрофотоаппаратом с фокусным расстоянием f сфотографирована местность. S_1O_1 и S_2O_2' — оптические оси фотокамеры, которые во время съемки были взаимно параллельны, отвесны, а следовательно, перпендикулярны к горизонтально расположенным аэронегативам P_1 и P_1' .

При этих условиях точка A местности, расположенная в главной базисной плоскости*, изобразится на аэронегативах P_1 и P_1' в точках a_1 и a_1' .

Пусть контактные отпечатки с аэронегативов расположены в положительных плоскостях P и P' , параллельных базису S_1S_2 на расстоянии f от его концов. Изображения точки A местности на контактных снимках получатся в точках a и a' (идентичные точки стереопары).

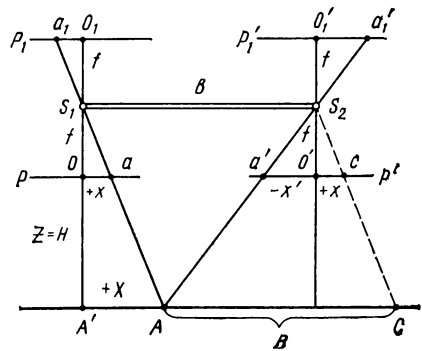


Рис. 106. Связь координат точек местности и аэрофотоснимка

* Отвесная плоскость, проходящая через базис съемки S_1S_2 .

Условимся, что точка S_1 является началом координат для пространства, ось абсцисс совпадает с направлением базиса S_1S_2 , ось аппликата — с отвесным лучом S_1O и ось ординат перпендикулярна к базису в точке S_1 .

Точки a и a' — соответствующие начала координат аэрофотоснимков, и оси координат снимков параллельны пространственным осям.

Из точки S_2 проведена линия S_2C , параллельная линии S_1A .

Согласно рис. 106 имеем $oa = o'a' = +x$, $o'a' = -x'$, а потому

$$a'c = x - x' = p, \quad (14.7)$$

где p — разность абсцисс изображений одной и той же точки на двух перекрывающихся снимках, называемая линейным продольным параллаксом.

Из подобия треугольников $a'S_2c$ и AS_2C с учетом (14.1) запишем

$$p/B = f/H = 1/m, \quad (14.8)$$

откуда

$$p = B/m = b, \quad (14.9)$$

т. е. продольный линейный параллакс есть базис фотографирования, выраженный в масштабе изображения самой точки.

Согласно формуле (14.8) найдем

$$Z = H = \frac{B}{p} f. \quad (14.10)$$

Из подобия треугольников oS_1a и $A'S_1A$ следует

$$X = \frac{Z}{f} x,$$

или, с учетом (14.10),

$$X = \frac{B}{p} x. \quad (14.11)$$

По аналогии можно записать, что

$$Y = \frac{B}{p} y. \quad (14.12)$$

Такова связь между координатами точек местности и снимка, которая определяется по известным величинам B , f и значениям параллаксов, измеряемым по аэрофотоснимкам.

Выражение (14.10) позволяет получить формулу для определения превышений между точками снимка. Поскольку превышение равно разности высот точек, то

$$h = H_1 - H_2 = \frac{Bf}{p_1} - \frac{Bf}{p_2} = \frac{Bf(p_2 - p_1)}{p_1 p_2}. \quad (14.13)$$

Обозначив разность параллаксов $p_2 - p_1 = \Delta p$ и учитывая, что $Bf/p_1 = H_1$, будем иметь

$$h = H_1 \Delta p / p_2. \quad (14.14)$$

Так как $p_2 = p_1 + \Delta p$ и принимая во внимание (14.9), запишем формулу (14.14) в общем виде

$$h \approx H \Delta p / (b + \Delta p). \quad (14.15)$$

Принимая по малости величины Δp сумму $b + \Delta p$ равной b , окончательно получим

$$h \approx H \Delta p / b. \quad (14.16)$$

Эта формула широко используется в стереоскопической съемке.

§ 95. НАЗЕМНАЯ СТЕРЕОФОТОТОПОГРАФИЧЕСКАЯ СЪЕМКА

Наземная фототеодолитная съемка производится при помощи фототеодолита (рис. 107) — прибора, позволяющего фотографировать местность и выполнять угловые измерения, необходимые для определения координат точек, на которых он установлен.

Корпус фототеодолита изготовлен из легкого металла с малым коэффициентом линейного расширения. Фотокамера вставляется во втулку трегера. Вертикальные оси фотокамеры и ориентирующего устройства совпадают. Ориентирующее устройство служит для установки оптической оси фотокамеры в заданное положение относительно базиса съемки.

Объектив установлен на вертикальных направляющих, прикрепленных к передней стенке фотокамеры. На противоположной стенке расположена прикладная рамка, на которой имеются координатные метки. Внутренний размер прикладной рамки 13×18 см.

Линии, соединяющие противоположные координатные метки, образуют координатные оси, относительно которых определяется положение точек снимка. Пересечение координатных осей определяет плановое положение главной точки снимка. Линия, соединяющая оптический центр объектива и главную точку снимка, является фокусным расстоянием фотокамеры.

При наземной стереоскопической съемке фотографирование выполняется с двух концов S_1 и S_2 базиса B (рис. 108). Здесь рассмотрен нормальный случай съемки, когда ось фотокамеры в каждой точке горизонтальна и перпендикулярна к базису. Такое положение осей достигается при помощи уровней на фотокамере и ориентирующего устройства. Центр S_1 левого объектива принимают за начало координат пространственной фотограмметрической системы.

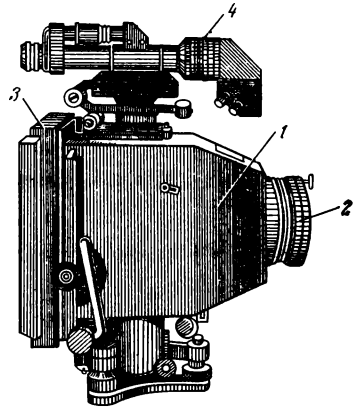


Рис. 107. Фотокамера фототеодолитного комплекта:

1 — корпус; 2 — объектив; 3 — прикладная рамка; 4 — ориентирующее устройство

В этой системе за ось Y принимается направление оптической оси фотокамеры, за ось X — направление базиса и за ось Z — вертикальная линия, проходящая через центр S_1 объектива.

Из рис. 108 следует

$$Y/f_k = B/p,$$

где $p = x'_n - x'_n$ — линейный горизонтальный параллакс пространственной точки M .

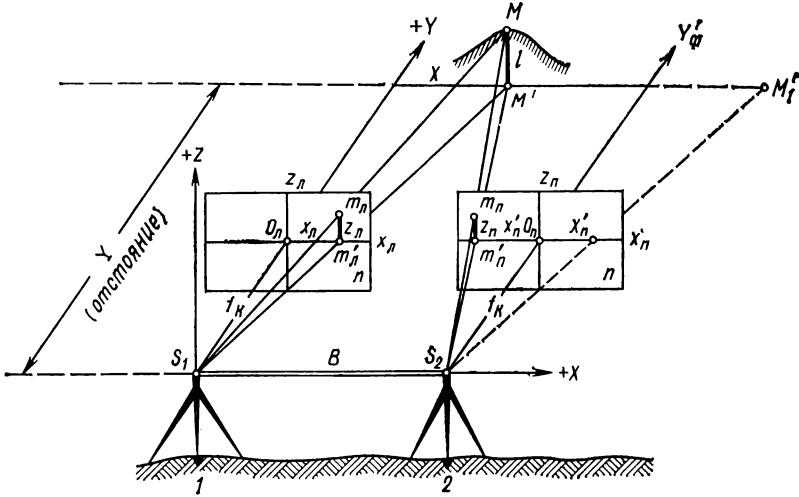


Рис. 108. Схема наземной стереофототопографической съемки

По аналогии можно записать

$$X/x'_n = Z/z'_n = Y/f_k = B/p.$$

откуда

$$\left. \begin{aligned} X &= (B/p) x'_n \\ Y &= (B/p) f_k \\ Z &= (B/p) z'_n \end{aligned} \right\} \quad (14.17)$$

Величины p , z'_n и x'_n измеряются по снимкам на стереокомпараторе. Точки, координаты которых вычислены по формулам (15.17), можно нанести на план в системе координат базиса.

Для составления плана местности все базисы должны быть связаны между собой, для чего определяют координаты каждой левой точки базиса и дирекционный угол оптической оси фотокамеры в единой системе координат.

Вычисление пространственных координат отдельных точек является трудоемким процессом, поэтому работу выполняют на универсальных приборах, например стереоавтографе. Эти приборы дают возможность автоматически получать плановое положение точек на планшете либо вычерчивать горизонтали.

§ 96. ПРИМЕНЕНИЕ ФОТОГРАММЕТРИЧЕСКИХ МЕТОДОВ ПРИ ИЗЫСКАНИИ, СТРОИТЕЛЬСТВЕ И ЭКСПЛУАТАЦИИ СООРУЖЕНИЙ

Согласно действующей инструкции съемка застроенных территорий производится, как правило, аэрофототопографическим способом, а в районах со всхолмленным рельефом — фототеодолитным.

Съемка в масштабах 1 : 5000 — 1 : 500 выполняется стереотопографическим или комбинированным методом в зависимости от характера снимаемой территории, масштаба плана и имеющегося фотограмметрического оборудования.

На территории со сплошной многоэтажной застройкой составляются графические планы, а при съемках в масштабах 1 : 1000 — 1 : 500 и на территории с плотной малоэтажной застройкой.

Дешифрирование при фототопографических работах на застроенных территориях имеет свою специфику. При его производстве приходится выявлять не только положение контуров на снимках, но и определять вид материалов, из которых построено сооружение, этажность зданий, их назначение и др.

При съемках на застроенных территориях в масштабе 1 : 2000 и крупнее камеральное дешифрирование производится только в тех случаях, когда возможно введение поправок за смещение фотоизображения проекции крыш высоких зданий относительно их цоколей. В противном случае выполняется полевое дешифрирование.

В настоящее время накоплен большой опыт изысканий и проектирования линейных сооружений железных, шоссеиных дорог, трубопроводов и др. по материалам аэрофотосъемки. Эти работы в ряде случаев успешно выполняются по стереомодели местности, которая позволяет в камеральных условиях выполнить значительную часть задач полевого периода: выявить имеющиеся на местности препятствия для прокладки трассы, наметить варианты расположения трассы сооружения, составить их профили и т. д.

Фотограмметрические методы успешно применяются при исследовании деформаций инженерных сооружений.

В практике строительства фотограмметрические методы находят также применение при подсчете объемов земляных масс, скального грунта. Для этой цели производят фотографирование участка с концов закрепленного на местности базиса и по стереомодели определяют пространственные координаты точек, расположенных, как правило, в узлах регулярной сетки фигур (например, четырехугольников) до и после производства земляных работ или выработки скального грунта.

По величинам изменений координат этих точек и известной площади участка производят подсчет объемов.

Число задач, при решении которых применяются фотограмметрические методы, достаточно велико. Выше приведены только некоторые из них. Следует отметить, что применение этих методов сокращает сроки работ, повышает экономичность решения задачи.

§ 97. ПОНЯТИЕ О ЦИФРОВЫХ МОДЕЛЯХ МЕСТНОСТИ

Для решения задач изыскания, проектирования и строительства сооружений необходима подробная информация о топографии местности.

Классической формой хранения такой информации являются топографические планы, создаваемые описанными выше способами. Все данные о контурах и рельефе местности представлены на планах в графическом виде, позволяющем переходить к числовым расчетам.

В настоящее время в инженерной практике широко используются электронновычислительные машины (ЭВМ), позволяющие автоматизировать процессы изысканий, проектирования и строительства сооружений.

Использование ЭВМ потребовало применения не только принципиально новой методики решения задач изыскания и проектирования, но и новых форм хранения информации о топографии местности.

В памяти ЭВМ данные о местности должны быть представлены в цифровой форме, например в виде координат X , Y , H некоторого упорядоченного множества точек земной поверхности. Такое множество точек с их координатами образует цифровую модель местности (ЦММ).

ЦММ должна давать информацию о контурах и рельефе местности в объеме, достаточном для решения определенной задачи, и вместе с тем не загромождать память машины. ЦММ принадлежит будущее, однако в целом проблема их создания еще полностью не решена. Частичным решением этой проблемы являются системы цифровых моделей рельефа (ЦМР) местности, разработанные в настоящее время.

Такие системы применены впервые для проектирования сооружений линейного типа (железных, шоссейных дорог), при проектировании вертикальной планировки строительных площадок.

Указанная последовательность решения проблемы создания ЦММ объясняется тем, что для многих инженерных сооружений рельеф является основным фактором, влияющим не только на выбор варианта проекта, но и на возможность осуществления проекта вообще.

Под цифровой моделью рельефа будем понимать некоторое количество точек с координатами X , Y , Z , выбранных на топографической поверхности таким образом, чтобы путем линейного интерполирования получить отметки других точек с требуемой точностью.

Выбор точек, характеризующих топографическую поверхность местности, является наиболее сложным элементом построения ЦМР. Критериями такого выбора являются характер рельефа местности (равнинный, всхолмленный, моренный и т. д.) и точность получения на модели высот, диктуемая условиями конкретно решаемой инженерной задачи. Поэтому существует трудность создания универсальной модели и возможность построения моделей, отвечающих как условиям решения поставленной задачи, так и характеру рельефа топографической поверхности.

В практике проектно-исследовательских работ находят применение следующие ЦМР.

1. Модель в виде таблицы значений координат X, Y, Z в вершинах некоторой регулярной сетки (например, сетки квадратов или треугольников).

2. Модель в виде таблицы значений координат X, Y, Z характерных (экстремальных) точек рельефа, а также координат точек, расположенных на структурных (орографических) линиях — водоразделах, тальвегах и др. — рельефа.

3. Аналитические модели рельефа (АМР).

Модель в виде сети квадратов с заданными координатами их вершин удобна для решения ряда задач строительной практики. Равный интервал между узлами (вершинами) сетки облегчает вычисление плановых координат. Величина этого интервала зависит от характера рельефа местности и решаемой задачи.

К недостаткам модели следует отнести большое количество исходной информации (большое количество узлов с координатами X, Y, Z), вводимой в память ЭВМ.

Вторая модель (рис. 109) представляет собой систему треугольников и других простейших фигур с заданными координатами их вершин, совпадающих с экстремальными точками рельефа. Стороны треугольников или других фигур, как правило, совпадают с орографическими линиями рельефа или лежат на горизонталях. На топографической поверхности такая система треугольников образует многогранную фигуру, грани которой наилучшим образом аппроксимируют эту поверхность.

Как в первой, так и во второй моделях отметки точек, находящихся между вершинами квадратов или прямоугольников, определяют по подпрограмме линейного интерполирования.

Для построения АМР исходными данными являются координаты X, Y, Z экстремальных точек рельефа, по которым выполняется аппроксимация топографической поверхности $z = f(x, y)$ многочленом от двух переменных $z_0 = P(x, y)$.

В результате аппроксимации получают уравнение $z_0 = P(x, y)$, выражающее аппликату z топографической поверхности приближенно. Коэффициенты уравнения $z = f(x, y)$ получают по методу наименьших квадратов (см. § 23), т. е. под условием, чтобы сумма квадратов разностей между исходными высотами и полученными из

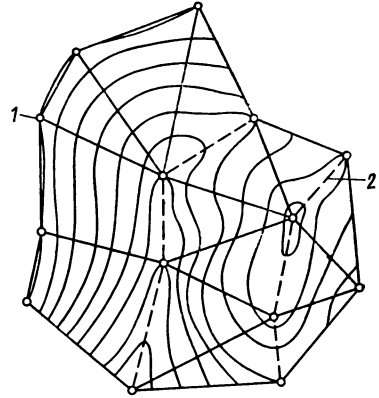


Рис. 109. Схема построения цифровой модели рельефа:

1 — экстремальные точки; 2 — орографические линии

многочлена была минимальна. Следовательно, находят минимум выражения

$$F = \sum_{i=0}^{i=N} [f(x_i, y_i) - P(x_i, y_i)]^2.$$

Программа чтения моделей (отыскания высот точек, расположенных между точками с заданными высотами) реализуется различно.

Для первого типа модели высота любой точки внутри квадрата или на его сторонах вычисляется ЭВМ по программе линейного интерполирования между высотами вершин квадратов.

Для второго типа модели программа отыскания высот точек может быть различной. Например, при проектировании трассы сооружения алгоритм решения задачи основан на определении ее пересечений с отрезками горизонталей или орографических линий.

При использовании АМР в память ЭВМ вводят коэффициенты многочлена, и из его уравнения $z_0 = P(x, y)$ получают искомую высоту точки по ее плановым координатам.

Для описанной АМР имеется подпрограмма позволяющая переходить от высот экстремальных точек (от нерегулярной сетки) к высотам точек, расположенным в вершинах сетки квадратов, широко используемой в строительной практике.

Существенное значение для построения моделей имеют способы исходных данных (в нашем случае высот точек) и ввода их в запоминающие устройства ЭВМ. Так, для построения моделей могут быть использованы топографические карты.

Рациональнее исходные данные получать по стереомодели (см. § 93) на аналоговых устройствах, оснащенных приспособлениями для автоматической регистрации координат модели.

Возможно также получение исходных данных одновременно с рисовкой рельефа горизонталями на универсальных фотограмметрических приборах, снабженных специальными приставками.

Таким образом, построенные модели рельефа способствуют автоматизации проектных работ.

В настоящее время цифровые модели местности находят применение во многих странах при проектно-изыскательских и других работах.

Первые разработки по аналитическому моделированию рельефа были выполнены советскими исследователями.

§ 98. ПОНЯТИЕ О ТОЧНОСТИ ТОПОГРАФИЧЕСКИХ ПЛАНОВ

При оценке точности топографических планов различают средние квадратические погрешности в плановом и высотном положении точек на плане относительно ближайших пунктов съемочного обоснования.

Многочисленными исследованиями установлено, что средняя квадратическая погрешность m_k положения контурной точки для планов масштабов 1 : 1000 — 1 : 5000 составляет величину порядка 0,03 мм.

На застроенной территории средние квадратические погрешности положения важных контуров (капитальных зданий, сооружений и т. п.) на плане составляют 0,2 мм относительно ближайших пунктов съемочного обоснования.

Принимая значение предельной погрешности Δ_k в положении контурной точки на плане, равное $2m_k$, получим соответственно величины 0,6 мм и 0,4 мм.

Инструкция приводит аналогичные числовые значения средних погрешностей планового положения контурных точек.

Следует заметить, что приведенными значениями погрешностей характеризуется положение контурных точек на планах-оригиналах. При использовании копий планов предельная погрешность планового положения контурных точек может быть порядка 1 мм.

Оценка точности изображения рельефа на топографических планах требует учета многих факторов, из которых основными являются погрешности:

- 1) построения съемочного обоснования;
- 2) определения высот пикетов;
- 3) возникающие вследствие «топографической шероховатости» (мелких неровностей земной поверхности);
- 4) обобщения рельефа;
- 5) нанесения пикетных точек на план;
- 6) интерполирования и проведения горизонталей.

Рядом авторов на основе анализа этих факторов выведены формулы средних квадратических погрешностей положения горизонталей по высоте и определения высот точек по плану.

Формула проф. В. Д. Большакова:

$$m_{H_T} = \sqrt{\mu^2 \left(l + \frac{h_0}{i_{cp}} \right) + m_{H_{пик}}^2 + m_0^2 M^2 i_{cp}^2}.$$

Формула проф. Н. Г. Видуева:

$$m_{H_T} = (0,19h_0 + 10^{-5} M i_{cp}).$$

Формула проф. Б. И. Гержулы:

$$m_{H_T} = \sqrt{\mu^2 i + (m_n^2 + m_r^2) \operatorname{tg}^2 \gamma}.$$

В этих формулах:

m_{H_T} — средняя квадратическая погрешность определения высоты точки по горизонталям плана; m_{H_T} — средняя квадратическая погрешность положения горизонтали по высоте; h_0 — высота сечения рельефа; μ — коэффициент случайного влияния обобщения рельефа при съемке; l — расстояние между пикетами при съемке рельефа; $m_{H_{пик}} = 0,03$ м; $m_0 = 0,9$ мм на плане; M — знаменатель численного масштаба; m_r — величина смещения при интерполировании и рисовке рельефа; m_n — погрешность планового положения точки.

На точность положения горизонталей по высоте влияет главным образом погрешность $m_{об}$ — обобщения рельефа при съемке, которая определяется из выражения

$$m_{об} = \mu\sqrt{l},$$

где μ — коэффициент случайного влияния обобщения рельефа при съемке и l — расстояние между пикетами.

Исследованиями установлено, что величина коэффициента μ зависит от характера рельефа и может колебаться в пределах от 0,01 до 0,019. Следовательно, прежде чем применять приведенные формулы, следует предварительно установить значение коэффициента μ , соответствующее характеру рельефа данной местности.

Для условий, близких к строительным площадкам, значение μ принимают обычно равным 0,012.

Расчеты показывают, что при прочих равных условиях приведенные формулы дают практически одинаковые результаты.

Так, например, значения m_{H_T} для условий равнинной местности получаются равными величинам, приведенным в табл. 15.

Т а б л и ц а 15

Масштаб плана	Высота сечения рельефа, м	Максималь- ное расстоя- ние, l , м	Значения m_{H_T} , м
1 : 2000	1,0	70	0,12
1 : 1000	0,5	30	0,08
1 : 500	0,5	20	0,06

Инструкция допускает бóльшие, чем приведенные в табл. 15, значения погрешностей изображения рельефа топографической поверхности.

§ 99. ПОНЯТИЕ ОБ ОБНОВЛЕНИИ ТОПОГРАФИЧЕСКИХ ПЛАНОВ

Обновление топографических планов производится в целях приведения их содержания в соответствие с современным состоянием контуров и рельефа местности.

Чем крупнее масштабы планов, тем быстрее они стареют и требуют обновления.

Планы масштабов 1 : 5000 ÷ 1 : 500 поддерживаются на уровне современного состояния местности путем исправления содержания их по материалам съемок текущих изменений, исполнительных съемок (см. гл. 17) вновь построенных зданий, сооружений, а также материалов аэрофотосъемки и полевых обследований.

Точность и полнота содержания топографических планов должны удовлетворять требованиям Инструкции и действующих условных топографических знаков.

Обновление планов может быть выполнено камерально; в этом случае используются материалы, перечисленные выше.

При полевом исправлении пользуются приемами мензульной или тахеометрической съемок. На участках местности, где ситуация и рельеф изменились более чем на 50 % по сравнению с их изображением на планах, съемка производится заново.

Съемка небольших текущих изменений производится путем промеров от четких контуров, сохранивших свое положение на плане.

СПЕЦИАЛЬНАЯ ЧАСТЬ
РАЗДЕЛ ПЯТЫЙ
ИНЖЕНЕРНО-ГЕОДЕЗИЧЕСКИЕ РАБОТЫ

Глава 15

ИНЖЕНЕРНО-ГЕОДЕЗИЧЕСКИЕ ИЗЫСКАНИЯ

**§ 100. ОБЩИЕ СВЕДЕНИЯ. ВИДЫ И ЗАДАЧИ
ИНЖЕНЕРНО-ГЕОДЕЗИЧЕСКИХ ИЗЫСКАНИЙ**

Строительство всех видов сооружений производится по проектам, требующим знания ряда вопросов экономического и технического характера. Поэтому составлению проекта предшествуют инженерные изыскания, т. е. обширный комплекс полевых, камеральных и лабораторных работ, имеющих целью изучение условий строительства и эксплуатации будущего инженерного сооружения.

Программа инженерных изысканий включает экономические, инженерно-геодезические, инженерно-геологические, гидрологические, гидрогеологические, почвенные, климатологические, изыскания месторождений местных стройматериалов, обследование существующих инженерных сооружений и сбор исходных данных для составления проекта организации строительства и смет.

В состав инженерно-геодезических изысканий входят создание опорных геодезических сетей, производство топографических съемок, съемок сетей подземных и воздушных коммуникаций. Согласуются с другими организациями вопросы обеспечения строительства электроэнергией, водой, газом и т. п. и места примыкания подъездных дорог к дорогам общей сети СССР.

Содержание и методика инженерно-геодезических изысканий обуславливаются стадией составления проекта. В первой стадии проектирования разрабатывается проект, определяющий экономическую целесообразность и техническую возможность строительства, а также его сметную стоимость. Соответствующие этой стадии изыскания сводятся к изучению района строительства и прилегающих к нему территорий по топографическим картам, аэроснимкам и профилям.

На местности уточняется положение объектов строительства. Важнейшим документом проекта является генеральный план, т. е. топографический план с размещенными на нем проектируемыми сооружениями и коммуникациями.

В дополнение к генеральному плану составляется строительный генеральный план, на который наносятся все временные производственные здания и сооружения.

Второй стадией составления проекта является рабочая документация, разрабатываемая на основе утвержденного проекта, содержа-

щая детали элементов сооружений и освещающая методику геодезических работ на строительной площадке.

На этой стадии проектирования инженерно-геодезические изыскания характеризуются большей точностью и детальностью, но охватывают, как правило, только участок возводимого объекта строительства.

Инженерно-геодезические изыскания являются первым этапом геодезического обслуживания строительства.

Одновременно с проектированием сооружений выполняется геодезическая подготовка проекта, необходимая для правильного размещения в плане главных и основных осей сооружения.

Главными осями являются две взаимно перпендикулярные оси симметрии сооружения $I-I$ и $II-II$, а основными осями — линии $A-A$, $B-B$, $1-1$ и $2-2$, образующие контур сооружения (рис. 110). В пределах этого контура проходят параллельные основным осям продольные и поперечные промежуточные оси, определяющие положение внутренних частей сооружения.

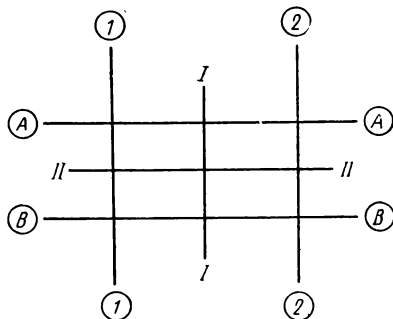


Рис. 110. Оси сооружения

Промежуточные оси, ограничивающие пролеты здания, называются пролетными, а оси, проходящие по границам температурных швов — межсекционными. При геодезическом контроле установки оборудования пользуются монтажными осями, смещенными параллельно разбивочным осям на некоторое расстояние.

Геодезическая подготовка состоит в вычислении координат пересечений осей сооружения в принятой системе координат. Иногда для геодезической подготовки проекта достаточно определения линейных и угловых величин, характеризующих положение проектируемого сооружения относительно существующих. Перенесение проекта строительства в натуру осуществляется путем выполнения геодезических разбивочных работ. В их первой стадии на местности выносятся и закрепляются главные и основные оси сооружения, образующие геодезическую разбивочную основу. После завершения нулевого цикла строительства пункты разбивочной основы переносят на исходный горизонт сооружения — блоки фундамента, бетонную подготовку или перекрытие подвала, а затем, по мере возведения сооружения, проектируют эти пункты на монтажные горизонты, т. е. на опорные площадки несущих конструкций каждого его этажа (яруса). Процесс строительства сопровождается геодезическими контрольными измерениями и завершается исполнительной съемкой сооружения, фиксирующей допущенные отклонения от проекта. Наконец, геодезические методы наблюдений позволяют выявить деформации и смещения сооружения в период его эксплуатации.

§ 101. О МАСШТАБАХ И ВИДАХ ТОПОГРАФИЧЕСКИХ СЪЕМОК, ВЫПОЛНЯЕМЫХ ПРИ ИЗЫСКАНИЯХ

Выбор масштаба топографических съемок и обоснование точности изображения рельефа являются решающими факторами при производстве инженерно-геодезических изысканий.

Масштабы топографических съемок устанавливаются в зависимости от стадий и способов проектирования, плотности и характера застройки и контуров ситуации, типов проектируемых сооружений.

Точность изображения рельефа на плане непосредственно связана с его масштабом. Кроме того, она обусловлена допустимыми величинами ошибок подсчета объемов земляных работ при проектировании вертикальной планировки и отдельных инженерных сооружений.

Так, например, при проектировании автомобильной дороги сначала намечают возможные варианты трассы на картах масштаба 1 : 100 000 — 1 : 200 000; отчетным материалом заключительного этапа изысканий являются планы масштабов 1 : 5000 — 1 : 10 000 с высотой сечения рельефа 1—2 м.

Для проектирования водохранилища на первой стадии проекта используются карты в масштабе 1 : 10 000 — 1 : 25 000 с высотой сечения рельефа 2—5 м.

Разработка генерального плана промышленного предприятия или города на той же стадии проектирования требует наличия топографических планов в масштабе 1 : 5000 с высотой сечения рельефа 1—2 м.

Для составления рабочей документации объектов промышленного и гражданского строительства, бетонных плотин и зданий ГЭС, горнодобывающих предприятий необходимы планы масштабов 1 : 500 — 1 : 1000 с сечением рельефа 0,25—0,50 м.

Если данные для переноса в натуру проекта сооружения берутся непосредственно с плана, то точность такого способа проектирования, называемого *графическим*, характеризуется ошибкой $\Delta l = \frac{lM}{M}$, где l — наименьшая длина, которая может быть взята с плана; M — знаменатель численного масштаба плана; величина l обычно принимается равной 0,2 мм.

В больших городах планы в масштабах 1 : 2000 и 1 : 5000 являются документами учетно-справочного характера, отражающими наличие всех существующих подземных сетей, их взаимное расположение и назначение.

Точное же плановое положение подземных сетей с отметками заложения сооружений и полными техническими характеристиками наносится на планы масштабов 1 : 500 — 1 : 1000, а в исключительных случаях и масштаба 1 : 200.

В настоящее время основным видом топографических съемок, выполняемых при инженерно-геодезических изысканиях, является аэрофотосъемка. Наземная фототеодолитная съемка применяется, как правило, в горной местности. Мензульная, тахеометрическая и теодолитная съемки производятся лишь на небольших участках

в тех случаях, когда выполнение аэрофотосъемки невозможно или нецелесообразно; при этом на застроенной территории горизонтальная и вертикальная съемки ведутся раздельно.

§ 102. ГЕОДЕЗИЧЕСКИЕ РАБОТЫ ПРИ ИЗЫСКАНИЯХ СООРУЖЕНИЙ ЛИНЕЙНОГО ТИПА

Основная задача инженерно-геодезических изысканий при проектировании сооружений линейного типа независимо от их назначения сводится к определению на местности положения оси сооружения (трассы) в плане и по высоте.

Разнообразие видов сооружений этого типа и их эксплуатационные и конструктивные особенности обуславливают некоторую специфику инженерно-геодезических изысканий в каждом отдельном случае.

Наиболее полной по объему и одновременно наиболее типичной является программа геодезических работ применительно к дорожным изысканиям. Вначале на карте мелкого масштаба выполняют камеральное трассирование дороги, т. е. намечают в первом приближении наиболее целесообразное ее направление. Затем возможные варианты трассы изучают на планах более крупного масштаба (1 : 5000—1 : 10 000) и выбирают оптимальный вариант.

Обычно трассу приходится проектировать, обходя различные препятствия — жилые кварталы и ценные земли, болота, обеспечивая мостовой переход в наиболее узком месте реки, уменьшая уклон дороги и т. п.

В процессе полевого трассирования утвержденный вариант переносится на местность по координатам вершин углов поворота или по данным их привязки к местным предметам.

По трассе прокладывается теодолитный ход. Вдоль трассы разбивают пикетаж, для чего от ее начального пункта, называемого нулевым пикетом, последовательно откладывают отрезки по 100 м. Концы каждого из них закрепляют деревянными кольями — пикетами, сокращенно обозначаемыми ПК0, ПК1, ПК2 и т. д. При таком обозначении номер пикета указывает расстояние в сотнях метров от начала трассы.

Кроме того, кольями закрепляются перегибы скатов, пересечения трассы с реками, дорогами, подземными и наземными коммуникациями. Положение каждой из таких точек, называемых плюсовыми, определяется ее расстоянием от ближайшего младшего пикета.

Для обеспечения плавного движения транспорта в местах поворота трассы ее смежные прямые участки сопрягаются кривыми, чаще всего дугами окружностей определенного радиуса. При проходе трассы по косогору с поперечным уклоном более 0,2 на местности разбиваются перпендикулярные к трассе линии — поперечники (рис. 111, а). Длины поперечников зависят от ширины дороги. При разбивке поперечника закрепляют кольями его концы, точки пересечения с трассой и перегиб скатов. Одновременно с разбивкой пикетажа и кривых ведется съемка ситуации прилегающей к трассе

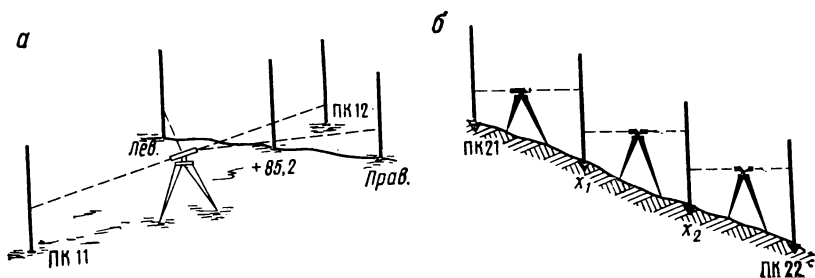


Рис. 111. Схема нивелирования трассы:

a — нивелирование пикетов и поперечника; *б* — иксовые точки

местности в полосе шириной по 200 м с каждой стороны трассы. Результаты съемки заносятся в пикетажный журнал (рис. 112), в котором трасса изображается условно в выпрямленном виде, а углы поворота указываются стрелками. Пикетажный журнал ведется в крупном масштабе, например 1 : 2000. В случае сложной ситуации и рельефа с большим количеством плюсовых точек применяют более крупный масштаб; для местности с однообразной ситуацией и слабо выраженным рельефом масштаб пикетажного журнала уменьшают.

На завершающем этапе изысканий производится техническое нивелирование трассы в прямом и обратном направлениях. В прямом ходе нивелируются пикеты, плюсовые точки, главные точки кривой и поперечники; в обратном ходе — только пикеты. На рис. 111 приведена схема нивелирования пикетов и поперечника; нивелир устанавливают посередине между пикетами и берут отсчеты по черной и красной сторонам реек, стоящих на пикетах. Плюсовые точки, ось и концы поперечника, а также главные точки кривой нивелируют, отсчитывая только по черной стороне рейки. При нивелировании крутых скатов бывает невозможным сделать отсчеты по установленным на пикетах рейкам,

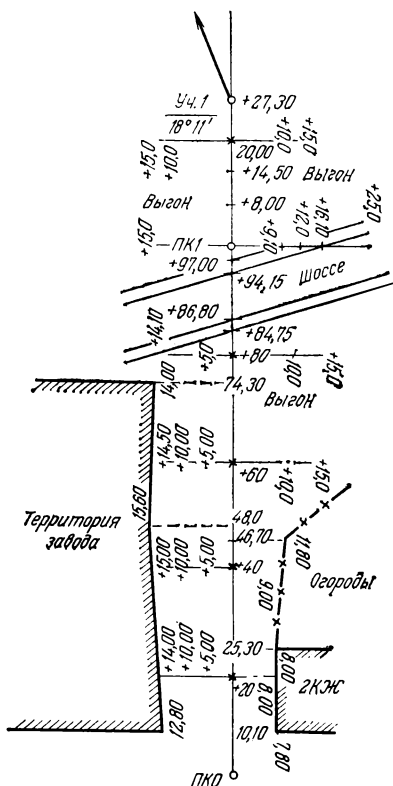


Рис. 112. Пикетажный журнал

так как визирный луч проходит или выше рейки, или ниже ее. В таких случаях для связи двух пикетов используют плюсовые точки либо выбирают одну или несколько вспомогательных точек,

называемых иксовыми, и с их помощью передают отметку с заднего пикета на передний (рис. 111, б).

Необходимым условием полевого трассирования является привязка трассы к реперам государственного нивелирования. Допустимая невязка в превышениях (в мм) вычисляется по формуле $f_h = \pm 50\sqrt{L}$, где L — длина трассы в км.

По данным нивелирного и пикетажного журналов составляется продольный профиль трассы.

В связи с широким внедрением в геодезическое производство электронных методов измерения расстояний предложен новый способ трассирования линейных сооружений, названный беспикетным. По вынесенной на местность трассе сооружения прокладывается полигонометрический ход, в котором измеряются длины сторон и расстояния между створными знаками, расположенными по трассе через 500 м.

Затем по створу трассы нивелируются одни только створные точки и характерные точки рельефа; расстояние до последних определяют нитяным дальномером зрительной трубы нивелира. Положение и отметки стометровых пикетов определяют графически по профилю, построенному на основе нивелирования створных и плюсовых точек.

В настоящее время развитие аэрофотосъемки и методов ее обработки позволяет сократить сроки изыскательских работ в 2—3 раза. Такое повышение эффективности изысканий обеспечивается заменой полевого трассирования на первой стадии проектирования камеральным трассированием по аэроснимкам на стереоприборах. Используя пространственное изображение местности, на снимках стереопары намечают положение основных пунктов трассы, разбивают пикетаж, кривые, поперечники и определяют отметки всех точек трассы фотограмметрическим нивелированием.

§ 103. РАЗБИВКА КРУГОВЫХ КРИВЫХ. ВЫНОС ПИКЕТА НА КРИВУЮ

Чтобы разбить круговую кривую, достаточно определить на местности положение ее трех главных точек (рис. 113): начало A , середина B' и конец C (сокращенно НК, СК и КК). Для этого от вершины угла поворота B нужно отложить отрезки $BA = BC = T$, а вдоль биссектрисы угла $180^\circ - \theta$ — отрезок BB' . Эти отрезки обозначаются соответственно через T и B и называются тангенсом и биссектрисой кривой. Кроме того, необходимо знать длину кривой K и величину домера D , т. е. разность между двумя тангенсами и длиной кривой.

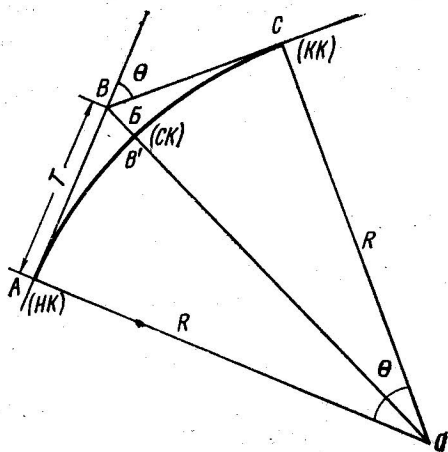


Рис. 113. Круговая кривая

Все указанные элементы кривой могут быть найдены по измеренному углу поворота θ и заданному проектом радиусу R из следующих соотношений

$$\left. \begin{aligned} T &= R \operatorname{tg}(\theta/2) \\ B &= R \left(\frac{1}{\cos(\theta/2)} - 1 \right) = R[\sec(\theta/2) - 1] \\ K &= R\theta/\rho \\ D &= 2T - K \end{aligned} \right\} \quad (15.1)$$

На практике все эти элементы кривой выбираются из специальных таблиц по аргументам θ и R .

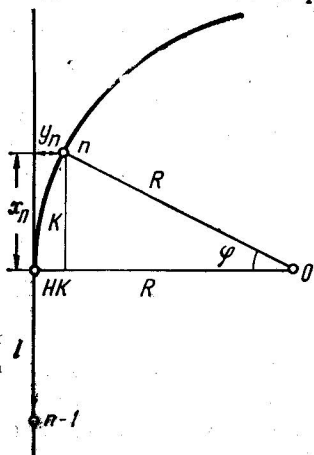
Расстояния по трассе считаются по кривым, а разбивка пикетажа ведется вдоль тангенсов. Поэтому чтобы учесть разницу между длиной двух тангенсов и кривой, все пикеты за вершиной угла смещаются на величину домера.

При больших радиусах кривых длины тангенсов могут достигать нескольких сотен метров, и разбивка начала и конца кривой от вершины угла становится неудобной. В этом случае рассчитывают главные точки кривой в пикетных обозначениях.

Пусть, например, радиус кривой $R = 100$ м, вершина угла поворота $\theta = 38^\circ 34'$ находится на расстоянии 30 м от пикета 2 (сокращенно ПК2 + 30,00 м). Выбрав из таблиц остальные элементы кривой: $T = 34,99$ м, $K = 67,31$ м и $D = 2,66$ м, вычисляют пикетные обозначения начала и конца кривой по следующей схеме.

Уз. № 1	ПК2 + 30,00 м
T	34,99
НК	ПК1 + 95,01 м
K	67,31
КК	ПК2 + 62,32 м

Из приведенной схемы видно, что разбивка начала и конца кривой водится к отложению расстояний 95,01 м и 62,32 м соответственно



от ПК1 и сдвинутого вперед на величину домера ПК2. Независимо от длины кривой эти расстояния всегда будут меньше 100 м. Все пикеты, находящиеся на тангенсах, должны быть вынесены на кривую. Для этого необходимо определить их прямоугольные координаты относительно условного начала, расположенного в начале или конце кривой. Пусть на кривую радиуса R требуется вынести пикет под номером n , предыдущий пикет $n - 1$ находится на расстоянии l от начала кривой (рис. 114). По длине

Рис. 114. Вынос пикета на кривую

дуги $h = 100 \text{ м} - l$ и радиусу R прямоугольные координаты пикета n вычисляются по формулам:

$$x_n = R \sin \varphi; \quad y = R - R \cos \varphi = 2R \sin^2 (\varphi/2),$$

где $\varphi = (k/R) \rho$.

Таким образом, для выноса пикета на кривую нужно отложить от начала кривой HK взаимно перпендикулярные отрезки x_n и y_n ; пикеты, расположенные за вершиной угла, выносятся на кривую от ее конца.

§ 104. ДЕТАЛЬНАЯ РАЗБИВКА КРУГОВЫХ КРИВЫХ

Для выноса трассы на местность трех главных точек кривой обычно бывает недостаточно. Необходимо построить некоторое число дополнительных точек, при том так часто, чтобы промежутки между ними можно было бы практически считать отрезками прямых. Для кривых радиуса менее 100 м этот промежуток принимают равным 5 м, при радиусах 100—500 м — 10 м, более 500 м — 20 м. Рассмотрим три наиболее распространенных способа детальной разбивки кривых: способ прямоугольных координат, способ углов и способ продолженных хорд.

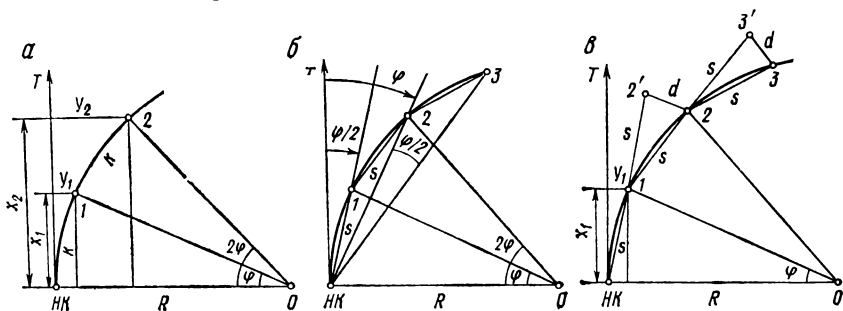


Рис. 115. Детальная разбивка кривой:

a — способом прямоугольных координат; b — способом углов; c — способом продолженных хорд

Способ прямоугольных координат. Пусть кривую радиуса R требуется разбить через k , считая это расстояние по кривой. За начало координат условной системы принимают начало кривой HK , а ось абсцисс — тангенс T (рис. 115, a). Координаты точек кривой 1, 2 и т. д. вычисляют по формулам

$$x_1 = R \sin \varphi; \quad y_1 = 2R \sin^2 (\varphi/2);$$

$$x_2 = R \sin \varphi; \quad y_2 = 2R \sin^2 (\varphi/2); \quad (15.2)$$

и т. д.,

где $\varphi = (k/R) \rho$.

Построение точек 1, 2 и т. д. выполняется так же, как и при выносе пикета на кривую. Преимущество этого способа состоит в том, что каждая точка строится независимо от предыдущих, что исключает

накопление погрешностей. Однако быстрое возрастание от точки к точке длин ординат делает невозможным использование способа прямоугольных координат в стесненных для измерений условиях.

С п о с о б у г л о в. Кривую радиуса R необходимо разбить через с.м, считая это расстояние по хорде. Вычисляют соответствующий заданной хорде s центральный угол φ по формуле

$$\sin (\varphi/2) = s/2R. \quad (15.3)$$

Устанавливают теодолит в начале кривой $НК$ и от тангенса T задают угол $\varphi/2$ (рис. 115, б). Вдоль направления визирного луча откладывают лентой длину хорды, конец которой определяет положение точки 1 . Далее направляют зрительную трубу теодолита под углом φ к тангенсу T . Закрепив в точке 1 задний конец ленты, поворачивают ее вправо до тех пор, пока ее передний конец не попадет в центр сетки нитей трубы: в этом месте фиксируют точку 2 . Отложив от направления $НК-2$ угол $\varphi/2$, в пересечении визирной оси трубы и переднего конца ленты длиной l получают точку 3 и т. д.

С п о с о б п р о д о л ж е н н ы х х о р д. Задавшись интервалом s детальной разбивки радиуса R , вычисляют угол по формуле (15.3) и, пользуясь соотношениями (15.2), разбивают точку 1 кривой способом прямоугольных координат (рис. 115, в). Затем по продолжению первой хорды откладывают отрезок s и закрепляют полученную точку $2'$. Удерживая задний конец ленты в точке 1 , определяют положение точки 2 линейной засечкой радиусами s (лента) и d (рулетка).

Вновь откладывают отрезок s , но уже от точки 2 и вдоль направления второй хорды. Из точек 2 и $3'$ в пересечении дуг радиусов s и d определяют положение точки 3 и т. д. Величина отрезка d , называемого промежуточным перемещением, постоянна для всех точек кривой и вычисляется по формуле

$$d = s^2/R.$$

Способы углов и продолженных хорд удобны тем, что все сопутствующие им измерения выполняются в непосредственной близости от кривой. Это делает возможным их использование в залесенной местности или на застроенной территории, т. е. там, где способ прямоугольных координат неприменим. Недостаток способа углов и способа хорд состоит в быстром накоплении погрешностей разбивки по мере увеличения числа разбиваемых точек. Для способа продолженных хорд это выражается следующей математической зависимостью:

$$m_x = \sqrt{m_\phi^2 \frac{n(n+1)(2n+1)}{6}}, \quad (15.4)$$

где m_x — средняя квадратическая погрешность положения точки кривой в направлении, поперечном оси кривой; $m_{ср}$ — средняя квадратическая погрешность фиксации концов отрезка d ; n — число точек

кривой. Для сравнения приведем формулу погрешности n -й точки кривой, разбиваемой способом прямоугольных координат:

$$m_k = \sqrt{m_{y_n}^2 + \left(\frac{m_{90^\circ}}{\rho} y_n\right)^2 + m_c^2}, \quad (15.5)$$

где y_n — ордината n -й точки; m_{y_n} , m_{90° , m_c — средние квадратические погрешности соответственно отложения ординаты y_n , построения перпендикуляра и установки основания перпендикуляра в створе тангенса T .

Например, для $n = 5$ при интервале разбивки $k = s = 10$ м, $R = 300$ м, ($y_n = 4,2$ м) $m_{y_n} = m_c = 1$ см и $m_{90^\circ} = 5'$ по формулам (15.4) и (15.5) имеем соответственно: 7,4 и 1,6 см, для $n = 10$ разница в величинах погрешностей возрастает: 19,6 и 2,8 см.

Г л а в а 16

ЭЛЕМЕНТЫ ИНЖЕНЕРНО-ГЕОДЕЗИЧЕСКОГО ПРОЕКТИРОВАНИЯ

§ 105. ОБЩИЕ СВЕДЕНИЯ О ПРОЕКТЕ ПРОИЗВОДСТВА ГЕОДЕЗИЧЕСКИХ РАБОТ

Одновременно с проектированием генерального плана разрабатывается проект производства геодезических работ (ППГР).

В первом разделе проекта освещаются общие принципы организации геодезических работ на строительной площадке; приводятся технологическая схема и календарный план производства работ с указанием видов геодезических измерений, график использования приборов и оборудования, сметно-финансовые расчеты и технико-экономическое обоснование ППГР.

Во втором разделе проекта содержатся сведения о выполнении основных геодезических работ: схема построения плановой и высотной опорных сетей для разбивки сооружений и способы закрепления их пунктов, расчеты требуемой точности измерений, выбор и обоснование методов измерений и обработки их результатов.

Третий раздел проекта посвящен геодезическому обслуживанию нулевого цикла строительства; в нем указываются способы разбивки элементов подземной части сооружения и контроля их монтажа с предвычислением точности геодезических измерений, методы исполнительной съемки смонтированных конструкций и типы монтажных знаков, закрепляющих положение вынесенных в натуру частей сооружения.

В последнем разделе проекта рассматриваются вопросы, связанные с геодезическим обеспечением при возведении наземной части сооружений: методика создания и способы уравнивания геодезической основы на исходном и монтажном горизонтах сооружения с расчетом точности измерений, обоснование способов передачи осей

и отметок на монтажные горизонты и требуемая при этом точность, указания о необходимой точности и методах детальных разбивочных работ и геодезического контроля смонтированных конструкций, по их исполнительной съемке и составлению соответствующей документации.

В случае необходимости производства наблюдений за деформациями строящихся сооружений в соответствующем разделе ППГР приводятся данные предварительного расчета точности геодезических измерений, схемы плано-высотной основы, типы деформационных марок и реперов, а также методы математической обработки результатов измерений и их графической интерпретации.

§ 106. ПРОЕКТИРОВАНИЕ ПРОДОЛЬНОГО И ПОПЕРЕЧНОГО ПРОФИЛЕЙ АВТОМОБИЛЬНОЙ ДОРОГИ

Установление положения автодороги в продольном профиле по отношению к поверхности земли (или, иначе, нанесение проектной линии) производится при выполнении ряда технических условий, главным из которых является соблюдение предельного продольного уклона.

Для дорог с высокой интенсивностью движения величина этого уклона не должна превышать 0,040—0,050; для дорог местного значения допускается увеличение продольных уклонов до 0,060—0,090.

Требованию обеспечения устойчивости земляного полотна, удобства поверхностного водоотвода и защиты дороги от снежных и песчаных наносов лучше всего отвечает ее расположение в насыпи (обертающая проектирование). Однако в пересеченной местности для уменьшения продольных уклонов дорогу проектируют по секущей, срезая возвышенные места рельефа. В этом случае проектная линия наносится под условием нулевого баланса земляных работ, т. е. при мерной компенсации объемов насыпей и выемок.

Положение дороги в профиле определяется также рядом точек, строго фиксированных по высоте: начало и конец трассы, ее пересечение с существующими железными и автомобильными дорогами, высота проектной линии над поверхностью воды при переходе через водотоки.

От этих точек, называемых контрольными, и начинают нанесение проектной линии на профиль.

Зная отметку контрольной точки H_1 , находят проектную отметку H_2 последующей точки по формуле

$$H_2 = H_1 + h = H_1 + id, \quad (16.1)$$

где h — превышение между точками; i — проектное значение уклона; d — расстояние между точками.

Разности между проектными отметками и отметками земли по оси дороги называются рабочими отметками. Положительные рабочие отметки выражают высоту насыпи, отрицательные — глубину выемки. Между двумя точками профиля с рабочими отмет-

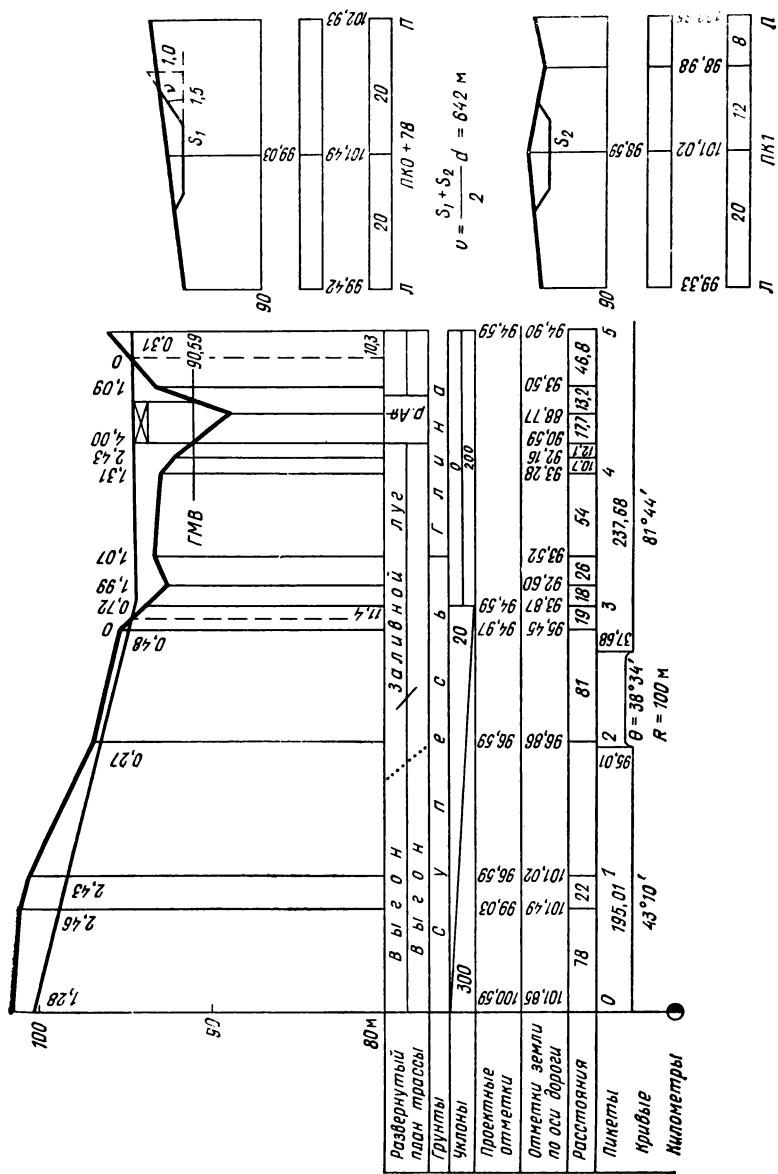


Рис. 116. Продольный и поперечный профили трассы автомобильной дороги

ками разных знаков h_1 и h_2 находится точка нулевых работ 0. Ее расстояние x от ближайшей точки вычисляется по формуле

$$x = d \frac{|h_2|}{|h_1| + |h_2|}. \quad (16.2)$$

Так, для точки нулевых работ, расположенной между ПК2 + 81 и ПК3 (рис. 116), получим

$$x = 19 \cdot 0,72 / (0,48 + 0,72) = 11,4 \text{ м.}$$

Проектирование дороги в поперечном профиле осуществляется на поперечниках, которые строятся в одном масштабе для вертикальных и горизонтальных расстояний. Форма и размеры поперечного сечения земляного полотна определяются шириной насыпи (или выемки) понизу b и коэффициентом откоса $m = \text{ctg } \nu$. На участке ПК0 + 78 — ПК1 (см. рис. 116) дорога запроектирована в выемке с коэффициентом откоса $m = 1,5$.

Измерив графически площади S_1 и S_2 двух смежных сечений земляного полотна и зная расстояние d между ними, подсчитывают объем земляных работ для данного участка трассы по формуле

$$V = 0,5 (S_1 + S_2) / d. \quad (16.3)$$

§ 107. ВЕРТИКАЛЬНЫЕ КРИВЫЕ. ЗАКЛЮЧИТЕЛЬНЫЕ СООБРАЖЕНИЯ ОБ ИЗЫСКАНИЯХ И ПРОЕКТИРОВАНИИ СООРУЖЕНИЙ ЛИНЕЙНОГО ТИПА

На переломах проектной линии профиля автодороги предусматривается вставка вертикальных кривых, обеспечивающих плавность движения, а также видимость дороги и встречного транспорта.

Пусть R — радиус вертикальной кривой, i_1 и i_2 — встречные уклоны сопрягаемых участков проектной линии, ν_1 и ν_2 — соответствующие им углы наклона (рис. 117). Из рисунка видно, что угол ω как внешний угол треугольника равен $\nu_1 + \nu_2$. По

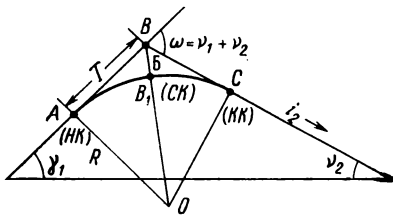


Рис. 117. Вертикальная кривая

малости этих углов их можно заменить тангенсами, т. е. уклонами i_1 и i_2 , откуда

$$T = R \text{tg } \frac{i_1 + i_2}{2} = R \frac{i_1 + i_2}{2}, \quad (16.4)$$

$$K = R (i_1 + i_2);$$

из прямоугольного треугольника имеем

$$(R + B)^2 = T^2 + R^2,$$

откуда для приближенного значения биссектрисы B получим

$$B = T^2 / (2R). \quad (16.5)$$

Детальную разбивку вертикальных кривых выполняют по способу прямоугольных координат, задаваясь значениями абсцисс x и вычисляя соответствующие ординаты y по приближенной формуле

$$y = x^2/(2R). \quad (16.6)$$

Величины биссектрисы и ординат вводят как поправки в проектные отметки профиля со знаком плюс для вогнутых и со знаком минус для выпуклых кривых. Значения элементов вертикальных кривых, а также координат x и y выбирают из специальных таблиц.

Как указывалось выше, программа изысканий и проектирования автомобильных дорог характерна и для других сооружений линейного типа. Однако полностью она применима лишь к железным дорогам; для всех остальных сооружений эта программа осуществляется в сокращенном виде. Так, при изысканиях каналов не разбиваются вертикальные кривые, а малые величины допустимых уклонов исключают возможность реализации нулевого баланса земляных работ.

Трасса магистральных трубопроводов проходит в траншее постоянной глубины и поэтому повторяет профиль естественной поверхности рельефа. Поэтому все рабочие отметки трассы будут примерно равны между собой и одинаковы по знаку.

При изысканиях линий электропередач не требуется разбивка кривых.

Широкие перспективы улучшения качества проектирования линейных сооружений и сокращения его сроков открывает применение ЭВМ, которые обеспечивают необходимую точность вычислений и автоматизацию их процесса.

В настоящее время на ЭВМ осуществляют выбор проектной линии, определение элементов плана трассы при заданных координатах вершин углов поворота, подсчет отметок точек поперечников и подсчет объемов земляных работ.

§ 108. ОБЩИЕ СВЕДЕНИЯ О ВЕРТИКАЛЬНОЙ ПЛАНИРОВКЕ

Составной частью генерального плана строительства является проект вертикальной планировки, имеющей целью преобразование естественных форм рельефа и создание условий для эксплуатации возводимых зданий и сооружений.

Основой для проектирования вертикальной планировки служат топографические планы масштабов 1 : 5000—1 : 500, составленные по результатам нивелирования стройплощадки по квадратам (см. гл. 12).

Если рельеф участка должен быть спланирован горизонтальной площадкой под условием нулевого баланса земляных работ, проектная отметка такой площадки вычисляется по формуле

$$H_{np} = (\Sigma H_1 + 2\Sigma H_2 + 3\Sigma H_3 + 4\Sigma H_4)/(4n), \quad (16.7)$$

где n — число квадратов, ΣH_1 — сумма отметок вершин, входящих в один квадрат, ΣH_2 , ΣH_3 , ΣH_4 — соответственно суммы

отметок вершин, общих для двух, трех и четырех квадратов (рис. 118, а).

При проектировании наклонной площадки обычно задают ее продольный i_x и поперечный i_y уклоны и отметку какой-либо исходной точки H_0 (рис. 118, б).

Проектная отметка любой точки, расположенной на расстояниях d_x и d_y от исходной, находится из соотношения

$$H_{пр} = H_0 + d_x i_x + d_y i_y, \quad (16.8)$$

В обоих случаях проектирования объем земляных работ вычисляется по рабочим отметкам h_1, h_2, h_3, h_4 вершин каждого квадрата.

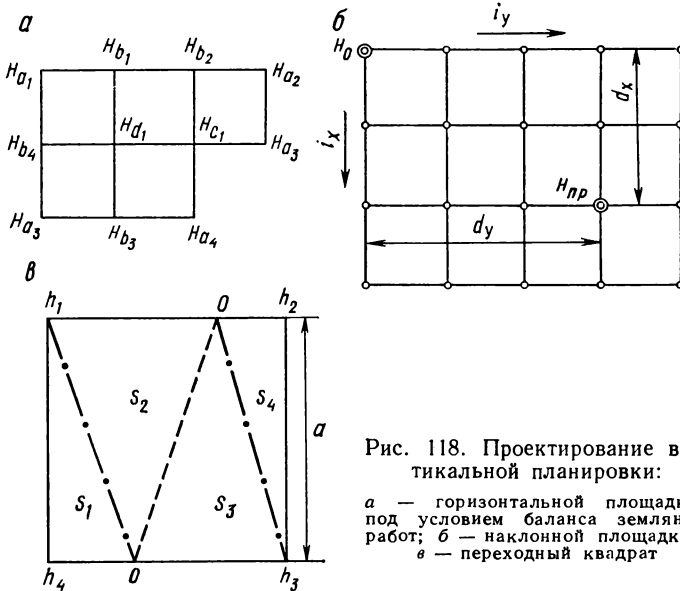


Рис. 118. Проектирование вертикальной планировки:

а — горизонтальной площадкой под условием баланса земляных работ; б — наклонной площадкой; в — переходный квадрат

Если все четыре рабочие отметки имеют один и тот же знак, объем земляных работ в пределах данного квадрата вычисляются по формуле

$$V = a^2 (h_1 + h_2 + h_3 + h_4)/4, \quad (16.9)$$

где a — сторона квадрата.

По сторонам квадрата, имеющего разные по знаку рабочие отметки и называемого переходным, находят положение линии нулевых работ по формуле (16.2), а затем разбивают квадрат на треугольники, являющиеся основаниями элементарных земляных тел (рис. 118, в).

Объемы этих тел вычисляются по формуле

$$v = (S/3) \Sigma h_i, \quad (16.10)$$

где S — площадь треугольника.

Графическим документом текущего учета работ по вертикальной планировке является картограмма земляных работ, составляемая

на основе крупномасштабного нивелирного плана. На картограмме указываются фактические, проектные и рабочие отметки, положения линии нулевых работ и значения объемов насыпей и выемок как по полным квадратам, так и по их отдельным частям.

§ 109. ПРОЕКТИРОВАНИЕ ГЕОДЕЗИЧЕСКОЙ СТРОИТЕЛЬНОЙ СЕТКИ

Геодезические работы по перенесению проекта сооружений в натуру требуют создания на стройплощадке специальной опорной сети. В настоящее время в промышленном и гражданском строитель-

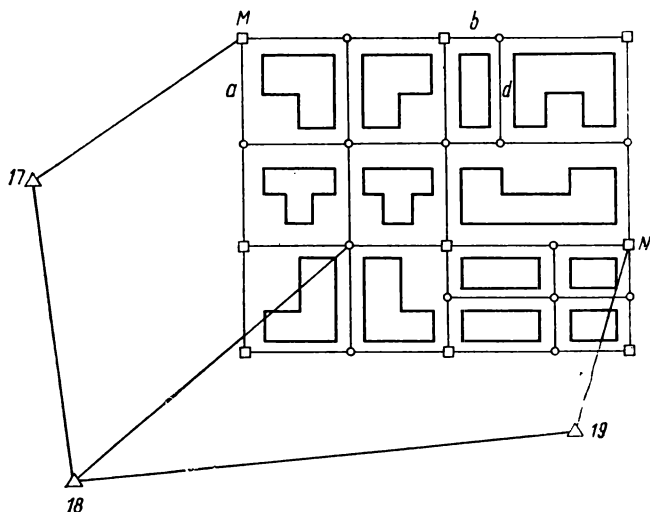


Рис. 119. Геодезическая строительная сетка

стве применяется прямоугольная система горизонтальной планировки. Поэтому для упрощения геодезической подготовки проекта опорную сеть создают в виде строительной сетки, т. е. системы квадратов и прямоугольников со сторонами 100—200 м, параллельными главным осям сооружений. При этом точность определения положения ее пунктов должна быть не менее ± 10 —20 мм.

Проектирование строительной сетки обычно выполняется на строительном генеральном плане (рис. 119). Вначале намечают пункты основных квадратов или прямоугольников со сторонами 100—200 м, размещая их по возможности ближе к проектируемым сооружениям с таким расчетом, чтобы каждое из них попало внутрь соответствующей фигуры. Пункты строительной сетки стремятся располагать вне зон нарушений грунта, вызванных земляными работами; при необходимости отдельные стороны сетки увеличивают или уменьшают на величину, кратную 10 м.

Внутри основных фигур часто выделяют дополнительные фигуры с длинами сторон 20—40 м (см. рис. 119); их вершины являются

временными и используются для разбивки отдельных элементов возводимых объектов в один из периодов строительства.

Во избежание отрицательных значений абсцисс и ординат при геодезической подготовке проекта за начало координат принимают пункт сетки, расположенный в юго-западном углу стройплощадки. От этого частного начала вычисляют координаты остальных пунктов по принятым в проекте длинам сторон фигур сетки.

Составной частью проектирования строительной сетки является приближенная оценка точности геодезических измерений, необходимых при перенесении сетки на местность. Средняя квадратическая погрешность m_d/d связующей стороны d данного ряда (т. е. стороны, общей для двух смежных фигур), создаваемого методом полигонометрии, может быть вычислена по формуле

$$\frac{m_d}{d} = \sqrt{\left(\frac{m_a}{a}\right)^2 + \left(\frac{m_\beta}{\beta}\right)^2 \left(\frac{b}{d}\right)^2} n, \quad (16.11)$$

где m_a — средняя квадратическая погрешность исходной стороны a ; m_β — средняя квадратическая погрешность измерения углов; b — сторона, перпендикулярная к определяемой связующей (промежуточная сторона); n — число прямоугольников или квадратов от исходной стороны a сетки до определяемой связующей d .

Роль строительной сетки не ограничивается геодезическим обеспечением разбивочных работ; в дальнейшем ее пункты используются как геодезическая основа для исполнительной съемки построенных сооружений.

Глава 17

ГЕОДЕЗИЧЕСКИЕ РАЗБИВОЧНЫЕ РАБОТЫ. ИСПОЛНИТЕЛЬНЫЕ СЪЕМКИ

§ 110. ОБЩИЕ ПРИНЦИПЫ И НЕОБХОДИМАЯ ТОЧНОСТЬ ГЕОДЕЗИЧЕСКИХ РАЗБИВОЧНЫХ РАБОТ

Разбивкой сооружения или перенесением его проекта в натуру называется комплекс геодезических работ по определению на местности положения будущего сооружения в плане и по высоте.

По своей сущности разбивочные работы являются процессом, обратным топографической съемке. При топографической съемке характерные точки ситуации и рельефа переносятся с местности на план; в процессе разбивки, наоборот, запроектированное на топографическом плане сооружение должно быть перенесено на местность.

Перенос проекта в натуру обычно выполняется в несколько стадий, от пунктов геодезической основы соответствующей точности, созданной предварительно в виде сетей триангуляции, полигонометрии, трилатерации, строительной сетки или других геодезических построений. В первой стадии разбивки, называемой основными геодезическими работами, выносятся в натуру главные и основные оси сооружения. В следующей за этим стадии детальной разбивки

от закрепленных на местности главных и основных осей разбиваются промежуточные (продольные и поперечные) оси сооружения и определяется высотное положение отдельных его элементов. В заключительной стадии работ разбиваются монтажные оси и выполняется геодезический контроль за установкой технологического оборудования в проектное положение.

Переносу проекта в натуру предшествует его геодезическая подготовка, в процессе которой по заданным или определенным графически координатам характерных точек сооружения вычисляются разбивочные элементы, т. е. дирекционные углы и расстояния, определяющие положение этих точек относительно пунктов геодезической разбивочной основы.

Требования к точности разбивочных работ на их первой стадии относительно невысоки: общее положение сооружения на местности может быть определено с ошибкой порядка нескольких сантиметров. Значительно точнее должна выполняться детальная разбивка, имеющая целью обеспечение строгой геометрической связи между отдельными элементами сооружения. В этом случае величины допустимых погрешностей обусловлены типом сооружения, его назначением, материалом, из которого оно возводится, и технологией производства работ.

В табл. 16 приведены некоторые допуски на установку в проектное положение строительных конструкций и оборудования, взятые из строительных норм и правил (СНиП).

Т а б л и ц а 16

№ п/п	Наименование допуска	Величина допуска Δ_0 , мм
1	Смещение осей фундаментных блоков и стаканов фундаментов относительно разбивочных осей	± 10
2	Отклонение отметок верхних опорных поверхностей элементов фундаментов	-10
3	Смещение осей или граней панелей, стен, колонн в нижнем сечении относительно разбивочных осей	± 5
4	Разность отметок верха смежных колонн или опорных площадок (консолей, кронштейнов)	± 10
5	Смещение оси подкранового рельса от оси подкрановой балки	± 15
6	Отклонение отметок дна стаканов фундаментов	-20
7	Отклонение осей бычков железобетонной плотины от проектного положения	± 10
8	Смещение от фасадной линии бетонных массивов набережных	± 20
9	Отклонения отметок голов железобетонных свай причальных сооружений от проектных	± 20
10	Отклонение осей судовозных путей слипов от проектного положения	± 10
11	Отклонение верха опор лотковой оросительной сети от оси трассы	± 20

Каждый из допусков Δ_0 табл. 16 можно рассматривать как предельную погрешность, равную утроенной средней квадратической погрешности положения конструкции, т. е.

$$\Delta_0 = 3m.$$

Величина m зависит от ошибок геодезических измерений m_r , ошибок строительных и монтажных работ m_c и ошибок технологических расчетов проекта m_t

$$m = \sqrt{m_r^2 + m_c^2 + m_t^2} = \Delta_0/3. \quad (17.1)$$

Полагая, что каждый член подкоренного выражения формулы (17.1) оказывает одинаковое влияние на суммарную погрешность m , получим:

$$m_r = m_c = m_t = m/\sqrt{3} = \Delta_0/3\sqrt{3} \approx 0,20\Delta_0. \quad (17.2)$$

Таким образом, ошибка детальной разбивки не должна превышать 20 % величины допуска на уклонение положения конструкции от проектного. Для ответственных сооружений принимают:

$$m_r = 0,10\Delta_0.$$

Как следует из приведенных выше расчетов, точность детальной разбивки характеризуется весьма малыми погрешностями по сравнению с допуском топографической съемки предельно крупного масштаба 1 : 500. При этом в ряде случаев существенное значение для точности детальной разбивки имеет не только абсолютная величина погрешности, но и ее направление. Так, при выносе в натуру верхних опорных поверхностей элементов фундамента допускается погрешность только в сторону уменьшения проектной отметки, в этом случае положение конструкции может быть скорректировано подливкой бетона. При разбивке центров мостовых опор ошибка в продольном направлении должна быть в несколько раз меньше поперечной ошибки, а разбивку зданий в поперечном по отношению к красной линии застройки направлении требуется выполнять значительно точнее, чем в продольном.

§ 111. ОБЩИЕ СВЕДЕНИЯ ИЗ ТЕОРИИ РАЗМЕРНЫХ ЦЕПЕЙ

Каждая конструктивная схема сооружения основана на принципе совместной пространственной работы всех ее элементов. При установке конструкции в проектное положение эта связь должна учитываться, так как любое изменение размера конструкций или зазора (расстояния) между ними повлечет изменение положения остальных конструкций.

Замкнутый контур, образованный взаимосвязанными размерами, называется **размерной цепью**. Звеньями размерной цепи являются размеры конструкций и расстояния между их поверхностями или осями. Размер, определяющий точность монтажа сооружения, называется **замыкающим звеном**; все остальные звенья являются составляющими. В общем виде уравнение размерной цепи представляют функцией:

$$L = \varphi (l_1, l_2, \dots, l_n),$$

где L — замыкающее звено, l_1, l_2, \dots, l_n — составляющие звенья.

Наиболее простым видом размерной цепи является линейная цепь:

$$\bar{L} = \bar{l}_1 + \bar{l}_2 + \dots + \bar{l}_n.$$

Для такой цепи среднюю квадратическую погрешность замыкающего звена при условии независимости между собой погрешностей составляющих звеньев подсчитывают по формуле

$$m_L = \sqrt{m_1^2 + m_2^2 + \dots + m_n^2},$$

где m_1, m_2, \dots, m_n — средние квадратические погрешности составляющих звеньев.

На рис. 120 представлен пример линейной размерной цепи — типовая схема каркаса одноэтажного промышленного здания. Цепь состоит из трех элементов: двух вертикальных колонн и балки между ними. В качестве замыкающего звена принимается зазор l_1 между геометрической осью колонны на ее оголовке и торцом балки. Размер l_1 называется компенсатором, так как он исключает (компенсирует) ошибки размеров, монтажа и геодезических построений остальных звеньев цепи.

Средняя квадратическая погрешность m_1 замыкающего звена l_1 выражается формулой

$$m_1^2 = m_2^2 + 2m_3^2 + 2m_4^2 + m_5^2 + m_6^2, \quad (17.3)$$

где m_2 — средняя квадратическая погрешность геодезической разбивки межосевого размера, m_3 — то же совмещения оси колонны в нижнем сечении с разбивочной осью, m_4 — то же положения колонны в вертикальной плоскости, m_5 — то же длины балки, m_6 — то же положения торца.

Погрешности m_3 и m_4 в размерной цепи повторяются дважды и поэтому входят в формулу (17.3) с коэффициентом 2.

По формуле (17.3) можно найти долю допуска, приходящуюся на геодезические построения:

$$m_2 = \sqrt{m_1^2 - 2m_3^2 - 2m_4^2 - m_5^2 - m_6^2}. \quad (17.4)$$

§ 112. ЭЛЕМЕНТЫ ГЕОДЕЗИЧЕСКИХ РАЗБИВОЧНЫХ РАБОТ

Разбивка проектного горизонтального угла. Над вершиной угла B устанавливают теодолит и ориентируют его лимб вдоль заданного направления BA (рис. 121, а). Дви-

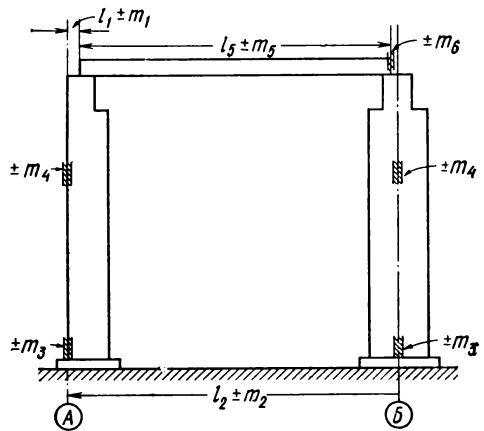


Рис. 120. Размерная цепь одноэтажного промышленного здания

жением алидады откладывают проектный угол β и фиксируют кольцом вторую сторону угла BC_1 . Для исключения влияния коллимационной ошибки переводят трубу через зенит и откладывают величину угла β при другом положении вертикального круга (ABC_2). Разделив расстояние C_1C_2 пополам, принимают биссектрису BC_0 за вторую сторону заданного угла β .

Если проектный угол требуется вынести в натуру с точностью, превышающей точность отсчетного устройства теодолита, пользуются способом редуцирования. Построенный угол ABC многократно изме-

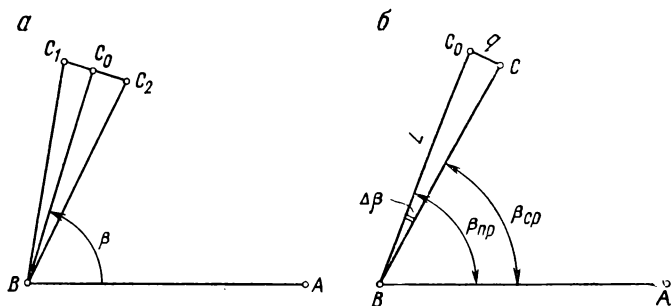


Рис. 121. Разбивка проектного горизонтального угла:
а — с обычной точностью; б — способом редуцирования

ряют, вычисляют его среднее значение $\beta_{ср}$. Сравнивая величину $\beta_{ср}$ с проектной $\beta_{пр}$, находят поправку (рис. 121, б)

$$\Delta\beta = \beta_{пр} - \beta_{ср}.$$

Соответствующий линейный элемент q редукиции $\Delta\beta$ определяют из соотношения

$$q = (\Delta\beta''/\rho'') L,$$

где L — измеренная длина стороны BC .

Отложив q вдоль перпендикуляра к BC , фиксируют точку C_0 ; линия BC_0 и есть вторая сторона проектного угла $\beta_{пр}$.

Для первого способа разбивки средняя квадратическая погрешность m_β проектного угла $\beta_{пр}$ может быть вычислена по формуле

$$m_\beta = \sqrt{m_n^2 + m_{и}^2 + m_{ц}^2 + m_p^2}, \quad (17.5)$$

где m_n — средняя квадратическая погрешность собственно построения угла; ее величина определена ГОСТом в зависимости от конструкции теодолита, $m_{и}$ — средняя квадратическая погрешность горизонтального угла, обусловленная несовершенством прибора и ошибками его приведения в рабочее положение, $m_{ц}$ и m_p — соответственно средние квадратические погрешности угла за счет ошибок центрирования прибора e и фиксации визирной цели m_ϕ (см. § 32)

$$m_{ц} = (e/L) \rho'', \quad (17.6)$$

$$m_p = m_\phi \cdot \rho'' / (L\sqrt{2}). \quad (17.7)$$

При разбивке проектного угла способом редуцирования его средняя квадратическая погрешность m_p вычисляется по формуле

$$m_p = \sqrt{m_{\beta'}^2 + m_{\Delta\beta}^2}, \quad (17.8)$$

$$m_{\beta'} = \sqrt{m_n^2/n + m_n^2 + m_a^2 + m_p^2}, \quad (17.9)$$

$$m_{\Delta\beta} = (m_q/L) \rho'', \quad (17.10)$$

где n — число круговых приемов измерения угла; m_q — средняя квадратическая погрешность отложения длины перпендикуляра q .

Вынос в натуру проектного расстояния чаще всего выполняется способом редуцирования. От точки A (рис. 122) в заданном направлении AB откладывают приближенное значение проектного расстояния, закрепляют его в точке B' и многократно измеряют стальной прокомпарированной рулеткой. В вычисленное затем среднее значение длины отрезка $AB' = L'$ вводят поправки:

за компарирование $L'(l - l_0)/l$,

за температуру $\alpha L'(t - t_0)$,

за наклон линии $+h^2/2L'$,

где l — фактическая длина рулетки; l_0 — номинальная длина рулетки; α — коэффициент линейного расширения стали; t — температура при измерениях; t_0 — температура компарирования; h — превышение между концами линии.

Далее находят поправку ΔL как разность между расстоянием

$$L = L' + L'(l - l_0)/l + \alpha L'(t - t_0) + h^2/2L'$$

и проектным расстоянием $L_{пр}$

$$\Delta L = L - L_{пр}.$$

Поправку ΔL откладывают от точки B' с соответствующим знаком.

Средняя квадратическая погрешность расстояния, построенного способом редуцирования, вычисляется по формуле

$$m_L = \sqrt{m_{\Delta k}^2 L^2/l^2 + (m_{\Delta h}^2 + m_{\Delta t}^2) L/l + m_{\Delta L}^2}. \quad (17.11)$$

В формуле (17.11) $m_{\Delta k}$, $m_{\Delta h}$, $m_{\Delta t}$ и $m_{\Delta L}$ — соответственно средние квадратические погрешности определения поправок за компарирование, температуру, наклон мерного прибора и сложения поправки ΔL . Величины погрешностей $m_{\Delta k}$ и $m_{\Delta L}$ берутся на основе опыта выполнения работ; остальные погрешности могут быть найдены из соотношений

$$m_{\Delta h} = [h/l + h^3/(2l^3)] m_l, \quad (17.12)$$

$$m_{\Delta t} = \alpha l m_t, \quad (17.13)$$

где m_h , m_t — средние квадратические погрешности измерений превышения между концами линии и температуры.

Вынос в натуру проектной отметки сводится к нахождению в пределах заданного участка поверхности точки, отметка которой равнялась бы проектной $H_{пр}$ (рис. 123).

Установив на ближайший репер с отметкой $H_{рп}$ рейку, берут по ней отсчет a . Определив горизонт прибора H_i по формуле

$$H_i = H_{рп} + a,$$

вычисляют отсчет по рейке b , соответствующий проектной отметке $H_{пр}$

$$b = H_i - H_{пр}.$$

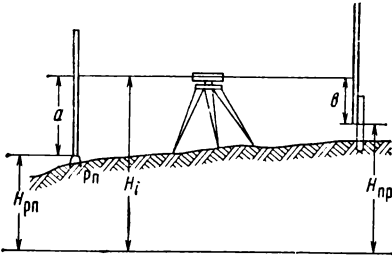


Рис. 123. Вынос в натуру проектной отметки

Перемещают рейку вверх и вниз до получения на ней отсчета b , после чего фиксируют положение пятки рейки на забитом колышке.

Для вычисления средней квадратической погрешности выноса в натуру проектной отметки служит формула

$$m_H = \sqrt{m_{рп}^2 + m_a^2 + m_b^2 + m_i^2 + m_{\phi}^2}, \quad (17.14)$$

где $m_{рп}$ — средняя квадратическая погрешность отметки исходного репера, m_a — то же, отсчета по рейке на репере; m_b — то же, установки рейки на проектный отсчет; m_i — то же за непараллельность визирной оси трубы оси цилиндрического уровня; m_{ϕ} — то же, фиксации положения пятки рейки.

Величины m_a и m_b в свою очередь определяются из соотношения

$$m_a = m_b = \sqrt{m_{ур}^2 + m_{окр}^2 + m_{ш}^2}, \quad (17.15)$$

где $m_{ур}$, $m_{окр}$, $m_{ш}$ — соответственно средние квадратические погрешности установки уровня в нуль-пункт округления при отсчете по рейке и делений шкалы рейки.

Значение погрешности m_i находят по формуле

$$m_i = (L_3 - L_n) i / \rho''.$$

где L_3 и L_n — расстояния от нивелира до задней и передней реек; i — угол между визирной осью трубы и осью цилиндрического уровня.

Разбивка линии и плоскости заданного уклона. Пусть от точки A с отметкой H_A требуется разбить линию AB длиной L с уклоном i (рис. 124). Для решения этой задачи между точками A и B устанавливают нивелир так, чтобы два его подъемных винта были параллельны заданной линии. От ближайшего репера выносят в натуру изложенным выше способом отметку H_A и отметку H_B , вычисленную по формуле

$$H_B = H_A + iL.$$

Действуя подъемными винтами, наклоняют трубу нивелира до тех пор, пока отсчеты по рейкам в точках A и B не станут одинаковыми (a). В результате линия визирования будет параллельна линии заданного уклона i . Промежуточные точки линии определяют установкой рейки в точках C и D и получением на них того же отсчета a .

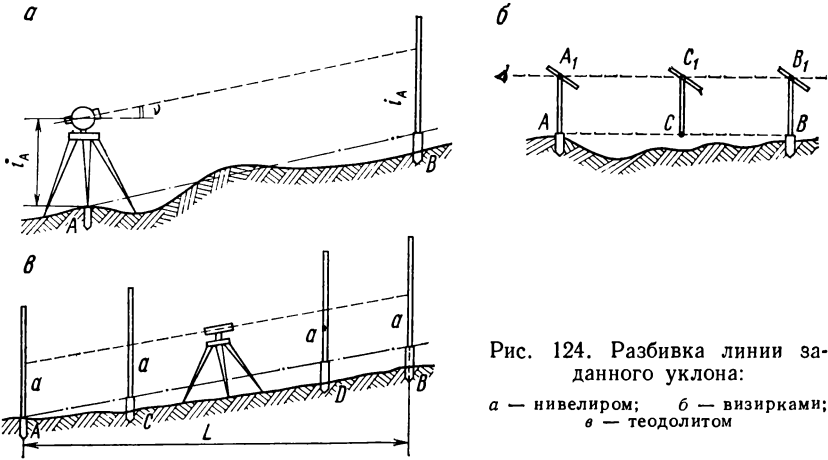


Рис. 124. Разбивка линии заданного уклона:

a — нивелиром; $б$ — визирками; $в$ — теодолитом

Та же задача может быть решена с меньшей точностью с помощью трех визирок (рис. 124, б). Установив опорные визирки на точках A и B , перемещают ходовую (промежуточную) визирку над точкой C так, чтобы ее верхний срез C' оказался на линии визирования. Разбивку линии заданного уклона можно осуществить с помощью теодолита. Для этого располагают прибор над точкой A с вынесенной в натуру проектной отметкой H_A и измеряют его высоту i_A (рис. 124, в). Вычислив соответствующий заданному уклону i вертикальный угол v устанавливают этот угол на вертикальном круге с учетом места нуля. Затем перемещают рейку по вертикали над другим концом линии, пока отсчет по ней не станет равным высоте прибора i_A , и фиксируют пятку рейки. Таким же способом определяют положение промежуточных точек линии.

Для разбивки проектной плоскости по заданному продольному и поперечному уклонам вычисляют отметки ее четырех угловых точек A, B, C, D (рис. 125) и выносят их в натуру. С помощью трех подъемных винтов приводят ось вращения нивелира в положение, перпендикулярное проектной плоскости. В этом случае отсчеты по рейкам в точках A, B, C, D будут одинаковы.

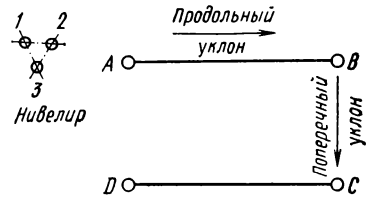


Рис. 125. Разбивка плоскости заданного уклона

Положение промежуточных точек плоскости определяют, добываясь тех же отсчетов по рейкам и фиксируя пятки реек на забитых рядом кольях.

§ 113. СПОСОБЫ РАЗБИВКИ СООРУЖЕНИЙ

Основными способами разбивки сооружений являются: способ полярных координат, способ прямой угловой засечки, способ прямоугольных координат, способы линейной и створной засечек.

Выбор того или иного способа определяется расположением объекта строительства, его формой и размерами, возможностями выполнения угловых и линейных измерений и требуемой точностью разбивки.

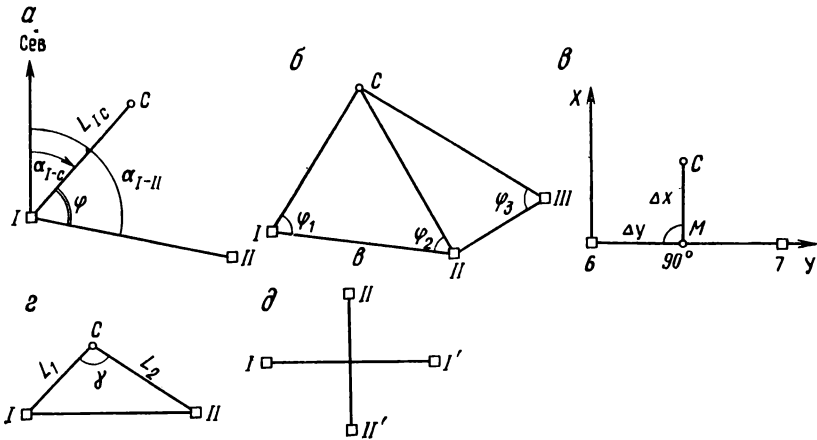


Рис. 126. Разбивка точки сооружения:

a — полярным способом; *b* — угловой засечкой; *в* — способом прямоугольных координат; *г* — линейной засечкой; *д* — створной засечкой

Способ полярных координат применяется, если сооружение находится вблизи геодезической разбивочной сети и окружающая его местность удобна для производства линейных измерений.

Вначале выполняют геодезическую подготовку проекта; для этого по заданным (или определенным графически) координатам x_C, y_C точки C сооружения (рис. 126, *a*) и известным координатам x_I, y_I пункта разбивочной основы вычисляют разбивочные элементы:

$$\text{дирекционный угол } \operatorname{tg} \alpha_{I-C} = (y_C - y_I) / (x_C - x_I),$$

$$\text{полярное расстояние } L_{I-C} = (y_C - y_I) / \sin \alpha_{I-C} = (x_C - x_I) / \cos \alpha_{I-C},$$

$$\text{полярный угол } \varphi = \varphi_{I-II} - \alpha_{I-C}.$$

Положение точки C на местности определяют, установив на ней теодолит и отложив от направления $I-II$ угол φ , а от пункта I расстояние L_{I-C} .

Точность разбивки точки полярным способом выражается формулой

$$m = \sqrt{m_L^2 + (m_\varphi / \rho^2) L^2 + m_\varphi^2}, \quad (17.16)$$

где m_L , m_φ — соответственно средние квадратические погрешности отложений расстояния и угла; m_φ — средняя квадратическая погрешность фиксации точки на местности.

Способ прямой угловой засечки. При значительном удалении сооружения от разбивочной основы, а также в условиях водного пространства для выноса в натуру точки C сооружения применяют прямую угловую засечку (рис. 126, б). Так же, как в предыдущем способе, по координатам пунктов C , I и II вычисляют дирекционные углы направлений $I-C$ и $II-C$, а затем разбивочные углы φ_1 и φ_2 , которые откладывают от исходной линии $I-II$ в ее конечных точках. Пересечение направлений $I-C$ и $II-C$ определяет на местности положение точки C . Контроль разбивки точки может быть осуществлен визированием с пункта III под вычисленным разбивочным углом φ_3 .

Средняя квадратическая погрешность прямой угловой засечки вычисляется по формуле

$$m = \frac{m_\varphi b}{\rho} \sqrt{\frac{\sin^2 \varphi_1 + \sin^2 \varphi_2}{\sin^4 (\varphi_1 + \varphi_2)} + m_\varphi^2}, \quad (17.17)$$

где m_φ — средняя квадратическая погрешность отложения углов φ_1 и φ_2 ; b — расстояние между опорными пунктами (базис засечки).

В тех случаях, когда величина погрешности, вычисленная по формуле (17.17), превышает заданный предел, определяемую точку редуцируют на проектное положение. Для этого в треугольнике $I-C'-II$ измеряют углы φ_1 , φ_2 и угол γ (рис. 127), вычисляют и распределяют угловую невязку. По уравненным углам и длинам сторон треугольника вычисляют фактические координаты его вершины C' исполнительные координаты $x'_{C'}y'_{C'}$ и сравнивают их с проектными x_C, y_C . Из решения обратной геодезической задачи находят элементы редукции

$$\begin{aligned} \operatorname{tg} \alpha_{C'-C} &= (y_C - y'_{C'}) / (x_C - x'_{C'}), \\ s &= (y_C - y'_{C'}) / \sin \alpha_{C'-C} = (x_C - x'_{C'}) / \cos \alpha_{C'-C}, \\ \beta &= \alpha_{C'-C} - \alpha_{C'-I}. \end{aligned}$$

По найденным значениям s и β смещают (редуцируют) точку на проектное положение C .

Способ прямоугольных координат. Этот способ удобен, если на участке строительства имеется строительная геодезическая сетка. В этом случае разбивочными элементами являются приращения координат Δx , Δy (рис. 126, в), вычисляемые как разность координат определяемой точки и ближайшей вершины строительной сетки. Так, например, для выноса в натуру точки C

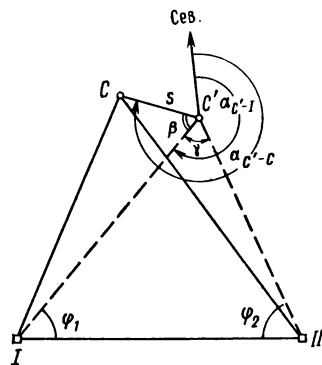


Рис. 127. Редуцирование точки на проектное положение

от центра знака b откладывается отрезок Δy , конец которого M закрепляется. В точке M устанавливают теодолит и при двух положениях круга восстанавливают к стороне $b-7$ перпендикуляр, по направлению которого откладывают величину Δx .

Средняя квадратическая погрешность разбивки точки способом прямоугольных координат определяется по формуле

$$m = \sqrt{m_{\Delta x}^2 + m_{\Delta y}^2 + (m_{90^\circ}^2/\rho^2) \Delta x^2 + m_{\phi}^2}, \quad (17.18)$$

где $m_{\Delta x}$, $m_{\Delta y}$ — средние квадратические погрешности отложений приращений координат; m_{90° — средняя квадратическая погрешность построения прямого угла; m_{ϕ} — ошибка фиксирования точки в натуре.

Способ линейной засечки рекомендуется применять при достаточной густоте пунктов разбивочной сети; при этом расстояние между ними и определяемой точкой не должно превышать длины мерного прибора. Как видно из рис. 126, z положение точки C определяется пересечением отрезков заданной длины L_1 и L_2 , отложенных от пунктов I и II .

Для оценки точности разбивки точки способом линейной засечки пользуются формулой

$$m = \sqrt{2m_L^2/\sin^2 \gamma + m_{\phi}^2}, \quad (17.19)$$

где m_L — средняя квадратическая ошибка отложения расстояний L_1 и L_2 ; γ — угол пересечения последних.

Способ створной засечки состоит в том, что определяемая точка получается на пересечении взаимно перпендикулярных визирных лучей по створам $I-I'$ и $II-II'$ (рис. 126, d), закрепленным на местности за пределами сооружения. Этот способ широко применяется при разбивке сооружений прямоугольной конфигурации, а при расстояниях между створными точками в пределах 20—30 м практикуется образование створов с помощью монтажных проволок (струн), натягиваемых в двух взаимно перпендикулярных направлениях.

§ 114. ИСПОЛНИТЕЛЬНЫЕ СЪЕМКИ

Исполнительной съемкой называется комплекс геодезических работ, выполняемый с целью определения фактического положения в плане и по высоте возведенных зданий и сооружений и их конструктивных элементов. В отличие от топографических съемок и других изыскательских работ, предшествующих строительству, исполнительными съемками завершаются его определенные этапы. Различают два вида исполнительных съемок: 1) текущие исполнительные съемки, необходимые для составления исполнительных чертежей по циклам и технологическим элементам строительства; 2) съемки для составления исполнительного генерального плана.

Отчетными документами текущих исполнительных съемок являются исполнительные чертежи котлованов, фундаментов и их закладных частей, схемы положения колонн, подкрановых путей, поэтажные чертежи и т. п. Они содержат данные для корректировки

выполненных работ и обеспечения качественного монтажа сборных конструкций и их частей.

Исполнительной съемке второго вида подлежат все законченные строительством объекты промышленного, жилищного и культурно-бытового назначения, подземные и наземные сооружения линейного типа, транспортные сети, элементы благоустройства и вертикальной планировки. По результатам этой съемки составляется исполнительный генеральный план, используемый в дальнейшем для нужд эксплуатации всего промышленного или жилого комплекса, а также для его реконструкции и дальнейшего развития.

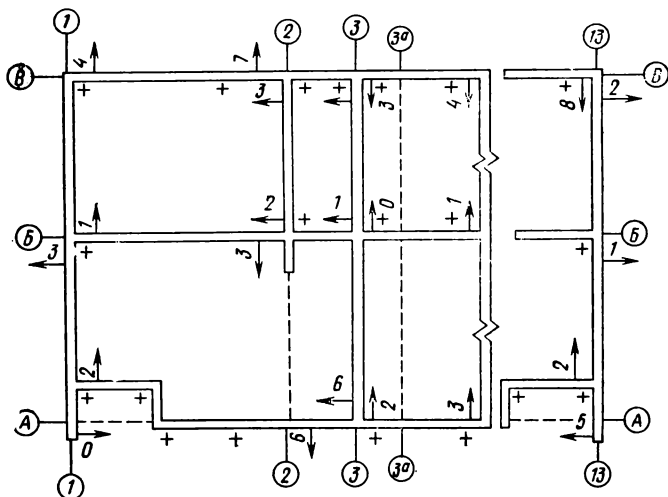


Рис. 128. Исполнительная схема фундаментных блоков крупнопанельного жилого дома

Текущая исполнительная съемка планового положения конструкции выполняется с пунктов разбивочной сети, с разбивочных осей или линий, им параллельных, способами прямоугольных координат, линейных и створных засечек. Высотное положение конструкций определяется геометрическим нивелированием, а их вертикальность контролируется теодолитом. При этом погрешность всех видов измерений не должна превышать величин, вычисленных по формуле (17.2).

На исполнительных чертежах (рис. 128), составленных по данным текущей исполнительной съемки, указываются проектные и фактические размеры конструкций, их отметки, расстояния между осями, направления и величины отклонений элементов конструкций от проектного положения.

Исполнительный генеральный план является единственным средством заключительного контроля реализации генплана строительства в соответствии с требованиями строительных норм и правил и технических условий на производство и приемку строительных

работ. Геодезическим обоснованием съемки для составления исполнительного генерального плана являются пункты триангуляции, полигонометрии, строительных сеток, теодолитных ходов и реперы ходов геометрического нивелирования. Так как в ходе строительства часть этих пунктов уничтожается, то в состав исполнительной съемки входит также их восстановление и в некоторых случаях создание новой схемы геодезической разбивочной сети.

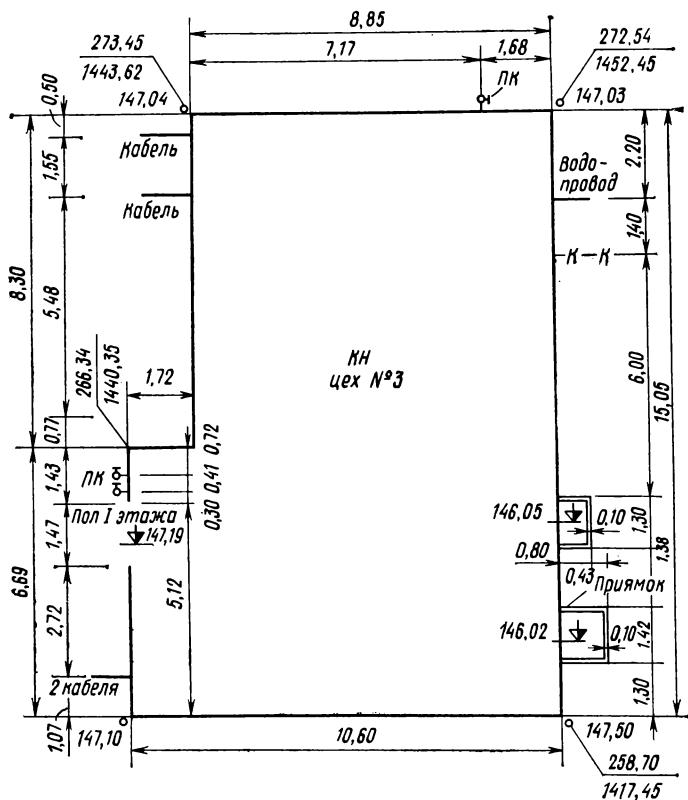


Рис. 129. Исполнительный обмерный чертеж цеха промышленного предприятия

Методика и точность исполнительных съемок обусловлены требованиями к возведенным зданиям и сооружениям при их технической приемке в эксплуатацию. Плановое положение характерных точек объектов определяется способами перпендикуляров и линейных засечек, полярным способом и способом створов с допустимой ошибкой в пределах 10 мм. Съемка сопровождается обмерами каждого здания; ее особенностью является непосредственное определение прямоугольных координат таких точек, как углы капитальных зданий и сооружений, выходы и вершины углов поворота подземных коммуникаций, пересечение осей дорог и проездов. Высотная съемка сводится к нивелированию тех же характерных точек, а также

обрезов фундаментов, полов, приемков, дна лотков, трубопроводов с точностью 5 мм.

Одновременно с производством съемочных работ определяется полная техническая характеристика каждого элемента инженерного оборудования с последующим ее отражением в исполнительном генплане. В результате исполнительный генеральный план получает настолько большое количество информации, что его невозможно отобразить на топографическом плане даже такого крупного масштаба, как 1 : 500. Поэтому исполнительный генеральный план создается в виде целого комплекса дополняющих друг друга документов: план территории промышленного предприятия или жилого массива в масштабе 1 : 500, исполнительные планы отдельных сложных участков в масштабе 1 : 200, обмерные чертежи зданий и их отдельных частей в масштабе 1 : 100 и крупнее. На рис. 129 изображен исполнительный обмерный чертеж цеха промышленного предприятия.

Глава 18

ГЕОДЕЗИЧЕСКИЕ НАБЛЮДЕНИЯ ЗА СМЕЩЕНИЯМИ И ДЕФОРМАЦИЯМИ ИНЖЕНЕРНЫХ СООРУЖЕНИЙ

§ 115. ОБЩИЕ СВЕДЕНИЯ О СМЕЩЕНИЯХ И ДЕФОРМАЦИЯХ ИНЖЕНЕРНЫХ СООРУЖЕНИЙ

В процессе проектирования инженерных сооружений действительные свойства строительных материалов и фактическая схема конструкций заменяются расчетными. Полученные при этом характеристики устойчивости и прочности сооружений носят приближенный характер. Невозможно также и точное определение поведения грунтов под сооружением. И хотя теоретические данные о способности сооружений выдерживать предполагаемые нагрузки проверяются на моделях путем лабораторных испытаний и исследований, действительная статическая работа сооружения и его элементов всегда отличается от расчетной. В отдельных случаях это несоответствие бывает настолько велико, что возникает пространственное смещение сооружения, вызывающее его деформацию в виде прогибов, перекосов, образования трещин и крена. Если все эти явления не будут своевременно обнаружены и не будут приняты меры к их устранению, то может возникнуть опасность разрушения сооружения. Вот почему с момента закладки и в течение строительного и эксплуатационного периодов за сооружением проводится целый комплекс натуральных наблюдений, в котором важное место отводится геодезическим измерениям.

Всякое пространственное смещение сооружения может быть разделено на два составляющих — в плане и по высоте. Смещение сооружения в горизонтальной плоскости называют сдвигом, а в вертикальной — осадкой. Для их определения в тело сооружения закладываются контрольные знаки; схема их размещения

обусловлена формой и конструкцией сооружения, а также геологическими и гидрогеологическими условиями местности. Наблюдения за положением контрольных знаков ведутся с пунктов специально создаваемой на строительной площадке геодезической сети. Эти пункты, называемые опорными, располагают на устойчивых грунтах, гарантирующих их неподвижность.

Допустимые ошибки определения сдвигов и осадок сооружений регламентируются специальной инструкцией и не должны превышать величин, приведенных в табл. 17.

Т а б л и ц а 17

Сооружения	Величины допустимых ошибок, мм	
	сдвиги	осадки
Бетонные сооружения на скальных основаниях	1	1
То же на сжимаемых основаниях	2	2
Земляные сооружения в течение строительного периода	5—10	10
То же в течение эксплуатационного периода	3—5	5
Подъем dna строительного котлована		
— скальные грунты	—	1—2
— сжимаемые грунты	—	5
Оползни	10	30—50

§ 116. ИЗМЕРЕНИЕ ГОРИЗОНТАЛЬНЫХ СМЕЩЕНИЙ СООРУЖЕНИЙ

Для измерения сдвигов сооружений применяют, главным образом, створный, тригонометрический (реже полигонометрический) способы и способ отдельных направлений.

Створный способ заключается в измерении смещения l_i контрольного знака i со створа опорной линии AB , обычно совпадающей с осью сооружения или параллельно ей (рис. 130).

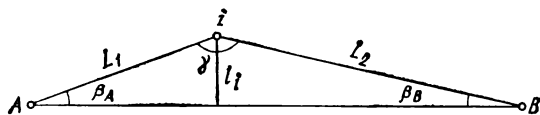


Рис. 130. Створный способ определения сдвига сооружения

Величина l_i может быть измерена непосредственно с помощью подвижной марки, установленной на контрольном знаке i (рис. 131, б). Вращением наводящего винта визирная цель марки вводится в совпадающую со створом AB коллимационную плоскость высокоточного теодолита, установленного в пункте A . Отсчет по шкале марки определит величину искомого смещения l_i . Полученный результат контролируется наблюдением марки с пункта B .

Эта же задача может быть решена путем измерения малых углов β_A и β_B , образованных створом AB и направлениями Ai и Bi на установленную над контрольным знаком неподвижную марку

(рис. 131, а). Измерив с точностью 1 : 1000 расстояние L_1 и L_2 , вычисляют сдвиг l_i по формуле

$$l_i = L_1 \beta'_A / \rho'' = L_2 \beta'_B / \rho''.$$

В условиях плохой видимости по створу AB вместо углов β_A и β_B измеряют угол γ на контрольном знаке, тогда:

$$l_i = \frac{(180^\circ - \gamma) L_1 \cdot L_2}{\rho (L_1 + L_2)}.$$

Тригонометрические способы. В горной местности, когда контрольные знаки и опорные пункты располагаются

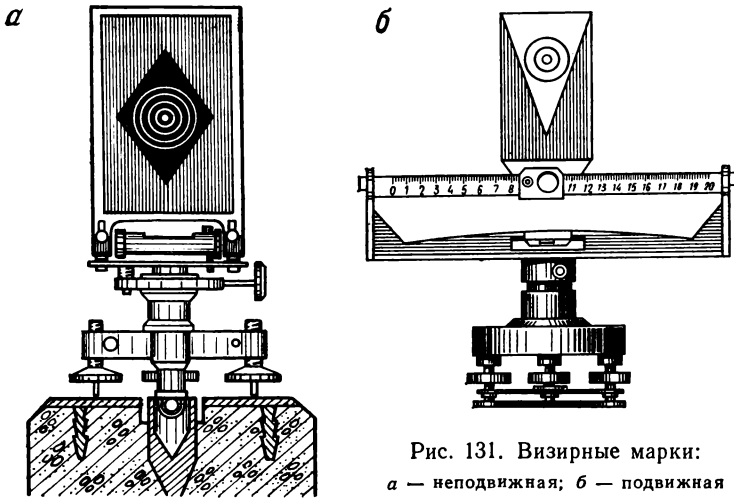


Рис. 131. Визирные марки:
а — неподвижная; б — подвижная

на разных уровнях или при невозможности образовать створ, для наблюдений за горизонтальными смещениями сооружений пользуются способом триангуляции. Сущность способа состоит в периодическом определении координат контрольных знаков, включенных в триангуляционную сеть. По разностям координат в смежных циклах наблюдений определяют сдвиг сооружения.

На рис. 132 изображена сеть триангуляции, построенная для наблюдений за горизонтальными смещениями арочной плотины. Базисной стороной сети является наиболее удаленная от сооружения сторона $I-II$; с ближайших к плотине опорных пунктов V , VI и VII прямыми угловыми засечками определяют координаты контрольных знаков 1 , 2 , 3 . Неизменность положения пунктов сети контролируется путем измерения направлений на удаленные ориентиры.

Недостатком способа триангуляции является его трудоемкость; в течение длительного периода полевых и камеральных работ положение сооружения может измениться. Поэтому все чаще триангуляционная сеть заменяется трилатерацией с использованием преци-

зионных светодальномеров. В этом случае повышается не только эффективность наблюдений, но и точность их результатов.

Способ отдельных направлений состоит в повторных измерениях горизонтального угла β_1 с вершиной на опорном пункте M (рис. 133) между направлениями на ориентирный пункт O_1 и на контрольный знак A , закрепленный на сооружении. По изменению $\Delta\beta_1$, угла β_1 и измеренному расстоянию $MA = L_1$ вычисляют линейное смещение контрольного знака A по формуле

$$l = \Delta\beta_1'' L_1 / \rho''.$$

Для контроля одновременно измеряют угол β_2 в опорного пункта N .

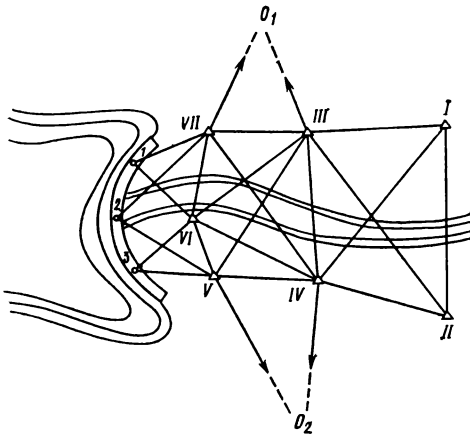


Рис. 132. Определение сдвига способом триангуляции

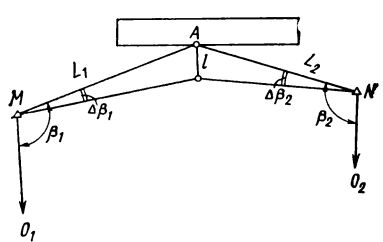


Рис. 133. Определение сдвига способом отдельных направлений

Способ отдельных направлений имеет ряд преимуществ по сравнению с предыдущими: он не требует определения координат контрольных знаков и применим при любой схеме их расположения.

§ 117. НАБЛЮДЕНИЯ ЗА ОСАДКАМИ СООРУЖЕНИЙ

Основным способом определения величин осадок сооружений является высокоточное геометрическое нивелирование и в некоторых случаях — гидростатическое.

Вокруг сооружения вне зоны возможных деформаций грунтов создается сеть из 3—4 глубинных реперов, закладываемых в коренные породы. В целях обеспечения неизылемости глубинного репера его ограждают от соприкосновения с активным слоем грунта и предохраняют от гидротермического воздействия с помощью специальных защитных устройств.

Определение величины осадок состоит в измерении превышений между опорными реперами и контрольными знаками через выбранные промежутки времени. Разности высот одного и того же знака, вычисленные в смежных циклах наблюдений, характеризуют величину осадки знака и соответствующей части сооружения. По результатам наблюдений составляют график хода осадок.

Методика нивелирования контрольных знаков имеет ряд особенностей: нивелирование производится по постоянно закрепленным связующим точкам, длина визирного луча ограничена в пределах 10—20 м, равенство плеч выдерживается с большой точностью. В горных районах для определения осадок сооружений применяют тригонометрическое нивелирование с использованием высокоточных теодолитов, обеспечивающих измерение вертикальных углов с ошибкой не более 1".

§ 118. НАБЛЮДЕНИЯ ЗА КРЕНОМ СООРУЖЕНИЙ

Креном называется отклонение сооружения от проектного положения в вертикальной плоскости; причиной его возникновения является неравномерная осадка основания сооружения. Геометрическая сущность измерения крена сводится к определению взаимного положения двух таких точек A и B сооружения, которые по техническим условиям проекта должны лежать на одной отвесной линии (рис. 134, a). Проще всего полная угловая величина крена γ получается проектированием с помощью отвеса точки A на горизонталь-

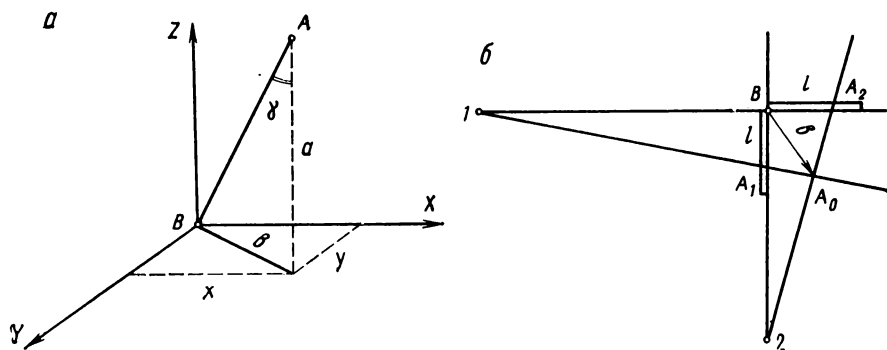


Рис. 134. Определение крена сооружения:
 a — с помощью отвеса; b — с помощью теодолита

ную плоскость. Измерив высоту a точки A и длину b ортогональной проекции прямой AB находят:

$$\gamma = \arctg (b/a).$$

Для этой же цели можно воспользоваться теодолитом с накладным уровнем, установив его последовательно на створных знаках 1 и 2 взаимно перпендикулярных осей сооружения (см. рис. 134, b). Точка A проектируется при двух положениях вертикального круга на миллиметровую линейку l , располагаемую поочередно в направлении створов 2— B и 1— B . Точки A_1 и A_2 фиксируют по средним из отсчетов по шкале линейки при круге право и круге лево; длину отрезка b находят графически, продолжив направления 1— A_1 и 2— A_2 до их пересечения в точке A_0 .

§ 119. ФОТОГРАММЕТРИЧЕСКИЕ МЕТОДЫ ИЗМЕРЕНИЯ ДЕФОРМАЦИЙ

Сущность фотограмметрических методов измерения деформаций заключается в периодической фототеодолитной съемке сооружения и в сравнении координат его точек $X_0Y_0Z_0$ и $X_iY_iZ_i$, определенных соответственно в периоды начального и текущего циклов наблюдений. Для измерения деформаций только в вертикальной плоскости сооружение фотографируется с одной установки прибора. В этом случае боковой сдвиг точки ΔX , т. е. смещение ее в плоскости, перпендикулярной оси камеры, и осадка ΔZ вычисляются по формулам (см. гл. 15)

$$\left. \begin{aligned} \Delta X &= X_i - X_0 = (Y/f) \Delta x, \\ \Delta Z &= Z_i - Z_0 = (Y/f) \Delta z, \end{aligned} \right\} \quad (18.1)$$

где Δx , Δz — измеренные на снимке смещения точки вдоль осей X и Y .

При правильной организации работ влияние ошибок входящих в формулы (18.1) величин Y и f можно свести к минимуму; тогда ошибка определения ΔX и ΔZ не превысит 1—2 мм.

Если в процессе наблюдений требуется найти третью составляющую ΔY пространственного смещения точки сооружения, последняя фотографируется с двух концов базиса B . В этом случае, измерив на снимках стереопары координаты и параллаксы p_0 и p_i определяемых точек, вычисляют компоненты суммарной деформации по формулам

$$\begin{aligned} \Delta Y &= Y_i - Y_0 = Bf \left(\frac{p_0 - p_i}{p_0 p_i} \right), \\ \Delta X &= X_i - X_0 = Bf \left(\frac{p_0 x_i - p_i x_0}{p_0 p_i} \right), \\ \Delta Z &= Z_i - Z_0 = Bf \left(\frac{p_0 z_i - p_i z_0}{p_0 p_i} \right). \end{aligned}$$

При условии строгого соблюдения единообразия установки фото-теодолитов и тщательного их центрирования можно определить величины смещений ΔY , ΔX , ΔZ с точностью 2—3 мм.

Несмотря на сравнительно высокую стоимость фототеодолитной съемки и сложность технологии обработки ее результатов, фотограмметрические методы наблюдений за деформациями часто оказываются предпочтительнее геодезических; они позволяют определять одновременно пространственное положение значительного числа точек, в том числе и недоступных, без размещения в сооружении специальных контрольных знаков.

§ 120. ОСНОВНЫЕ СВЕДЕНИЯ ПО ТЕХНИКЕ БЕЗОПАСНОСТИ ПРИ ВЫПОЛНЕНИИ ИНЖЕНЕРНО-ГЕОДЕЗИЧЕСКИХ РАБОТ

Все виды геодезических работ должны выполняться при строгом соблюдении правил техники безопасности, разработанных применительно к конкретным условиям.

При инженерных изысканиях несчастные случаи обычно связаны с природными условиями: грозы, лесные пожары, наводнения, горные обвалы, источники инфекционных заболеваний. Для предупреждения несчастных случаев даются соответствующие рекомендации и правила, проводятся профилактические прививки; каждое полевое подразделение снабжается медикаментами. При производстве геодезических работ на стройплощадках соблюдаются правила техники безопасности, принятые для данного строительного объекта, например, правила ограждения котлованов и их крепления, правила установки геодезических знаков вблизи кабелей. Лица, выполняющие геодезические работы на крутых склонах речных долин, обязаны предварительно пройти специальную альпинистскую подготовку. Геодезический контроль монтажа строительных конструкций должен производиться с мест, защищенных настилами с козырьками, расположенными по периметру здания. Трапы и помосты, на которых находятся геодезисты во время работы, ограждаются перилами. При работе на высоте геодезисты обязаны пользоваться страховым поясом, закрепленным на колонне или монтажной петле бетонной конструкции.

Во время работы на транспортных магистралях и на проезжей части улиц должны выставляться специальные сигнальщики, предупреждающие о приближении поездов и автомашин. Геодезические работы на улицах с интенсивным движением должны быть согласованы с отделом РУД.

В процессе геодезического обслуживания функционирующих сооружений необходимо соблюдать правила электробезопасности: ограждение голых токоведущих частей электроустройств, заземление кожухов рубильников и металлических деталей электродвигателей, работа в диэлектрических перчатках и галошах. Съемка подземных коммуникаций должна быть согласована с отделом архитектора города с целью получения необходимых данных о подземном хозяйстве данного района. Перед спуском в колодец газопровода необходимо с помощью газоанализатора проверить наличие в нем вредного газа; в случае его обнаружения колодец проветривается.

При работе на строительной площадке с использованием лазеров необходимо следить за тем, чтобы лазерный луч не выходил за ее пределы и располагался по возможности выше головы или ниже пояса работающих. Запрещается вскрывать приборы и блок питания во включенном состоянии или пользоваться ими без предварительного их заземления. Место, где ведутся работы с лазером, должно быть ограждено и оборудовано предупредительной сигнализацией или сигнальными лампами. Все находящиеся на стройплощадке должны быть своевременно проинструктированы о вредном воздействии лазерного луча на сетчатку глаз.

РАЗДЕЛ ШЕСТОЙ

**ИНЖЕНЕРНО-ГЕОДЕЗИЧЕСКИЕ РАБОТЫ
ПРИ СТРОИТЕЛЬСТВЕ РАЗЛИЧНЫХ СООРУЖЕНИЙ**

Глава 19

**ГЕОДЕЗИЧЕСКИЕ РАБОТЫ В ПРОМЫШЛЕННОМ,
ГРАЖДАНСКОМ, СЕЛЬСКОХОЗЯЙСТВЕННОМ
И ТЕПЛОЭНЕРГЕТИЧЕСКОМ СТРОИТЕЛЬСТВЕ**

**§ 121. ТОПОГРАФИЧЕСКАЯ ОСНОВА ДЛЯ СОСТАВЛЕНИЯ
ПРОЕКТОВ СООРУЖЕНИЙ ПРОМЫШЛЕННОГО,
ГРАЖДАНСКОГО, ТЕПЛОЭНЕРГЕТИЧЕСКОГО
И СЕЛЬСКОХОЗЯЙСТВЕННОГО СТРОИТЕЛЬСТВА**

Для осуществления проектно-планировочных работ необходима топографическая основа, т. е. карты и планы, составленные по данным топографических съемок территории строительства. Полнота и содержание топографических данных должны отвечать требованиям различных видов и стадий строительства; недостаточные точность и детальность карты или плана приводят к необходимости переработки проекта и изменениям сроков строительства. Напротив, необоснованное укрупнение масштаба съемки вызывает дополнительные материальные затраты. Другим фактором, определяющим ценность топографической основы, является ее современность. В процессе производства строительных работ изменяются ситуация и рельеф местности, и составленные ранее карты и планы быстро устаревают. Поэтому на территории строительства выполняются регулярные съемки текущих изменений с целью постоянного обновления топографической основы.

В соответствии с требованиями инструкции по инженерным изысканиям для строительства проектирование промышленных предприятий на первой стадии (проект) осуществляется на планах в масштабе 1 : 2000 с высотой сечения рельефа 1,0—0,5 м.

Планы масштаба 1 : 1000 с высотой сечения рельефа 0,5 м используются для составления рабочей документации незастроенных или малозастроенных строительных площадок. В случае проектирования объектов промышленного и городского строительства на территориях с капитальной застройкой и густой сетью коммуникаций масштаб топографических планов увеличивается до 1 : 500 при высоте сечения рельефа 0,5 м.

Топографической основой генерального плана тепловых электростанций (в том числе и на ядерном горючем) на стадии проекта служат планы в масштабе 1 : 2000 с высотой сечения рельефа 1,0—0,5 м. В дополнение к ним на весь район строительства составляется

ситуационный план в масштабе 1 : 10 000, на который, кроме существующей ситуации, наносятся все сооружения проектируемой ТЭС, трассы прокладываемых подъездных путей, линии электропередач и границы санитарной зоны. Для обоснования проектных работ на стадии рабочей документации пользуются планами в масштабе 1 : 1000 с высотой сечения рельефа 0,5 м. В случае примыкания стройплощадки ТЭС к территории крупного населенного пункта, а также при большом количестве наземных и подземных коммуникаций на отдельные участки составляются планы в масштабе 1 : 500.

Создаваемые на территории городов и промышленных предприятий опорные геодезические сети должны служить основой не только для топографических съемок указанных масштабов, но и для переноса проекта в натуру. Это обстоятельство определяет плотность (густоту пунктов) опорных геодезических сетей. При съемках в масштабе 1 : 5000 на 20—30 км² площади должен приходиться один пункт государственной триангуляции или полигонометрии I—IV классов и два-три репера государственного нивелирования II—IV классов. Съемки в масштабе 1 : 2000 требуют увеличения плотности сетей до одного пункта триангуляции или полигонометрии на 5—15 км² и одного репера на 5—7 км².

Для обоснования топографических съемок масштабов 1 : 1000 и 1 : 500 плотность опорной геодезической сети увеличивается путем построения сетей сгущения и доводится до 4 пунктов разрядной триангуляции, трилатерации и полигонометрии на 1 км² на застроенной и до 1 пункта на 1 км² на незастроенной территории. В тех случаях, когда для принятия проектных решений требуется не точность топографического плана, а лишь его наглядность, планы масштабов 1 : 5000, 1 : 2000 и 1 : 1000 разрешается увеличивать до планов в масштабах соответственно 1 : 2000, 1 : 1000 и 1 : 500.

Характерной чертой современного сельскохозяйственного строительства является его комплексность и индустриализация, предусматривающие проектирование и возведение крупных узлов (комплексов) зданий и сооружений, связанных единым производственным процессом, строящихся с применением унифицированных строительных конструкций и технологического оборудования. Поэтому все сказанное о требованиях к топографической основе со стороны промышленного и гражданского строительства относится также к объектам сельскохозяйственного строительства.

§ 122. СОЗДАНИЕ ГЕОДЕЗИЧЕСКОЙ РАЗБИВОЧНОЙ ОСНОВЫ НА СТРОИТЕЛЬНОЙ ПЛОЩАДКЕ

При возведении современных крупноразмерных объектов промышленного и теплоэнергетического строительства требуется особо точное соблюдение проектной схемы геометрически и технологически связанных между собой сооружений. Для этого на строительной площадке создается специальная разбивочная основа, обеспечивающая взаимную увязку всех элементов проекта и получение исходных данных для выноса проекта в натуру.

Одним из наиболее распространенных видов геодезической разбивочной основы является строительная сетка; сведения о ее проектировании даны в § 109. Предварительная разбивка строительной сетки от пунктов опорной геодезической сети выполняется в следующем порядке (см. рис. 119). Вначале выносят в натуру полярным способом два главных направления сетки MO и ON ; при этом координаты их концов определяют графически на плане, на котором запроектирована сетка. От этих главных направлений разбивают с точностью $1 : 1000$ — $1 : 2000$ все фигуры сетки и закрепляют их

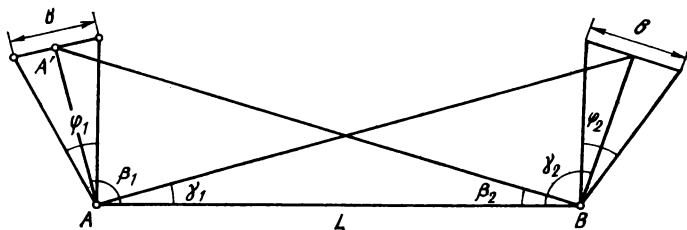


Рис. 135. Звено короткобазисной параллактической полигонометрии

временными знаками. Затем по всем вершинам сетки прокладывают полигонометрические ходы и вычисляют фактические (исполнительные) координаты каждой вершины. По разностям исполнительных и проектных координат определяют элементы редукции, редуцируют пункты сетки на проектное положение (см. § 113) и закрепляют их постоянными железобетонными знаками.

Правильность редуцирования проверяется контрольными измерениями на каждом втором пункте сетки и выборочными промерами ее отдельных сторон. Если измеренные углы отличаются от 90° не более, чем на 10 — $15''$, а разница в длинах сторон не превышает 10 — 15 мм координаты пунктов сетки принимают равными проектным.

Для измерения длин сторон строительной сетки широко используются светодальномеры, а также метод короткобазисной параллактической полигонометрии, сущность которого состоит в следующем. Над вспомогательной точкой A' вблизи пункта A (рис. 135) стороны AB строительной сетки располагают перпендикулярно линии визирования AA' постоянный базис b длиной 2 или 3 м и измеряют теодолитом углы φ_1 и β_1 , а также угол β_2 в точке B .

Длину стороны $AB = L$ вычисляют по формуле

$$L = [b \operatorname{ctg} (\varphi_1/2) \sin (\beta_1 + \beta_2) / (2 \sin \beta_2)].$$

Для обеспечения контроля измерений и повышения их точности каждую сторону сетки определяют дважды, располагая базис на ее другом конце в точке B и измеряя углы φ_2 , γ_1 и γ_2 .

При строительстве зданий значительной протяженности применяется разбивочная сеть, состоящая из ряда четырехугольников

с углами, близкими к прямым (рис. 136). В каждом из четырехугольников измеряются все углы и одна сторона b_1, b_2, \dots, b_n , а в одном четырехугольнике — две смежные стороны — b и a . Остальные стороны вычисляются по формулам

$$c = [a \sin A + b \sin (C + D)] / \sin D,$$

$$d = [b \sin C + a \sin (A + D)] / \sin D.$$

По этим данным определяются все остальные стороны четырехугольников и вычисляются координаты их вершин.

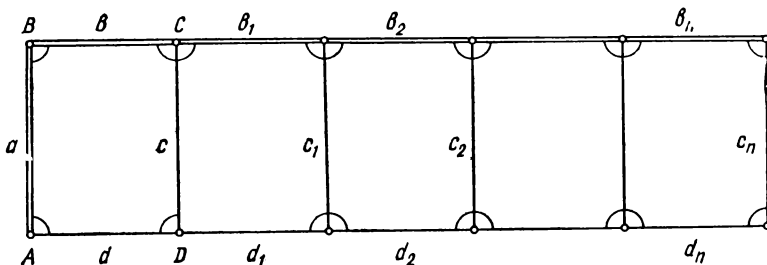


Рис. 136. Цепь четырехугольников без диагоналей

Высотной разбивочной основой в условиях массовой застройки служат пункты геодезической строительной сетки, высоты которых определены нивелированием IV класса. На крупных промышленных объектах и для зданий повышенной этажности прокладываются ходы нивелирования III и II классов. Государственная нивелирная сеть сгущается строительными реперами из расчета не менее двух для каждого объекта строительства, а для многосекционных зданий — по одному строительному реперу на каждую секцию. Схема расположения реперов должна обеспечивать передачу высот с одной установки нивелира на максимальное число элементов возводимого здания или сооружения.

Пункты плановой и высотной разбивочных сетей закрепляются временными (деревянные колья, металлические штыри, обрезки газовых труб, костыли) или постоянными знаками. Временные знаки используются для выполнения текущих операций на определенном цикле строительства, постоянные знаки закладываются с расчетом использования и в период эксплуатации сооружения (рис. 137).

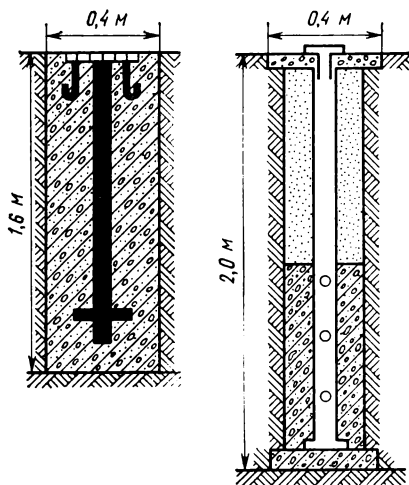


Рис. 137. Знаки разбивочной сети

§ 123. РАЗБИВКА И ЗАКРЕПЛЕНИЕ ОСЕЙ СООРУЖЕНИЙ

На разбивочном чертеже (рис. 138) изображена часть строительной сетки, от сторон которой № 11—12 и № 11—21 необходимо вынести в натуру основные оси сооружения прямоугольной формы I—II—III—IV. Исходными данными для разбивки являются координаты точек, фиксирующие положение осей (на рис. 138 подписаны координаты двух точек из четырех), и вычисленные расстояния между этими точками и вершинами сетки. Установив в пункте № 11 теодолит, направляют его трубу на пункт № 12 и откладывают

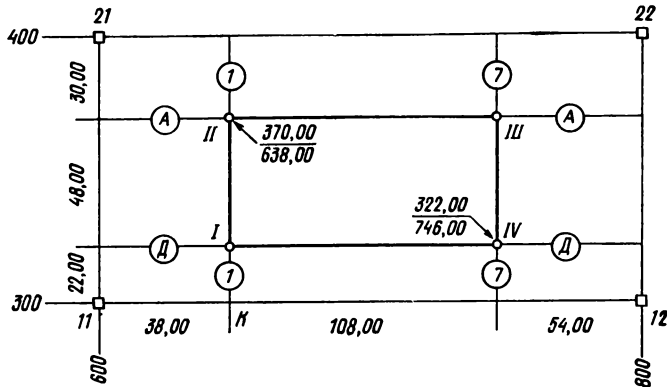


Рис. 138. Разбивка сооружения от пунктов строительной сетки

расстояние $\Delta y_1 = 38,00$ м. В закрепленную временным знаком точку K переносят теодолит и при двух положениях вертикального круга строят прямой угол (см. § 112). Отложив вдоль перпендикуляра отрезок $\Delta x_1 = 22,00$ м, получают точку I и закрепляют ее временным знаком. По створу $K - I$ откладывают проектную ширину сооружения 48,00 м и определяют таким образом положение точки II . Аналогичным способом разбиваются и закрепляются точки III и IV . Разбивку осей проверяют привязкой точек II и III соответственно к пунктам № 21 и 22, а также контрольными измерениями диагоналей $I - III$ и $II - IV$ и прямых углов между осями. Для сохранения основных осей на весь период строительства каждую из них закрепляют створными знаками $a - a'$, $b - b'$, $c - c'$, $d - d'$ и т. д. (рис. 139). Знаки располагают вне зоны земляных работ и с таким расчетом, чтобы обеспечить возможность переноса осей на верхние ярусы сооружения. Для выполнения в дальнейшем детальной разбивки параллельно контуру сооружения на расстоянии 4—5 м от него устраивают строительную обноску в виде острого досок, укрепленных на столбах в строго горизонтальном положении. С помощью теодолита на обноску переносят основные оси сооружения (см. рис. 139). Зрительную трубу установленного над точкой I прибора направляют на точку II и фиксируют карандашом положение центра сетки нитей на верхнем обрезе доски (осевая

риска I'). Переведя трубу через зенит, намечают риску I'' на противоположной стороне обноска. Продольную ось $D - D$ переносят на обноску последовательным визированием на точку IV и в противоположном направлении (риски D' и D''). Таким же приемом фиксируются на обноске с точек II , III и IV остальные оси сооружения, после чего фактические расстояния между осями измеряют стальной рулеткой с введением поправок за компарирование и температуру в результаты измерений. Приняв направления какой-либо пары взаимно перпендикулярных осей (например, $D - D$ и $I - I$)

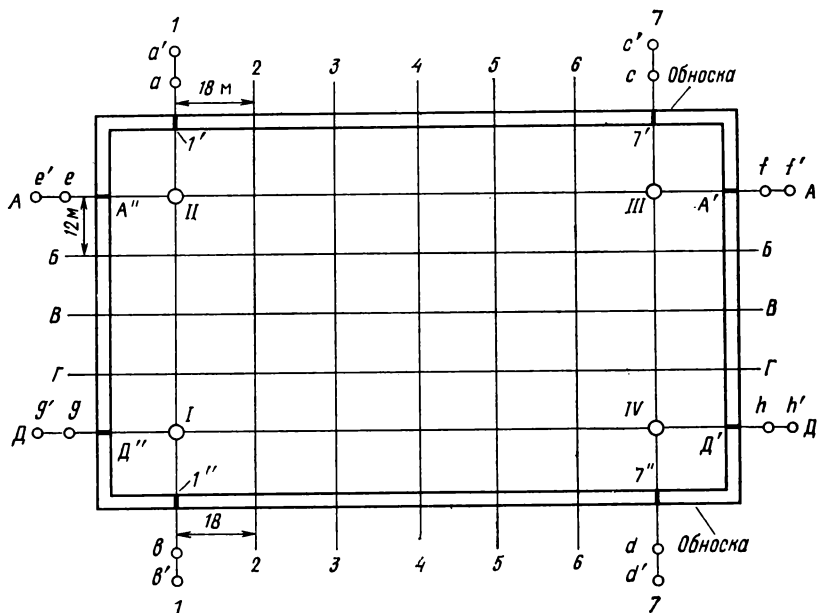


Рис. 139. Перенос осей сооружения на обноску

за исходные, смещают остальные осевые риски так, чтобы расстояния между ними были точно равны проектным.

Вслед за основными осями разбивают промежуточные, откладывая указанные на разбивочном чертеже межосевые интервалы: 18 м в продольном и 12 м — в поперечном направлениях.

Окончательное положение каждой из осей закрепляют гвоздем и обозначают несмываемой краской с указанием номера оси. Межсекционные оси, сохранность которых должна быть обеспечена на длительный период, закрепляют створными знаками.

§ 124. ГЕОДЕЗИЧЕСКИЕ РАБОТЫ ПРИ СООРУЖЕНИИ КОТЛОВАНОВ

Задачей геодезиста на этом этапе строительства является разбивка от основных осей контура котлована в соответствии с данными разбивочного чертежа, определяющими форму и размеры котлована

по габаритам нижнего обреза фундамента (рис. 140). Для этого по вынесенным на обноску рискам основных осей натягивают монтажные проволоки (рис. 141), в местах пересечения проволок опускают отвесы и их проекции закрепляют кольями. Чтобы разбить верхнюю бровку котлована, от его нижнего контура откладывают по перпендикулярам к осям расстояние d , вычисляемое по формуле

$$d = m (H_1 - H_0 + iL)/(1 + mi),$$

где H_1 — отметка строительного репера, H_0 — проектная отметка дна котлована, m — коэффициент откоса котлована, L — горизон-

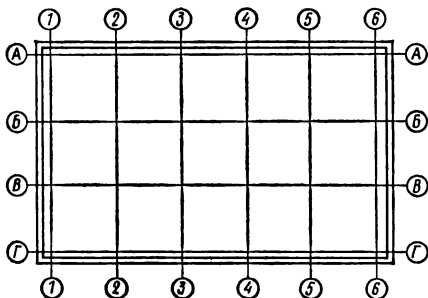


Рис. 140. Разбивочный чертеж котлована

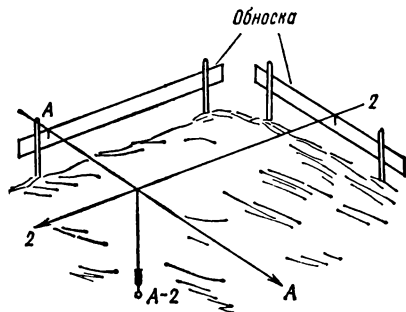


Рис. 141. Разбивка контура котлована

тальное расстояние от строительного репера до бровки дна котлована

$$i = (H_2 - H_1)/l;$$

здесь H_2 — отметка земли по внешнему контуру здания, l — расстояние от внешнего контура здания до строительного репера.

До начала выемки грунта площадь котлована нивелируют, устанавливая рейку в точках пересечения продольных и поперечных осей (например, в точках 2—А, 2—Б и т. д. на рис. 140). По данным ежедневного нивелирования составляют поперечники вдоль каждой из поперечных осей и подсчитывают текущие объемы земляных работ (см. § 108). Если глубина котлована не превышает 2 м, нивелирование производится с бровки котлована. При большей глубине котлована на его дне закладывают репер и передают на него отметку от основной нивелирной сети стройплощадки. Для этого к установленному на бровке кронштейну (рис. 142) прикрепляют стальную рулетку. К нулевому концу рулетки прикрепляют груз в 10 кг и погружают его в ведро с жидкостью. С помощью двух нивелиров, расположенных наверху и внизу, берут одновременно отсчеты b_1 и b_2 по рулетке и отсчеты a и c по верхней и нижней рейкам. Отметку репера на дне котлована вычисляют по формуле

$$H_{\text{рп2}} = H_{\text{рп1}} + a - (b_2 - b_1) - c.$$

Осуществляемый при помощи репера текущий контроль объемов земляных работ должен обеспечить недобор выемки грунта на 10—

20 см по сравнению с проектной отметкой. Оставшийся слой земли выбирается непосредственно перед укладкой фундамента. Бровка траншеи для ленточных фундаментов также разбивается от основных осей здания с предусмотренным проектом запасом по ширине для установки опалубки. Разбивка контура котлована под столбчатые фундаменты производится от центров фундаментов, положение которых определяется промерами в створе основных осей сооружения. По окончании выемки грунта до проектной отметки на дне котлована вторично разбивают контур основания фундамента.

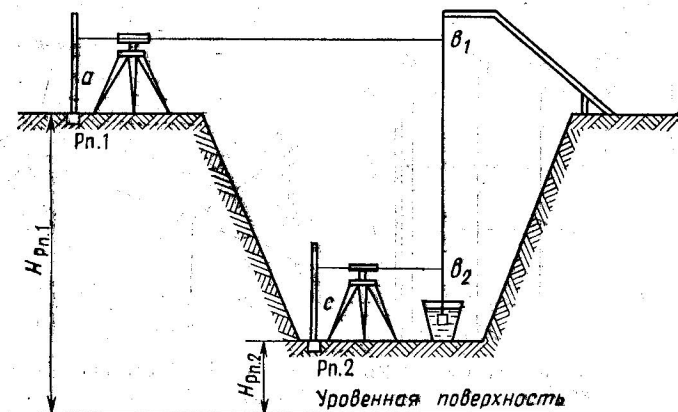


Рис. 142. Передача отметки на дно глубокого котлована

Исполнительную съемку котлована в плане и по высоте выполняют путем промеров стальной рулеткой от разбивочных осей до бровок котлована и нивелированием его дна. По результатам съемки составляется исполнительная схема котлована.

§ 125. ГЕОДЕЗИЧЕСКИЕ РАБОТЫ ПРИ ВОЗВЕДЕНИИ ФУНДАМЕНТОВ

Плановая и высотная разбивка фундаментов является одним из ответственных этапов геодезического обслуживания нулевого цикла строительства. От правильной установки фундаментов и их закладных частей в проектное положение во многом зависит как точность возведения всего каркаса здания, так и его устойчивость. Состав и точность геодезических работ определяются типом сооружаемого фундамента. Перед монтажом сборного фундамента на фундаментных блоках установочными рисками обозначают положение осей (рис. 143). Для укладки блоков вдоль продольной оси между метками ее на обноске натягивают стальные струны 1 и прикрепляют к ним отвесы 2. Перемещая по дну котлована угловые 3 и маячные 4 блоки, добиваются совпадения отвесов с рисками 7 осей блоков. Натянув затем по граням уложенных блоков струну-причалку 5, укладывают по ней промежуточные блоки 6. Правильность монтажа блоков по высоте контролируют геометрическим нивелированием.

Далее натягивают струны по поперечным осям котлована и по ответам монтируют блоки в поперечном направлении. При значительной длине здания (более 50 м) разбивка осей блоков производится с помощью теодолита. Установив теодолит над створным знаком оси, направляют трубу на противоположный створный знак или соответствующую выноску оси на обноске. Блоки перемещают относительно створа визирной оси трубы до тех пор, пока вертикальная нить сетки не совпадет с установочной рисккой блока. Уложенный первый ряд блоков нивелируется; если отклонения отметок их верх-

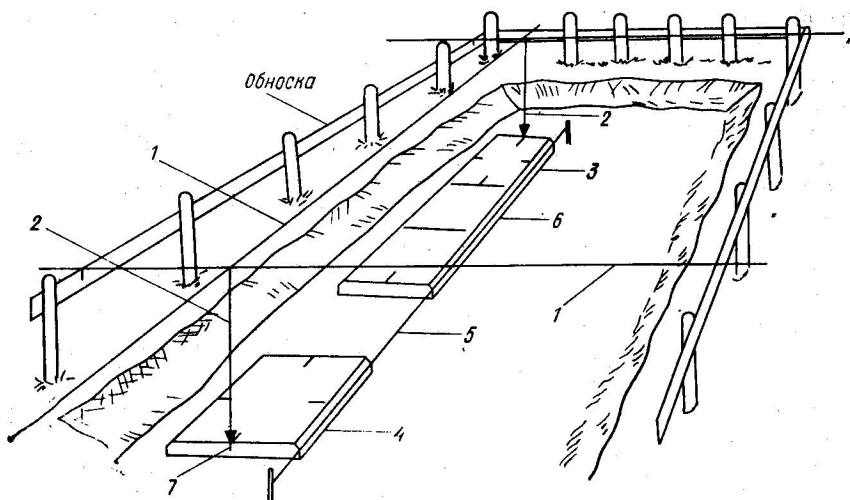


Рис. 143. Геодезический контроль монтажа фундаментных блоков

ней опорной поверхности от проектных не превышают допустимых (см. табл. 17), их учитывают при устройстве горизонтального шва (постели) для блоков следующего ряда.

По окончании монтажа фундаментных блоков производят инструментальную выверку их положения такими же способами, какими производилась их разбивка. На исполнительной схеме фундамента указывают смещения блоков от осей и отклонения фактических отметок блоков от проектных. Подобным же образом выполняется разбивка свайного поля — основания, сооружаемого под фундамент в котлованах со слабыми грунтами и состоящего из забитых в грунт одиночных свай. Центры осевых свай размечают при помощи теодолита с закрепленных осей на бровке котлована, откладывая стальной рулеткой проектные расстояния. Остальные сваи разбиваются перпендикулярными промерами в обе стороны от осей. При забивке свай контролируют их вертикальность с помощью теодолита; одновременно осуществляется контроль положения свай по высоте геометрическим нивелированием. Закончив забивку свай, вновь нивелируют их торцы, которые должны располагаться в одной горизонтальной плоскости. При изготовлении фундамента из моно-

литного бетона или железобетона в готовом котловане предварительно устанавливают опалубку. Так же как сборные фундаменты, контур опалубки разбивают от основных осей сооружения, вынесенных на обноску. Укрепив на натянутых по осям струнах отвесы, начинают установку нижнего ряда щитов опалубки; после их выверки и закрепления опалубку наращивают следующим рядом щитов. Внутренняя часть опалубки по своему положению и размерам должна строго соответствовать проекту; ошибка ее плановой разбивки не должна превышать 5—10 мм. Вертикальность щитов опалубки проверяется по отвесу; отклонения от вертикали более 5 мм на 1 м высоты опалубки не допускаются. Установка опалубки по высоте выполняется нивелированием от ближайшего репера с точностью 3—4 мм. На стенки опалубки выносят риски разбивочных осей, а также отметки верха кладки бетона, закрепляя их гвоздями или зарубками.

При сооружении ленточных фундаментов на опалубке закрепляют деревянные колья по заданным в проекте расстоянию и высоте. В процессе бетонирования в этих местах остаются отверстия для ввода в здание подземных коммуникаций. Работа по установке опалубки завершается ее выверкой и составлением исполнительной схемы с указанием смещений опалубки от проектного положения. Чтобы обеспечить горизонтальность верхнего обреза фундамента, в сырой бетон на проектной отметке по нивелиру закладывают металлические штыри. По их торцам затирают поверхность бетона специальными деревянными брусками.

При разбивках фундаментов под стальные колонны особое внимание придается горизонтальности опорной поверхности фундамента и соответствию ее отметки проектной. Даже небольшие уклоны опорной поверхности могут вызвать значительное отклонение оси колонны от вертикали. Высокая точность разбивки осей фундаментов в плане диктуется необходимостью установки крепящих колонну к фундаменту анкерных болтов в проектное положение с ошибкой, не превышающей 5 мм.

При помощи теодолита, установленного на одном из створных знаков, продольные и поперечные оси колонн выносятся на опалубку фундаментов. Затем в створе каждой оси устанавливается шаблон на четыре анкерных болта, называемый кондуктором (рис. 144). Кондуктор представляет собой жесткую металлическую раму, на которой нанесены установочные риски $X-X'$ и $Y-Y'$ и просверлены отверстия для болтов 1, 2, 3 и 4. Расстояние между центрами отверстий равно заданным проектным размерам. Болты удерживаются на кондукторе гайками, позволяющими менять положение

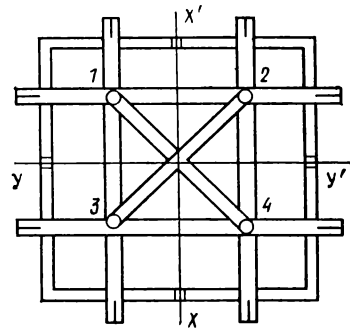


Рис. 144. Кондуктор

верхушки каждого болта по высоте. Установка кондуктора состоит в совмещении рисок $X-X'$ и $Y-Y'$ с соответствующими метками на обноске и в подъеме или опускании болтов до проектной отметки. Выверка установленных анкерных болтов производится еще до бетонирования. С помощью отвеса и стальной рулетки от струн, фиксирующих основные оси, замеряют расстояния до центров болтов и проверяют правильность их взаимного расположения; отметки вершук болтов определяют геометрическим нивелированием. Результаты выверки выписываются на исполнительную схему. Так

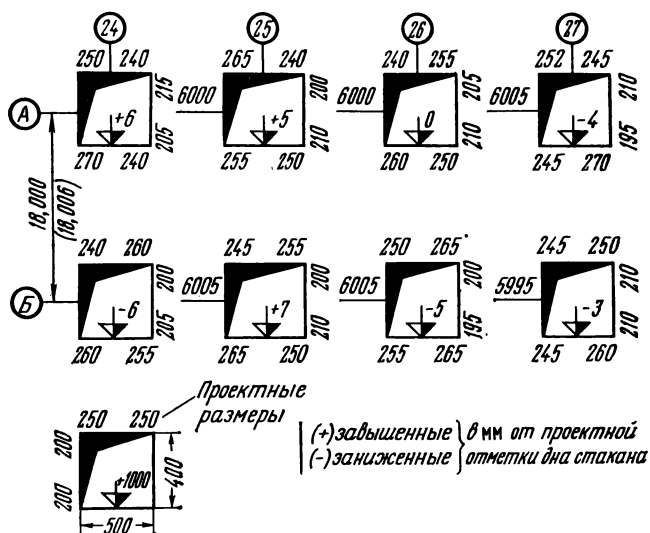


Рис. 145. Исполнительная схема фундаментов-стаканов под железобетонные колонны

как в процессе бетонирования положение анкерных болтов может измениться, вновь проверяют их установку до окончательного затвердевания бетона и при необходимости вносят исправления. Вторичное определение положения анкерных болтов в плане и по высоте выполняют после бетонирования фундаментов и заносят полученные данные на ту же исполнительную схему и в прилагаемую к ней таблицу отметок болтов и верха фундамента колонны.

Методика разбивки под железобетонные колонны фундаментов—стаканов аналогична изложенной выше. На рис. 145 приведена исполнительная схема фундаментов этого типа.

§ 126. ПОСТРОЕНИЕ РАЗБИВОЧНОЙ ОСНОВЫ НА ИСХОДНОМ ГОРИЗОНТЕ

Для установки строительных конструкций в проектное положение необходима опорная разбивочная сеть на исходном горизонте: блоках фундамента, бетонной подготовке или перекрытии подвала. По мере возведения здания пункты этой сети проектируются на

опорные площадки несущих конструкций, называемые монтажными горизонтами. Построение опорной разбивочной сети на исходном горизонте начинают с переноса основных осей со створных знаков на наружные и внутренние грани цоколя здания. Оси выносят с помощью теодолита в порядке, изложенном в § 123, и закрепляют на цоколе рисками и откраской. Правильность перенесения осей контролируется промерами стальной рулеткой между осевыми рисками. От ближайшего репера на цоколь здания выносится проектная отметка чистого пола первого этажа, называемая нулевой отмет-

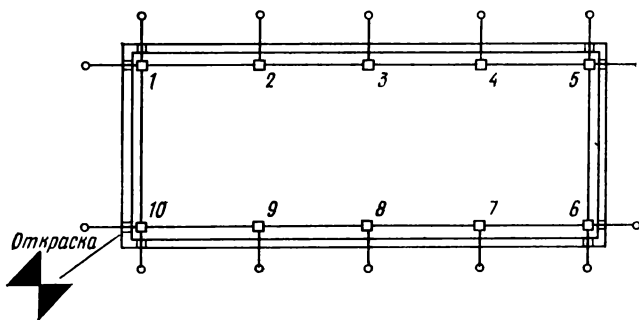


Рис. 146. Разбивочная сеть на исходном горизонте

кой. От этой отметки в дальнейшем производится разбивка элементов конструкций и оборудования по высоте.

С рисок основных осей внутренней грани цоколя теодолитом и стальной рулеткой выполняют предварительное построение на исходном горизонте пунктов плановой разбивочной сети, называемых базовыми знаками и закрепляемых открасками (рис. 146). Положение и густота базовых знаков обуславливаются возможностью обеспечения видимости с исходного горизонта на остальные этажи и удобством их проектирования на монтажные горизонты. Координаты базовых знаков определяются путем проложения между ними полигонометрических ходов или методом трилатерации. Редуцирование знаков осуществляется с помощью редуционных листов с изображениями действительного и проектного положения каждого базового знака и направлений на два других знака сети. Для этого совмещают изображение действительного положения знака на редуционном листе с соответствующей точкой, закрепленной на исходном горизонте. Затем, ориентируя редуционный лист по прочерченным направлениям, путем накола иглой переносят проектное положение базового знака на заделанную в бетон металлическую пластину и закрепляют его крестообразной насечкой.

Точность построения разбивочной сети на исходном горизонте характеризуется показателями, приведенными в табл. 18. Точность первого класса предусмотрена при разбивочной сети для промышленных зданий из металлического каркаса со сложным технологическим оборудованием, а также жилых и общественных зданий высотой более 12 этажей. С точностью второго класса строится раз-

Допустимые ошибки	Классы точности			
	1д	2д	3д	4д
Относительная ошибка построения сетей	1 : 20 000	1 : 15 000	1 : 10 000	1 : 5000
Точность фиксации осевых знаков, мм	0,3	0,5	0,8	1,2
Предельная относительная ошибка линейных измерений	1 : 25 000	1 : 20 000	1 : 15 000	1 : 7000
Средняя квадратическая ошибка центрирования теодолита, мм	0,5			
	Центрирование производится заново в каждом полуприеме		Центрирование производится один раз	
Допустимые угловые невязки (n — число углов)	$10'' \sqrt{n}$	$10'' \sqrt{n}$	$20'' \sqrt{n}$	$30'' \sqrt{n}$

бивочная сеть для промышленных, жилых и общественных зданий из железобетонного каркаса, сборных инженерных сооружений, крупнопанельных и крупноблочных зданий высотой до 12 этажей. С точностью третьего класса производится построение разбивочных осей при возведении монолитных, кирпичных и каменных жилых, общественных и промышленных зданий и сооружений (транспортные эстакады, галереи, туннели), трасс подземных и надземных коммуникаций, фундаментов под сборные здания и сооружения. Разбивка осей внутризаводских железнодорожных и автомобильных дорог на территории промышленных площадок, внутриквартальных проездов и опор линий электропередач выполняется с точностью четвертого класса.

По закрепленным пунктам плановой разбивочной сети прокладывают нивелирные ходы с точностью, принятой в ППГР, и вычисляют их отметки.

§ 127. ПРОЕКТИРОВАНИЕ ОСЕЙ И ПЕРЕДАЧА ОТМЕТОК НА МОНТАЖНЫЕ ГОРИЗОНТЫ

В практике современного сборного строительства получили применение два способа передачи осей по вертикали: способ наклонного проектирования с использованием теодолита и способ вертикального визирования с помощью специальных приборов, называемых зенит-приборами. В первом случае теодолит тщательно центрируют над створным знаком (рис. 147) и наводят вертикальную нить сетки зрительной трубы на осевую риску, отмеченную на цоколе здания. Затем трубу поднимают до уровня монтажного горизонта и,

вводя в створ ее визирной оси острие карандаша, прочерчивают на перекрытии штрих a_1 . Повторив эту операцию при другом положении вертикального круга, отмечают второй штрих a_2 . Посередине между двумя штрихами прочерчивают риску a_0 , определяющую положение одного конца разбивочной оси на монтажном горизонте. Средняя квадратическая погрешность проектирования точки a_0 вычисляется по формуле

$$m = \sqrt{0,25 \frac{h^2}{\rho^2} \tau^2 + \frac{400L^2}{\rho^2 v^2} + m_{\Phi}^2},$$

где h — высота монтажного горизонта; L — расстояние от теодолита до проектируемой точки; τ — цена деления цилиндрического

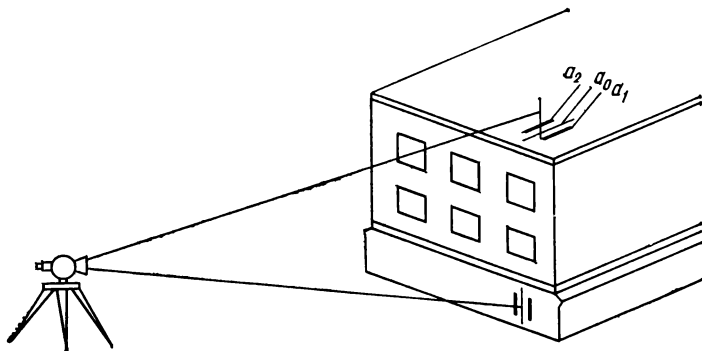


Рис. 147. Способ наклонного проектирования разбивочных осей на монтажные горизонты

уровня на алидаде горизонтального круга; v — увеличение зрительной трубы теодолита; m_{Φ} — средняя квадратическая погрешность фиксации точки на перекрытии.

Способ наклонного проектирования применяется для передачи осей на высоту до 12 этажей; для повышения его точности и удобства в работе теодолиты оборудуются специальными накладными уровнями на консольном креплении и проектной насадкой, позволяющими придавать зрительной трубе большие углы наклона.

Одним из наиболее современных приборов вертикального визирирования является автоматический прецизионный зенит-центрир *PZL* (рис. 148), изготовленный в ГДР. Его визирная ось автоматически устанавливается в отвесное положение маятниковым компенсатором с точностью $0,5''$. Прибор центрируется над исходной осевой точкой с ошибкой не более $0,5$ мм и имеет горизонтальный круг с ценой деления $10'$. Отсчеты по кругу производят через окуляр по индексу штрихового микроскопа.

Работа с зенит-центриром *PZL* выполняется в следующем порядке. Над базовым знаком 2 наблюдатель устанавливает прибор 1 (рис. 149), а его помощник закрепляет над отверстием в перекрытии монтажного горизонта пластинку из оргстекла 3. Совместив с нулем лимба индекс штрихового микроскопа и глядя в окуляр, наблюда-

тель следит за иглой, передвигаемой помощником по пластинке. В момент совпадения изображения иглы с центром сетки нитей наблюдатель по телефону или с помощью портативной радиостанции подает команду помощнику, который наносит проекцию центра базового знака на пластинку. Проектирование повторяется 3 раза при отсчетах по лимбу 90°, 180° и 270° и на пластинке отмечают еще 3 точки, образующие вместе с первой правильный четырехуголь-

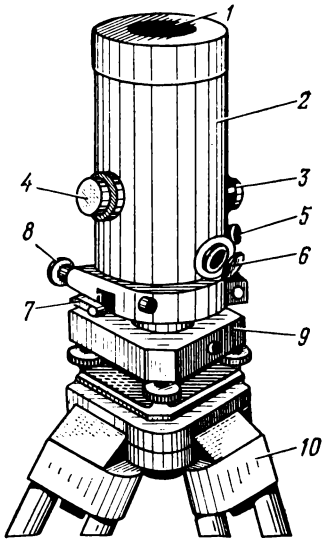


Рис. 148. Прецизионный зенит-центрир PZL:

1 — защитное стекло объектива; 2 — корпус; 3 — окуляр; 4 — кремальера; 5 — окуляр для отсчитывания по лимбу; 6 — зеркало для подсвечивания штрихов лимба; 7 — закрепительный винт; 8 — наводящий винт; 9 — подставка; 10 — штатив

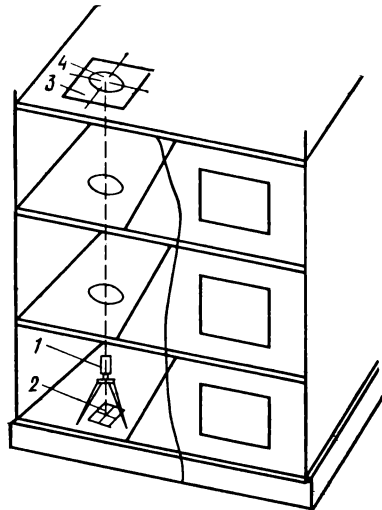


Рис. 149. Проектирование разбивочных осей прибором PZL

ник. Найденный геометрический центр 4 этой фигуры принимается за окончательную проекцию базового знака и переносится на перекрытие монтажного горизонта.

Средняя квадратическая погрешность проектирования точек этим способом может быть вычислена по формуле

$$m = \sqrt{\frac{h^2}{\rho^2} \left(0,25\tau^2 + \frac{400}{v^2} \right) + m_c^2 + m_f^2}$$

При отсутствии в панелях перекрытий угловых отверстий передача пунктов плановой разбивочной основы на монтажные горизонты может быть осуществлена комбинированным способом. Для этого на одной из осей исходного горизонта разбивают и закрепляют точку *O*, расположенную внутри контура лифтовой шахты (рис. 150). Над точкой *O* устанавливают теодолит и измеряют углы $\varphi_1, \varphi_2, \varphi_3, \varphi_4$ между направлениями на пункты разбивочной основы 1, 2, 3, 4 и на хорошо видимый ориентир *M* (башня, шпиль здания и т. п.), а также расстояния *O*—1, *O*—2, *O*—3 и *O*—4. Прибором PZL через

лифтовую шахту проектируют точку O на монтажный горизонт и от начального направления OM откладывают измеренные на исходном горизонте углы $\varphi_1, \varphi_2, \varphi_3, \varphi_4$ и соответствующие расстояния до пунктов 1, 2, 3 и 4. При использовании теодолита Т-5 и стальной рулетки и высоте здания $h = 42$ м можно обеспечить определение положения пунктов разбивочной основы с точностью порядка 2—3 мм.

Применение приборов вертикального визирования ускоряет процесс перенесения осей на этажи и позволяет выполнять разбивочные работы одновременно с монтажными.

Сеть спроектированных с исходного на монтажный горизонт базовых знаков сгущают, намечая в створе базовых осей промежуточные точки. Одновременно плановая разбивочная сеть контролируется диагональными промерами и измерением не менее двух углов на основных пунктах.

Передача отметок на монтажный горизонт производится двумя нивелирами и стальной рулеткой, имеющей миллиметровые деления по всей длине. По аналогии с передачей отметки на дно глубокого котлована (см. рис. 142) превышение между реперами на исходном и монтажном горизонтах будет равно:

$$h = c + (b_2 - b_1) - a. \quad (19.1)$$

В вычисленное по формуле (19.1) превышение вводят поправки за компарирование реек и рулетки и за температуру рулетки. Средняя квадратическая погрешность превышения h вычисляется по формуле

$$m_h = \sqrt{4m^2 + m_t^2 + (m_{k_1} + m_{k_2} + m_{k_p})^2},$$

где m — средняя квадратическая погрешность отсчетов по рейкам и рулетке; m_t — средняя квадратическая погрешность поправки за температуру рулетки; $m_{k_1}, m_{k_2}, m_{k_p}$ — средние квадратические погрешности компарирования реек и рулетки.

Всего на монтажном горизонте должно быть не менее двух рабочих реперов; кроме того, геометрическим нивелированием определяются отметки пунктов плановой разбивочной сети.

§ 128. ГЕОДЕЗИЧЕСКИЕ РАБОТЫ ПРИ МОНТАЖЕ КОЛОНН И УКЛАДКЕ ПОДКРАНОВЫХ БАЛОК

Перед установкой колонны на фундамент на ее грани с помощью стальной миллиметровой линейки или специального шаблона наносятся осевые риски, а также маркировочная отметка, т. е. штрих, отстоящий от консоли колонны на некоторое целое число метров l

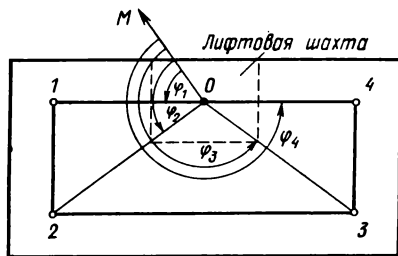


Рис. 150. Комбинированный способ проектирования разбивочных осей на монтажные горизонты

(рис. 151). Доведя дно стакана до проектного уровня путем подливки цементного раствора, опускают колонну в стакан таким образом, чтобы ее осевые риски совместились с рисками стакана. Выверку вертикальности колонн высотой до 5 м производят двумя отвесами или рейкой с уровнями (рис. 152), прикрепляемой гибкими захватами к ребру колонны. При монтаже колонн высотой более 5 м контроль их вертикального положения осуществляют двумя теодолитами, устанавливаемыми в плоскостях продольной и поперечной осей здания (рис. 153). Совместив вертикальную нить сетки с нижней осевой риской, наводят затем трубу на верх колонны. По

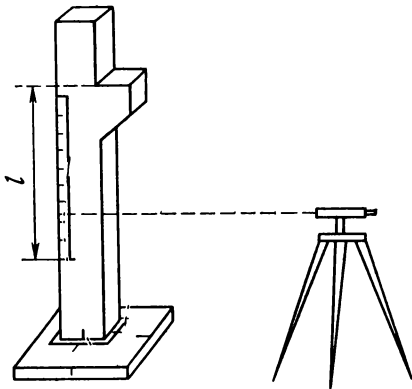


Рис. 151. Геодезический контроль отметок консолей колонн

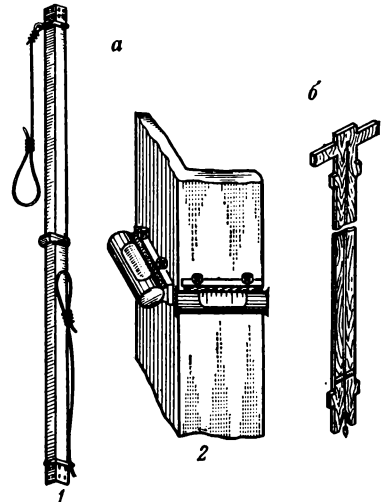


Рис. 152. Рейки для контроля монтажа строительных конструкций:

a — рейка с уровнями: 1 — общий вид, 2 — расположение уровней, *б* — рейка-отвес

указанию наблюдателя колонну разворачивают и наклоняют до тех пор, пока обе риски 2 и 3 не совпадут с вертикальной нитью сетки. Аналогичную выверку выполняют вторым теодолитом. После закрепления колонн и укладки на их консолях ригелей и распорных плит положение колонн может измениться. Поэтому их выверку повторяют еще два раза вплоть до окончательной сварки распорных плит и стыков колонн.

Контроль монтажа колонн по рядам производят боковым нивелированием. Для этого разбивают линию AA_1' , параллельную оси колонн (рис. 154), отложив от осевых рисков крайних колонн отрезки *a*, равные 80 или 100 см. Над точкой *A* устанавливают теодолит и направляют его трубу по линии AA_1' . Затем к верхним осевым рискам колонн поочередно прикладывают основание рейки и берут по ней отсчеты при двух положениях вертикального круга. Разности между средними отсчетами по рейке и расстоянием *a* выразят отклонение колонн от вертикали в плоскостях, перпендикулярных AA_1' . Таким же образом выверяют положение колонн в направлении поперечной оси здания. Для контроля отметок консолей колонн послед-

ние нивелируют, прикладывая рейку основанием и маркировочной отметке (см. рис. 151).

Отметку консоли вычисляют по расстоянию между ней и маркировочной отметкой. Перед укладкой на консоли подкрановых балок на земле или на полу цеха разбивают оси $a-a'$ и $b-b'$ и измеряют расстояние l между осями стальной рулеткой (рис. 155). Затем с помощью теодолита проектируют при двух положениях круга оси подкрановых путей на поверхности консолей. Между рисками выне-

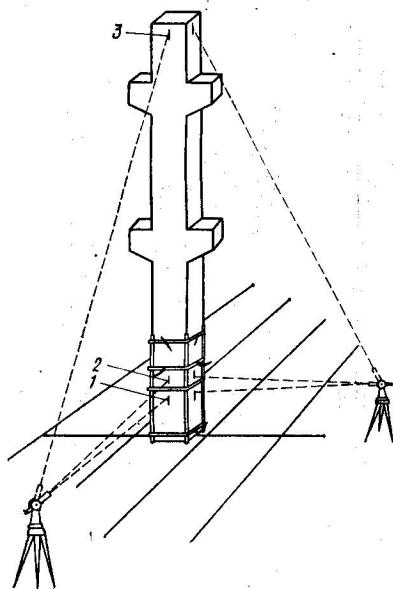


Рис. 153. Выверка монтируемой колонны:
1 — осевая риска на оголовке; 2 и 3 — нижняя и верхняя осевые риски

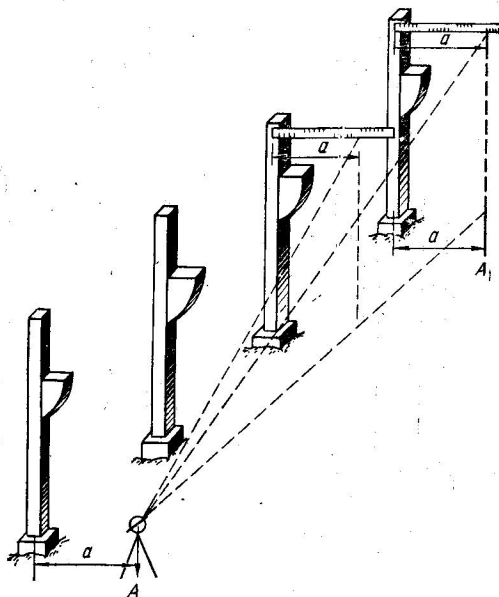


Рис. 154. Выверка ряда колонн боковым нивелированием

сенных осей натягивают стальную проволоку диаметром 2 мм, на которой над каждой консолью укрепляют отвес. Подкрановую балку перемещают в нужном направлении до совмещения ее оси с концом отвеса.

Выверка положения подкрановых балок по высоте производится нивелированием IV класса. По результатам нивелирования вычисляют отметки подкрановых балок в местах их опоры на консоли. Максимальную отметку принимают за исходный горизонт и вычитают ее из остальных отметок.

Полученные разности определяют толщину металлических прокладок, которые необходимо закрепить между плоскостью консоли и подошвой балки.

Для контроля положения подкрановых балок одновременно в плане и по высоте успешно применяется лазерный визир ЛВ-5. Прибор устанавливается на крайней колонне, и его луч ориенти-

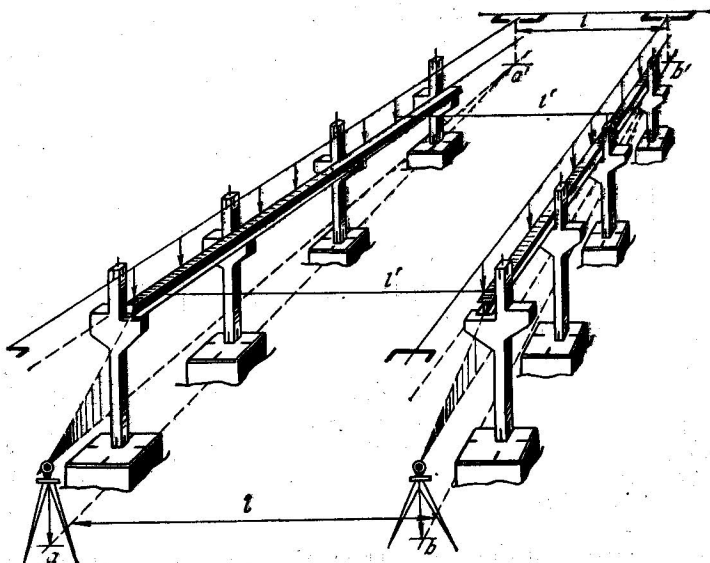


Рис. 155. Разбивка осей подкрановых балок

руется по проектному положению оси балки с помощью располагаемой на противоположном конце балки неподвижной марки (рис. 156). На промежуточных колоннах последовательно устанавливается

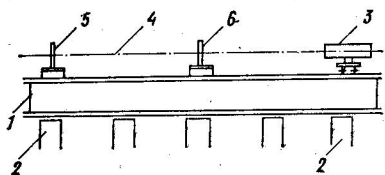


Рис. 156. Выверка положения подкрановых балок лазерным визиром:

1 — подкрановая балка; 2 — колонны; 3 — лазерный визир; 4 — смещенная ось балки; 5 — неподвижная марка; 6 — марка-экран

марка-экран, центр которой вводится в створ лазерного луча путем перемещения балки в горизонтальном и вертикальном направлениях.

§ 129. ГЕОДЕЗИЧЕСКИЕ РАБОТЫ ПРИ СТРОИТЕЛЬСТВЕ КРУПНОПАНЕЛЬНЫХ И КАРКАСНО-ПАНЕЛЬНЫХ ЗДАНИЙ

Для установки наружных стеновых панелей в проектное положение на каждом монтажном горизонте размечают ориентирные риски: две — в продольном и одну — в поперечном направлениях (рис. 157). Ориентирные риски в продольном направлении наносят параллельно разбивочной оси на расстоянии от нее, равном $b/2 + 200$ мм (где b — толщина стеновой панели). Поперечные осевые риски наносят на расстоянии 200 мм от торца устанавливаемой панели. Основой для нанесения ориентирных рисок внутренних несущих панелей служат специально разбиваемые для этого промежуточные оси.

Установка в проектное положение объемных элементов лифтовых шахт (ЛШ) также требует нанесения трех ориентирных рисок: двух — вдоль порталной стены ЛШ и одной — по центру дверного проема (рис. 158).

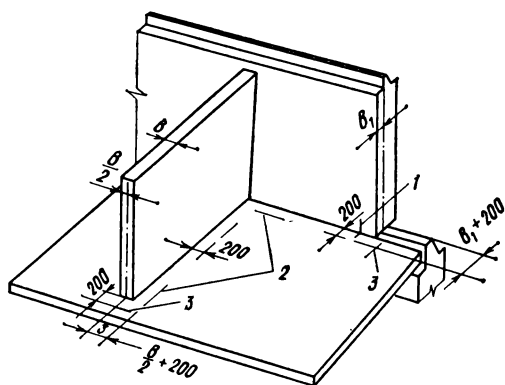


Рис. 157. Разметка ориентирных рисок на стеновых панелях:

1 — установочная риска; 2 — продольные ориентирные риски; 3 — поперечные ориентирные риски

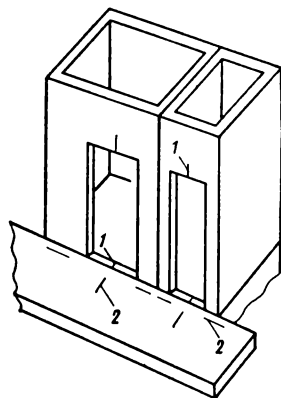


Рис. 158. Разметка ориентирных рисок на лифтовых шахтах:

1 — установочные риски; 2 — ориентирные риски

При свободном монтаже каждую панель устанавливают отдельно; геодезический контроль фактического смещения низа панели с разбивочной оси выполняют по шаблонам (рис. 159), а вертикальность

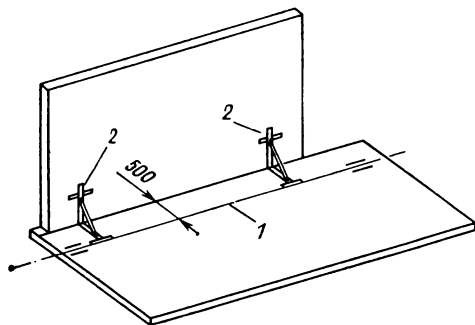


Рис. 159. Выверка установки панели с помощью шаблонов:

1 — разбивочная ось; 2 — металлический шаблон

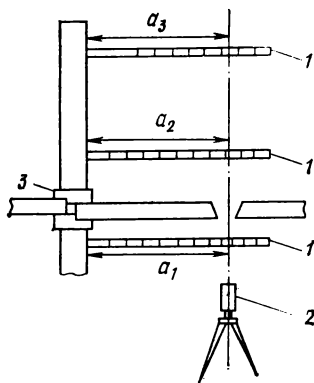


Рис. 160. Выверка вертикальности и соосности панелей прибором PZL:

1 — рейка; 2 — прибор PZL; 3 — маяк под стеновую панель

панели — боковым нивелированием или рейкой-отвесом (см. рис. 152). Выверку вертикальности панелей удобно вести с помощью зенит-центра PZL. В этом случае контролируется также и соосность несущих панелей. Из рис. 160 видно, что характеристикой верти-

кальности панели служит разность $\Delta_B = a_3 - a_2$, а характеристикой соосности панелей на смежных этажах — разность $\Delta_G = a_2 - a_1$, где a_1, a_3 — отсчеты по рейке, прикладываемой к верхней части панелей на предыдущем и последующем этажах, a_2 — отсчет по рейке, прикладываемой к нижней части панели.

Более высокую точность сборки панелей по сравнению со свободным монтажом обеспечивает применение монтажной оснастки (рис. 161). Установив и выверив наружные стеновые панели, вдоль разбивочных осей по перекрытию натягивают четыре стальных

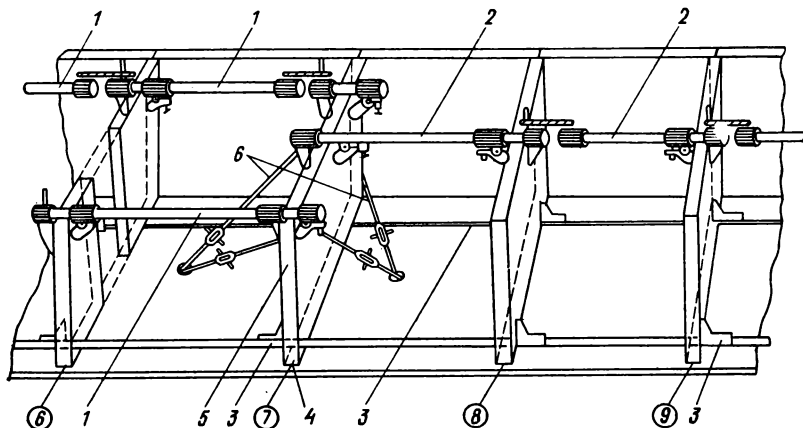


Рис. 161. Монтаж стеновых панелей с помощью монтажной оснастки

ленты с фиксаторами 3 (по две на каждый продольный ряд панелей) и закрепляют их концы с помощью натяжных устройств. Монтаж внутренних панелей начинают со средней (базовой) панели 5, устанавливая ее над риской, соответствующей поперечной оси 4, и ориентируя ее низ по фиксатору 3. После контроля положения в плане и по вертикали ее закрепляют подкосами 6 с двух сторон. Аналогично монтируют остальные панели, устанавливая их по лентам на заданном проектном расстоянии и укрепляя их верх монтажными связями 1 и 2, приводящими панель в вертикальное положение.

Одновременно с разметкой ориентирных рисок нивелируются все опорные площадки под установку сборных элементов следующего этажа. Отметка монтажного горизонта $H_{мг}$, по которой необходимо выравнять все маяки, вычисляется как максимальная отметка плюс наименьшая допускаемая проектом (5 мм) толщина горизонтального шва. Определив толщину маяков по разностям отметки монтажного горизонта и фактической отметки, выставляют маяки на разбивочных осях по два под каждую панель (рис. 162).

После окончательного закрепления конструкций выполняется их исполнительная съемка теми же способами, какими контролировалась их установка в проектное положение. По результатам съемки составляют исполнительную схему, на которой указывают положение низа стеновых панелей, объемных элементов лифтовых шахт

относительно осей, отклонение этих же конструкций от вертикали, отклонение отметок опорных поверхностей от проектных.

Разбивка фундаментных блоков и вынос осей на подколонники каркасно-панельных зданий производится в порядке, описанном в § 128. Каркас каждого яруса здания (обычно высотой в два этажа) монтируется отдельными блоками по шесть колонн с помощью группового кондуктора. После окончания монтажа колонн данного яруса и установки ригелей положение колонн выверяется боковым нивелированием. Контроль крайних рядов производится упрощенно промерами от внутренних рядов. По оголовкам колонн теодолитом разбивают общую для всего здания продольную ось и перпендикулярно к ней через 20—30 м поперечные оси.

От этих осей стальной рулеткой откладывают проектные размеры на оголовках промежуточных колонн. Дополнительным контролем вертикальности колонн смонтированного яруса служит совпадение продольных и поперечных осей с центрами оголовков. При обнаружении отклонений их показывают на исполнительный чертеж и при необходимости устраняют перемещением колонн в нужном направлении (рихтовкой). Далее нивелируются оголовки колонн и монтируются перекрытия.

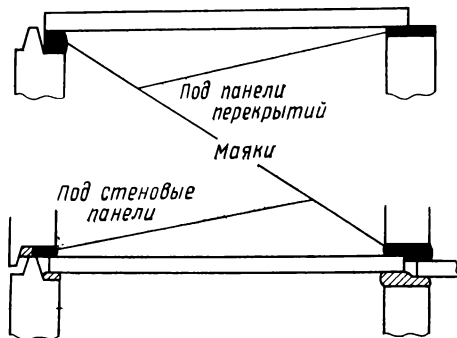


Рис. 162. Схема расположения маяков под стеновые панели и панели перекрытий

Закончив сборку каркаса, приступают к монтажу стеновых панелей, контролируя его рейкой-отвесом и промерами стальной рулеткой и шаблоном от осевых рисок каркаса до граней панелей.

§ 130. ГЕОДЕЗИЧЕСКИЕ РАБОТЫ ПРИ ВОЗВЕДЕНИИ ЗДАНИЙ В СКОЛЬЗЯЩЕЙ ОПАЛУБКЕ

В настоящее время в строительстве все большее распространение приобретает прогрессивный метод бетонирования несущих стен монолитных зданий с использованием скользящей опалубки. Особенность устройства этого вида опалубки состоит в том, что ее собирают на фундаментной плите из готовых элементов (щитов), охватывающих весь контур строящегося здания. Эти щиты оборудованы гидравлическими домкратами (рис. 163), располагаемыми по длине стены на расстоянии 1,5—2 м друг от друга. Внутри полого винта каждого домкрата проходит стержень арматуры. По мере окончания бетонирования стен и отделки их поверхности домкраты, опираясь на возведенную часть здания и на домкратные стержни, поднимают вверх всю конструкцию опалубки.

В процессе движения скользящей опалубки возникают ее неизбежные горизонтальные смещения вдоль осей X , Y и кручение во-

круг оси Z (рис. 164). Это вызывает необходимость проведения непрерывного геодезического контроля за положением опалубки в течение всего периода строительства. Результаты измерений должны немедленно обрабатываться, чтобы корректировать отклонения опалубки от проектного положения в ходе ее подъема.

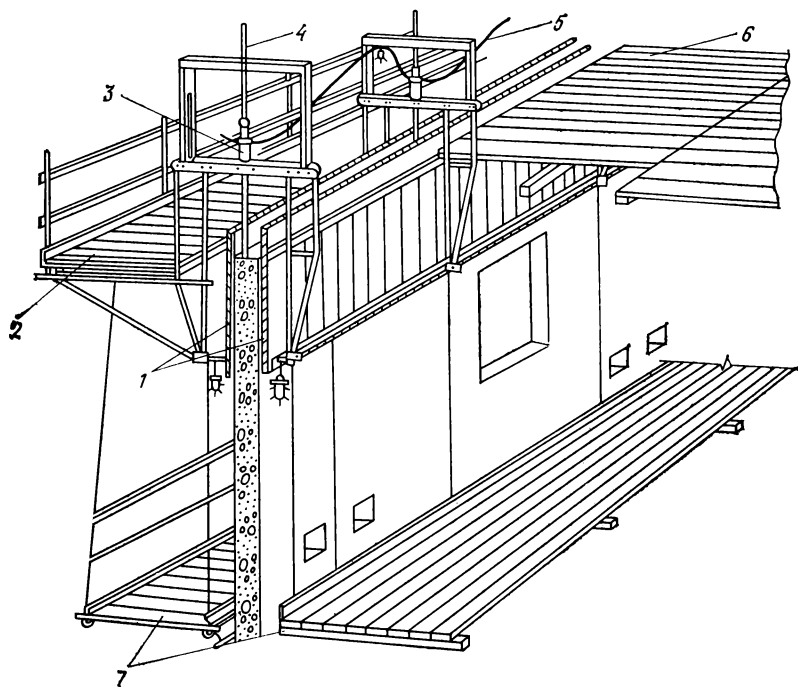


Рис. 163. Конструкция скользящей опалубки:

1 — щиты опалубки; 2, 7 — верхние и нижние подмости; 3 — домкрат; 4 — домкратный стержень; 5 — кабель энергоснабжения; 6 — настил рабочего пола

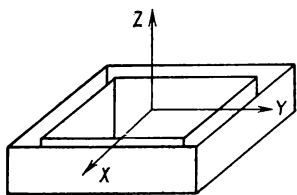


Рис. 164. Степени свободы скользящей опалубки

Монтажу щитов скользящей опалубки предшествует нивелирование фундаментной плиты и определение расчетной отметки нижней кромки опалубки, которая должна быть на 20—30 мм выше максимальной отметки фундаментной плиты. Далее на фундаментной плите разбиваются оси, фиксирующие конфигурацию нижней части опалубки (рис. 165). Пользуясь осевыми рисками, с помощью теодолита устанавливают щиты опалубки в проектное положение и выверяют качество монтажа боковым нивелированием. По мере подъема домкратов передают отметку на рабочий пол опалубки и контролируют его горизонтальность.

Кроме традиционного способа передачи отметки вверх сооружения — двумя нивелирами и стальной рулеткой — применяется также способ наращивания реек (рис. 166). На исходном горизонте

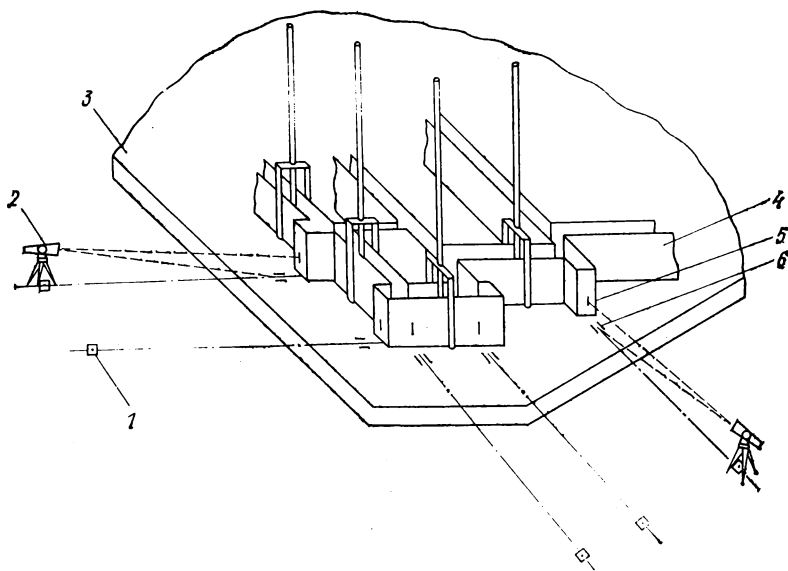


Рис. 165. Схема геодезического контроля монтажа скользящей опалубки:

1 — знак закрепления оси; 2 — теодолит; 3 — фундаментная плита; 4 — щиты опалубки; 5, 6 — риски на опалубке и фундаментной плите

с отметкой H_0 в корпусе опалубки устанавливают рейку P_1 длиной h_1 и скрепляют ее с арматурой. После возведения стен на высоту h_1 рейку P_1 наращивают, устанавливая на нее вторую рейку P_2

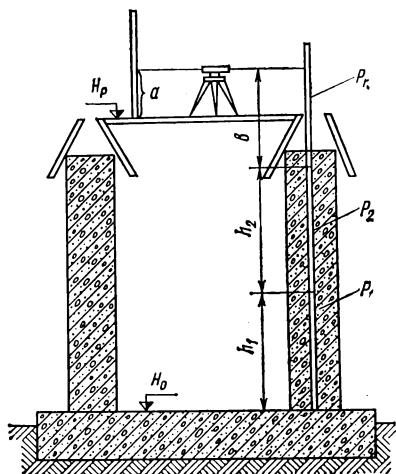


Рис. 166. Передача отметок на рабочий пол скользящей опалубки способом наращивания реек

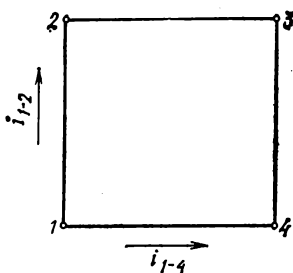


Рис. 167. Контроль горизонтальности рабочего пола скользящей опалубки

длиной h_2 , и т. д. Отметку рабочего пола H_p вычисляют по формулам

$$H_i = \sum h_i + b; \quad H_p = H_i - a,$$

где H_i — горизонт прибора; $\sum h_i$ — сумма длин всех реек, кроме последней; a, b — отсчеты по рейкам.

Для выявления негоризонтальности рабочего пола опалубки, возникающей при ее подъеме, через каждый 10—20 см по высоте берут отсчеты a_1, a_2, a_3, a_4 по рейке, устанавливаемой последовательно в угловых точках пола (рис. 167). Наклон рабочего пола по отдельным сторонам его контура длиной h вычисляют по формуле

$$i_{1-2} = (a_2 - a_1)/L$$

и устраняют регулировкой хода домкратов.

Геодезический контроль за вертикальностью стен, возводимых в скользящей опалубке, осуществляется способами наклонного или вертикального визирования (§ 127) или с помощью механических отвесов специальной конструкции.

§ 131. НАБЛЮДЕНИЯ ЗА ОСАДКАМИ И ДЕФОРМАЦИЯМИ ОБЪЕКТОВ ПРОМЫШЛЕННОГО И ГРАЖДАНСКОГО СТРОИТЕЛЬСТВА

За последние годы благодаря применению укрупненных сборных конструкций значительно сократились сроки строительства многих объектов. Если раньше при сравнительно медленных темпах строительства работ грунта основания сооружений получали постепенную возрастающую нагрузку, то теперь процесс осадки, а следовательно,

и деформации сооружения протекает более интенсивно. Поэтому при составлении проектов ответственных сооружений предусмотрена закладка в них контрольных (осадочных) марок и наблюдение за ними как в период эксплуатации, так и в течение всего строительного цикла. Для зданий на жестком коробчатом фундаменте контрольные марки закладываются по периметру здания через 15—20 м и

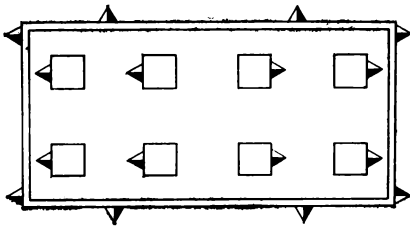


Рис. 168. Размещение осадочных марок на промышленном здании

по всей площади с таким расчетом, чтобы на каждые 100 м² основания приходилось по одной марке. В гражданских зданиях марки размещают также по периметру, не реже чем через 10—12 м, обязательно закладывая их на углах здания, в местах примыкания продольных и поперечных стен и по обеим сторонам осадочных швов. На объектах промышленного типа со сборным каркасом марки располагают по его контуру через каждые 10 м, на несущих колоннах, у осадочных швов и на углах торцовых стен (рис. 168).

Число N глубинных реперов, относительно которых определяются величины осадок сооружения, рассчитывают по приближенной формуле

$$N = 1,5 + F,$$

где F — площадь сооружения в гектарах.

Первый цикл нивелирования осадочных марок проводят после возведения фундамента, затем марки нивелируются через 10—30 дней. При этом сроки наблюдений согласуются с моментами достижения нагрузки на основание 25 %; 50 %, 75 % и 100 % проектной величины. В последующем частоту наблюдений доводят до трех, двух раз, а затем до одного раза в год. После завершения строительства наблюдения продолжают еще в течение 5 лет при глинистых грунтах и в течение двух лет — при песчаных грунтах оснований. По результатам нивелирования вычисляют крен сооружения k и среднемесячную (или среднегодовую) скорость осадки по формулам

$$k = (s_a - s_b)/L, \quad v = (s_k - s_n)/t,$$

где s_a, s_b — величина осадки крайних контрольных знаков по оси сооружения; L — расстояния между знаками; s_k, s_n — величины осадки в конце и начале периода наблюдений; t — длительность периода наблюдений.

§ 132. ГЕОДЕЗИЧЕСКИЕ РАБОТЫ ПРИ СТРОИТЕЛЬСТВЕ ТЕПЛОВЫХ И АТОМНЫХ ЭЛЕКТРОСТАНЦИЙ

Специфика геодезических работ на стройплощадке ТЭС определяется особенностями технологии и организации строительства этих сложных комплексов зданий и сооружений, насыщенных большим количеством оборудования. Одной из таких особенностей является совмещение двух потоков производства работ по главному корпусу: строительного — по подземным и наземным конструкциям и монтажного — по установке технологического оборудования в проектное положение. Для соблюдения взаимного учета требований строителей и монтажников в этом случае необходима организация широкого фронта геодезических работ, выполняемых практически одновременно на всех этапах строительства — от обеспечения нулевых циклов и разбивки железнодорожных путей до контроля монтажа турбогенераторов, котлоагрегатов, ядерных реакторов и вспомогательного оборудования.

Использование в большом объеме металлических конструкций, укрупненных (длиной до 42 м) железобетонных колонн, крупногабаритных монтажных блоков массой до 100 т, уникальность реакторного оборудования, требования повышенной герметичности помещений атомных электростанций — все это обуславливает необходимость производства высокоточных геодезических измерений как в плане, так и в высотном отношении.

Наиболее удобным видом геодезической опорной сети для выноса в натуру проекта сооружений тепловых электростанций является

строительная сетка, стороны которой ориентируются вдоль основных продольных осей главного корпуса $A-A$ и $\Gamma-\Gamma$ (рис. 169) и осей поперечных рядов колонн a_7 , a_8 и т. д. От этих исходных направлений разбиваются пролетные оси $B-B$ и $B-B$ (границы деаэрационного и котельного помещений), оси подкрановых $З-З$ и вводимых в главный корпус железнодорожных путей $4-4$. На этой же

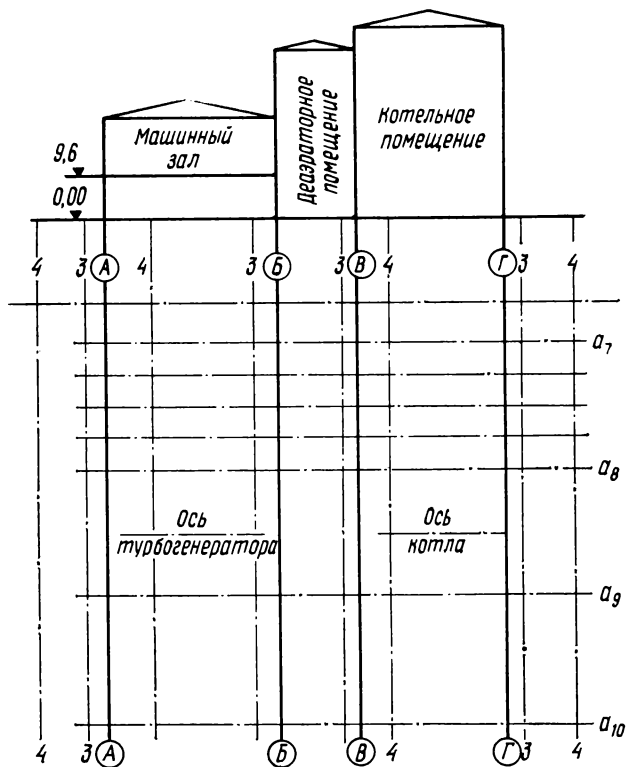


Рис. 169. Схема разбивочных осей главного корпуса ТЭС

стадии выносятся в натуру главные оси турбогенераторов и котлоагрегатов, а для атомных электростанций — оси шахтного объема и оси реактора.

В технологической связи с главным корпусом находятся оси $I-I$ и $II-II$ башенных охладителей — градирен и геометрические центры O их оснований (рис. 170). Исходными данными для разбивки центров фундаментов градирни, образующих вписанный многоугольник $1, 2, 3 \dots 10$, являются координаты x_0y_0 пункта O , радиус кругового основания R и дирекционный угол α_{1-1} одной из осей. По этим данным вычисляют проектные координаты вершин 1 и 6 , лежащих на оси $I-I$, а по числу фундаментов n (на рис. 170 $n = 10$) находят углы многоугольника β_i из соотношения:

$$\beta_i = 180^\circ (n - 2)/n,$$

а также длины его сторон

$$s_i = 2R \cos (\beta_i/2).$$

На основе найденных β_i и s_i вычисляют проектные координаты остальных вершин. Далее от пункта P строительной сетки полярным способом выносят в натуру и закрепляют центр O гравирни. Построив в центре O угол λ , равный

$$\lambda = \alpha_{O-P} - \alpha_{I-1},$$

откладывают вдоль полученного направления $I-I$ величину радиуса R и получают точки I и 6 . Остальные точки разбивают, поль-

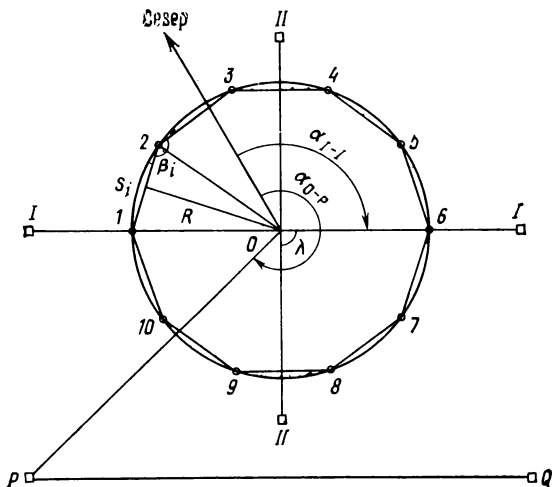


Рис. 170. Разбивка фундаментов башни гравирни

зуюсь вычисленными значениями β_i и s_i . Проложив по вершинам $1-10$ полигонометрический ход, вычисляют исполнительные координаты всех вершин и редуцируют последние на проектное положение.

Одной из ответственных операций в общем комплексе геодезических работ на стройплощадке ТЭС является геодезическое обеспечение нулевого цикла, в течение которого осуществляется параллельная разбивка фундаментов колонн каркаса главного корпуса и фундаментов под котломеханическое оборудование. Сборные фундаменты под котлоагрегаты воспринимают нагрузки, измеряемые десятками тысяч тонно-сил. Даже небольшая разность отметок фундаментов под колонны котлов, возникающая вследствие неточности строительно-монтажных работ, может вызвать значительные перенапряжения в элементах каркаса, так как весь котел монтируется многоопорными укрупненными блоками. На фундаментах турбин, кроме массы оборудования, воздействуют динамические нагрузки с большой частотой колебаний. С другой стороны, на опорных плоскостях фундаментов должны быть с высокой степенью точности разбиты оси стальных колонн жесткого каркаса котла и

оси турбоагрегатов. Таким образом, плановое и высотное положение этих ответственных сборных конструкций должно быть выдержано в строгом соответствии с проектом.

До начала нулевого цикла вблизи главного корпуса закладывается железобетонный пилон, на котором фиксируется условная нулевая отметка — отметка конденсационного пола первого этажа машинного зала (в зоне строительства котельного помещения эта отметка называется отметкой зольного пола).

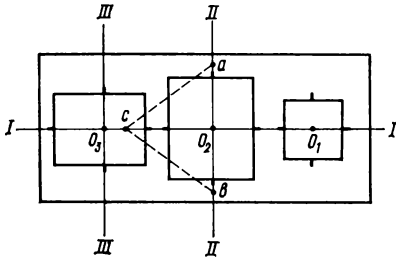


Рис. 171. Схема геодезического контроля фундамента турбоагрегата

От этого исходного горизонта в дальнейшем осуществляется высотная разбивка последующих ярусов сооружений. После завершения и выверки монтажа нескольких рядов колонн машинного зала на одну из них переносится и закрепляется репером отметка обслуживания, т. е. условная отметка верхней плиты фундамента турбоагрегата. В зависимости от конструкции последнего отметка обслуживания может быть равна 8, 9, 9,6 или 10,2 м. По мере

возведения фундамента турбоагрегата на трех его уровнях — на нижней и верхней плитах и на отметке $+0,60$ закладывается от 6 до 12 контрольных знаков, используемых в дальнейшем для наблюдений за осадкой сооружения.

На рис. 171 приведена схема геодезического контроля фундамента турбоагрегата на отметке обслуживания; его главной осью является продольная ось $I—I$, а основными осями — ось $II—II$, соответствующая оси конденсатора, и ось генератора $III—III$. Между створными знаками осей натягивают стальные струны диаметров 0,4—0,5 мм; со струн спускают отвесы, которые должны совпадать с осевыми рисками на фундаменте. Для проверки перпендикулярности осей от точки их пересечения O_2 откладывают вдоль направления $II—II$ равные отрезки и фиксируют их концы в точках a и b . Условие перпендикулярности будет выполнено при равенстве измеренных расстояний ac и bc до произвольной точки c на оси $I—I$. Далее производится выверка всех размеров фундамента, его расположения по отношению к осям соседних агрегатов и соответствия его высотного положения заданной проектной отметке. Контроль вертикальности фундаментных колодцев осуществляется промерами от их стенок до отвесов, опущенных из точек O_1, O_2, O_3 . Аналогичная исполнительная съемка блоков фундамента выполняется перед началом монтажа каркаса котла. Расстояния измеряют между натянутыми вдоль продольных и поперечных осей струнами и по направлению главных диагоналей. Одновременно выверяются расстояния фундаментов от прилегающих колонн здания и осей соседних агрегатов. После контроля положения фундамента по высоте в него закладывают не менее 8 осадочных реперов.

Пример исполнительной схемы фундамента котла приведен на рис. 172.

Все описанные выше контрольные измерения выполняются стальной рулеткой, высокоточным геометрическим или гидростатическим нивелированием.

Строгий контроль качества монтажных работ является непременным условием обеспечения надежности и безопасности эксплуатации атомной электростанции. В обширном комплексе разнообразных

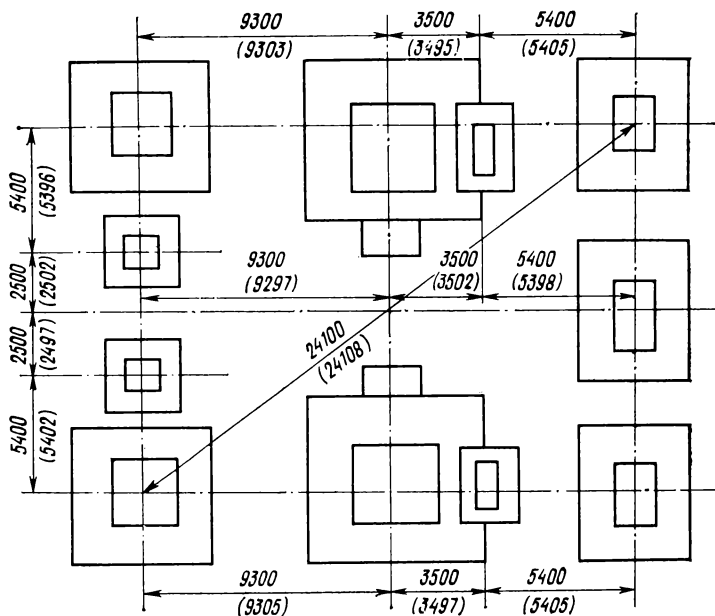


Рис. 172. Исполнительная схема фундамента котла

контрольных операций геодезическим измерениям отводится одно из ведущих мест. В качестве примера рассмотрим порядок выполнения геодезических работ, сопровождающих монтаж большого многоканального ядерного реактора мощностью 1000 мВт (РБМК-1000). На первом их этапе контролируют укладку закладных плит 1 фундамента шахтного объема (рис. 173) и переносят на них оси реактора, закрепленные ранее на конструкциях реакторного зала. После выверки горизонтальности закладных плит высокоточным нивелированием следует контроль за монтажом металлического цилиндра нижней несущей опоры 2, которая разворачивается так, чтобы ее осевые риски совпали с направлениями главных осей реактора. Погрешность монтажа нижней опоры в плане и по высоте должна быть в пределах 1 мм. Затем на опору 2 устанавливают нижнюю защитную конструкцию 3, выверяют нивелиром горизонтальность поверхности ее верхней решетки, а также соответствие ее отметки проектной, после чего с помощью монтажных струн и отве-

сов переносят главные оси реактора на верхнюю решетку нижней защитной конструкции 3.

В следующей стадии монтажа на проектные места устанавливаются цилиндр боковой биологической защиты 4 и верхняя опорная защитная конструкция 5. При этом выверке подлежат как горизонтальность конструкции 5, так и точное расположение ее в плане относительно нижней защитной конструкции 3, обеспечивающее соосность трактов для технологических и специальных каналов. Монтаж заканчивается установкой металлического кожуха реактора.

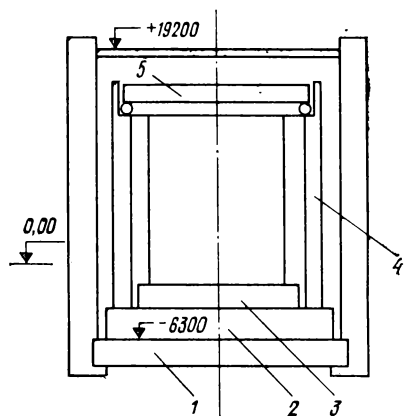


Рис. 173. Схема монтажа реактора РБМК-1000 (0,00 м — отметка фундамента главного циркуляционного насоса)

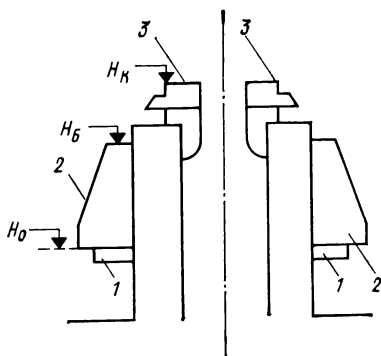


Рис. 174. Монтаж основания реактора ВВЭР-440

Для водоводяного реактора ВВЭР-440 основной (базовой) деталью является опорное кольцо 1 (рис. 174), определяющее высотное и плановое положение реактора. Опорное кольцо устанавливают на проектную отметку и контролируют его горизонтальность. На опорном кольце монтируются последовательно опорный пояс бака 2 и опора под корпус реактора 3. Горизонтальность и высотное положение конструкций 2 и 3 вновь проверяются нивелированием. Установив на опорном кольце корпус реактора, разворачивают реактор в проектное положение, относительно его закрепленных осей и контролируют горизонтальность привалочной поверхности и высотное положение фланца корпуса.

Важной контрольной операцией монтажа реактора ВВЭР-440 является проверка соосности чехлов АРК * верхнего блока и демферных труб днища шахты реактора (рис. 175). Для этой цепи используется прибор оптического вертикального проектирования ПОВП.

* Сокращение АРК характеризует основные функции, выполняемые заключенными в чехлах регулируемыми кассетами: А — аварийная защита реактора, Р — регулирование мощности; К — компенсация избыточной реактивности.

Закрепленный на специальной подставке 1 фланца корпуса реактора 2 прибор 3 устанавливается на отвесной линии, проходящей через центр отверстия демпферной трубы 4 и центр расположенной над ней прозрачной марки со шкалой 5. В расточку чехла АРК верхнего блока вставляют другую такую же марку 6. Совмещая наводящим винтом прибора центр сетки нитей зрительной трубы с центром марки 6, по специальному отсчетному устройству определяют величину и направление смещения верхней марки относительно нижней.

Специфическим видом геодезического обслуживания АЭС в эксплуатационный период является контроль параметров разгрузочно-загрузочной машины (РЗМ). РЗМ состоит из подвижного моста 1 (рис. 176) и устанавливаемой на нем тележки 2, оборудованной защитным контейнером и скафандром 3. По условиям эксплуатации РЗМ должна перемещаться в двух взаимно перпендикулярных направлениях — параллельно осям реактора x и y , а ее вертикальная ось (ось скафандра) должна быть параллельна осям технологических каналов. Для обеспечения нормального режима работы РЗМ необходимо систематически выверять параллельность осей рельсов моста

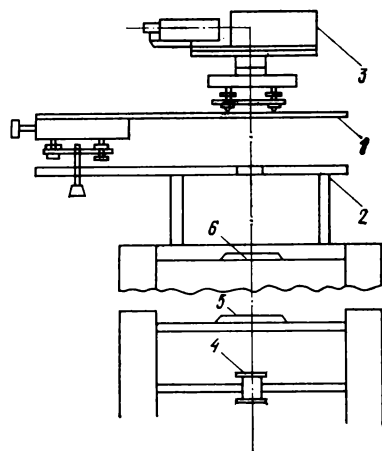


Рис. 175. Геодезический контроль соосности чехлов АРК верхнего блока и демпферных труб реактора ВВЭР-440

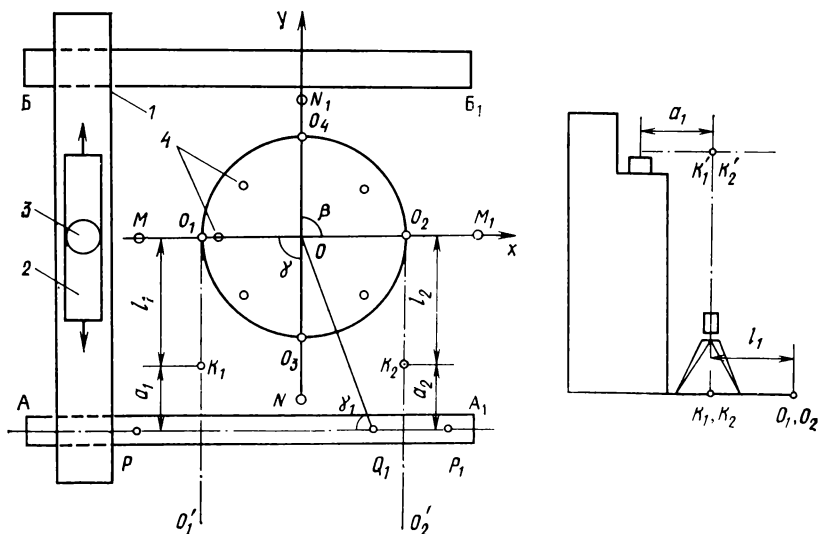


Рис. 176. Выверка параллельности продольной оси реактора и направляющей РЗМ

оси реактора x , отклонение оси направляющей PP_1 от прямой линии, вертикальность скафандра, прогиб моста, отметки головок рельсов и расстояния между их осями. Чтобы убедиться в перпендикулярности осей x и y реактора, между центрами технологических каналов 4 натягивают струны, пересечение которых определяет положение центра O реакторного кольца. Установив над точкой O теодолит типа Т2, измеряют с точностью 4—6" угол β между осями реактора, визируя на закрепленные осевые знаки M, M_1, N_1, N . Для

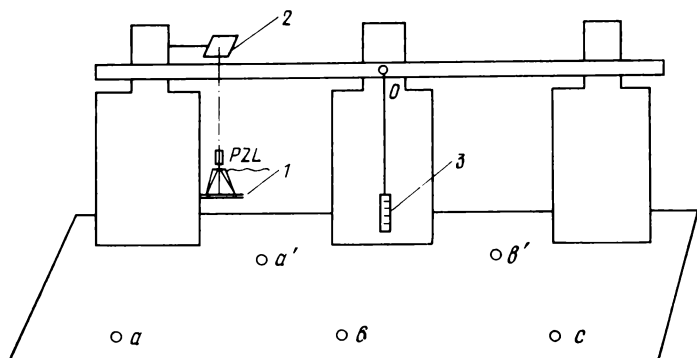


Рис. 177. Определение крена скафандра и прогиба моста РЗМ

определения параллельности оси x и оси направляющей PP_1 мостового пути в точках O_1 и O_2 тем же теодолитом откладывают от оси x направления O_1O_1 и O_2O_2 под прямым углом к x и на них закрепляют точки K_1 и K_2 . Над этими точками устанавливают поочередно зенит-центр ПЗЛ и проектируют их на горизонт мостовых путей (точки K'_1 и K'_2). Затем расстояния $K_1O_1 = l_1$ и $K_2O_2 = l_2$ измеряют стальной прокомпарированной рулеткой, а отрезки a_1 и a_2 — контрольной линейкой с ценой деления 0,2 мм. Доказательством параллельности осей x и PP_1 будет соблюдение с точностью 0,3—0,4 мм равенства:

$$l_1 + a_1 = l_2 + a_2.$$

Если по условиям работы отложить расстояния l_1 и l_2 от оси x невозможно, устанавливают теодолит над центром реакторного кольца O и над произвольной точкой Q_1 оси направляющей и измеряют углы γ и γ_1 . Параллельность осей x и PP_1 обеспечивается при условии:

$$\gamma + \gamma_1 = 180^\circ.$$

Наличие крена скафандра, возникающего из-за прогиба моста или разности отметок головок рельсов мостового пути, может быть обнаружено боковым нивелированием корпуса скафандра с точек a, b, c в направлении оси реактора (рис. 177) и с точек a' и b' перпендикулярно к ней. Крен определяется для трех положений скафандра в пределах рабочей зоны реактора, т. е. над точками O_1, O_2, O_3 и O_4 (см. рис. 176). Для определения крена может быть использован

также прибор PZL, устанавливаемый на приваренную внизу скафандра площадку 1, и укрепленная в его верхней части визирная марка 2 (см. рис. 177). Применение прибора PZL вместо бокового нивелирования повышает эффективность наблюдений, что весьма важно при частоте определений крена каждые четыре—пять дней.

Стрелку прогиба моста измеряют высокоточным нивелированием с помощью подвешенной в середине моста (точка O) миллиметровой рейки 3 с грузом (см. рис. 177). Величина прогиба будет характеризоваться разностями отсчетов по рейке, взятых при различных положениях РЗМ. Отсчеты берутся многократно, с изменением горизонта нивелира: необходимость точного определения прогиба моста диктуется значительным влиянием прогиба на величину крена скафандра.

Плановая исполнительная съемка мостовых путей включает контроль прямолинейности направляющей и выверку параллельности осей рельсов. Отклонение оси направляющей от прямой линии можно определить, натянув между концами направляющей струну и измеряя смещения от нее штангенциркулем; точность такого определения характеризуется погрешностью порядка 0,2—0,3 мм. Расстояния между осями рельсов измеряются стальной прокомпарированной рулеткой с точностью до 1 мм.

Отметки головок рельсов мостовых путей и направляющей обычно определяются высокоточным геометрическим нивелированием. В тех случаях, когда установка прибора на уровне мостовых путей невозможна, в точках A и B моста с помощью магнитов подвешиваются отвесы 1 и 2 с миллиметровыми шкалами (рис. 178). Между отвесами располагают нивелир 3 и, взяв отсчеты a и b по шкалам, находят разность отметок головок рельсов по формуле

$$h = (L_a + a) - (L_b + b).$$

Величину h можно определить и тригонометрическим нивелированием. Для этого устанавливают теодолит 4 на приваренную к корпусу скафандра площадку 5 и измеряют вертикальные углы ν_1 и ν_2 , наводя трубу на закрепленные в точках A и B визирные марки. Необходимые для определения h горизонтальные расстояния S_1 и S_2 измеряют стальной рулеткой при зафиксированном положении РЗМ (например, отцентрировав ее над каким-либо технологическим каналом). Превышение h вычисляется по формуле

$$h = S_1 \operatorname{tg} \nu_1 - S_2 \operatorname{tg} \nu_2.$$

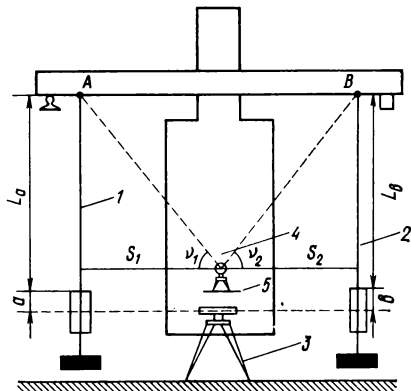


Рис. 178. Высотная исполнительная съемка мостовых путей РЗМ

В последующих циклах наблюдений восстанавливают расстояния S_1 и S_2 , центрируя РЗМ над этим же каналом.

Наблюдения за осадками фундаментов колонн главного корпуса тепловых электростанций выполняются высокоточным геометрическим нивелированием с допустимой средней квадратической погрешностью 1 мм. Частота наблюдений в первые два года эксплуатации составляет два раза в год; в дальнейшем при стабилизации осадок — один раз в пять лет. Контрольные знаки устанавливаются

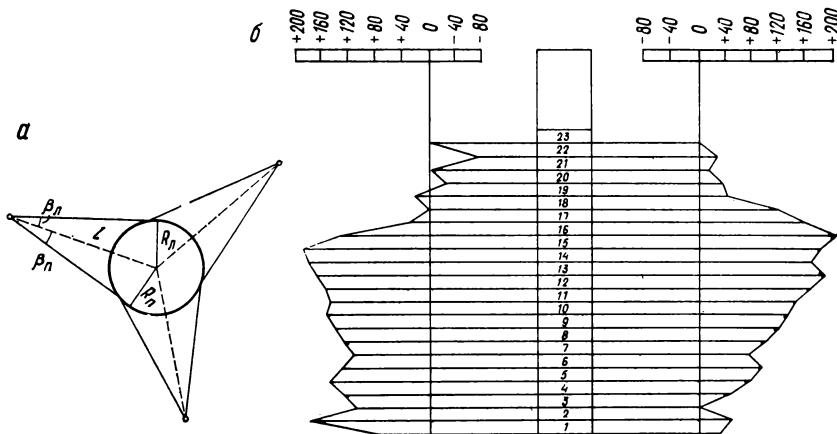


Рис. 179. Определение деформаций оболочки башни градирни:

a — схема измерений; *b* — график деформаций

по углам зданий, по обе стороны от осадочных швов, а на колоннах каркаса главного корпуса — через 12—24 м.

Для ослабления влияния вибрации оборудования на результаты наблюдений штатив нивелира устанавливают на специальные прокладки из резины или пенопласта. Продольные и поперечные нивелирные ходы в помещениях главного корпуса и котельного отделения должны образовывать сеть сомкнутых полигонов, допустимая невязка в которых вычисляется по формуле

$$f_h = 0,3 \text{ мм } \sqrt{n},$$

где n — число штативов в ходе.

Наблюдения за осадками фундаментов под турбинные установки выполняют во время возведения фундаментов, затем два раза в процессе монтажа турбоагрегата и в течение эксплуатационного периода через каждые 1—2 месяца, в зависимости от скорости осадок. Связь между контрольными реперами на отметке обслуживания и репером на отметке $+0,60$ осуществляется традиционным способом с помощью двух нивелиров и инварной ленты (см. § 124).

В свою очередь отметка репера на горизонте $\pm 0,60$ м контролируется от исходного глубинного репера путем прокладки двойного нивелирного хода.

Для определения деформаций железобетонной башни градири на расстояниях 100—200 м от нее устанавливают теодолит Т2 последовательно в трех плоскостях, образующих углы около 120° (рис. 179, а). Измерив углы β между центром градири и левым и правым краями каждого пояса бетонирования, вычисляют радиусы поясов по формулам

$$R_{\text{лев}} = l \sin \beta_{\text{лев}}; \quad R_{\text{прав}} = l \sin \beta_{\text{прав}}, \quad (19.2)$$

где l — расстояние от центра градири до оси вращения прибора, измеренное непосредственно в точность $1 : 5000$ или определенное как непрístupное.

По разностям между вычисленными по формуле (19.2) радиусами и их проектными значениями составляют график деформаций образующих оболочки башни (рис. 179, б).

Г л а в а 20

ГЕОДЕЗИЧЕСКИЕ РАБОТЫ ПРИ ГИДРОТЕХНИЧЕСКОМ СТРОИТЕЛЬСТВЕ

§ 133. ТОПОГРАФИЧЕСКИЕ МАТЕРИАЛЫ ДЛЯ ПРОЕКТИРОВАНИЯ ГИДРОТЕХНИЧЕСКИХ СООРУЖЕНИЙ

Проектирование и строительство современных гидроэлектростанций основывается на всестороннем изучении природных условий территории для возведения основных и вспомогательных сооружений гидроузла и организации зоны будущего водохранилища. Изучению подлежат рельеф и ситуация района строительства, геологическое строение долины реки в створе плотины проектируемой ГЭС и в зоне водохранилища, гидрогеологический режим реки, наличие запасов местных строительных материалов. Одно из ведущих мест в этом комплексе изысканий отводится топографо-геодезическим работам, предоставляющим исходные данные для составления проекта.

Проектирование гидротехнических сооружений выполняется, как правило, в две стадии: проект и рабочая документация. В отдельных случаях техническому проекту предшествует внестадийное проектирование, имеющее целью разработку схемы гидроэнергетического использования реки. Для внестадийного проектирования составляется продольный профиль реки в масштабах $1 : 500\,000$ — $1 : 1\,000\,000$ для больших равнинных рек и в масштабах $1 : 50\,000$ — $1 : 100\,000$ — для малых равнинных и горных рек. Для приближенного определения границ затопления и емкости водохранилищ каскада необходимы топографические карты долины реки в масштабах $1 : 50\,000$ — $1 : 100\,000$ с высотой сечения рельефа h 5—20 м. Для малых равнинных и горных рек в этом случае масштаб увеличивается до $1 : 25\,000$ при высоте сечения рельефа h 2—5 м. Предварительное

размещение сооружений гидроузлов, жилых поселков, участков разведки стройматериалов намечается на картах масштабов 1 : 5000 — 1 : 10 000 при h_2 —5 м. Наибольший объем топографо-геодезических работ приходится на первую стадию проектирования. Выбор оптимального створа и разделение сооружений выполняются на планах 1 : 2000—1 : 5000 с сечением рельефа 0,5—1,0 м. На участке будущего каскада составляют подробный продольный профиль реки в масштабах 1 : 25 000—1 : 100 000. Водоохранилище проектируется на картах масштаба 1 : 25 000—1 : 100 000, а в районах с развитой экономикой — на планах в масштабе 1 : 1 000 — 1 : 5 000.

Для составления рабочей документации здания ГЭС, головных узлов в деривационных установках, расположения насосных и водозаборных станций, камер и голов судоходных шлюзов необходимы топографические планы масштабов 1 : 500—1 : 1000 с высотой сечения рельефа 0,5—1,0 м.

Выбор местоположения порта осуществляется на картах масштаба 1 : 5000 — 1 : 10 000. На первой стадии проекта на всю территорию строительства требуется план в масштабе 1 : 2000 с высотой сечения рельефа 1 м. Для составления рабочей документации портовых сооружений используются топографические планы в масштабах 1 : 500 — 1 : 1000 с высотой сечения рельефа 1 м.

§ 134. ГЕОДЕЗИЧЕСКИЕ РАБОТЫ ПРИ ГИДРОЛОГИЧЕСКИХ ИЗЫСКАНИЯХ

Инженерные изыскания для целей изучения гидрологического режима реки и прилегающей к ней территории производятся на основе сети гидрологических постов, требующих постоянного геодезического обеспечения. В состав работ, обслуживающих гидрологические посты, входят топографическая съемка мест их расположения, съемка рельефа дна посредством измерения глубин, нивелирование уровней воды и разбивка гидрометрических створов для определения скоростей течения. Плановой основой для съемки служат пункты государственной триангуляции и полигонометрии 4 класса и разрядных сетей сгущения. Высотное обоснование речных изысканий создается нивелирными ходами IV класса и технического нивелирования, прокладываемыми вдоль одного из берегов при ширине реки менее 800 м с переходом на другой берег в местах излома динамической оси потока. Для рек большей ширины нивелирные ходы располагают по обоим берегам и связывают их между собой через определенные интервалы. Постоянные грунтовые и стенные реперы стандартного типа закладывают через 5—8 км. У переломов профиля водной поверхности и вблизи урезов воды устанавливают дополнительно временные реперы. В качестве временных реперов используют деревянные столбы, опоры высоковольтных линий электропередач и пни деревьев.

Границы съемки по ширине и длине L участка реки обуславливаются соответственно наивысшим уровнем воды $H_{\text{макс}}$ и шириной реки в межень B_m . Ширина участка ограничивается отметками,

большими $H_{\text{макс}}$ на 0,5—1 м. При $B_m \ll 100$ м длина участка $L = 5B_m$, но не меньше 100 м, а при $B \geq 100$ м $L \geq (2 - 3) B_m$. Для рек с широкими поймами величина L должна всегда превышать ширину поймы.

Простейшими приборами для измерения глубин являются наметка и ручной и механический лоты. При глубинах менее 5—6 м и небольших скоростях течения воды применяется наметка — круглый деревянный шест с дециметровыми делениями. Ручной лот представляет собой груз массой 3—6 кг конической или пирамидальной формы, подвешенный на размеченном шнуре — лотлине. Он используется при больших глубинах, чем наметка, и при скоростях течения не более 1 м/сек. Механический лот применим при любых скоростях течения, его груз опускается в воду на тонком тросе с помощью лебедки: измеренная глубина фиксируется по счетчику числа оборотов вала лебедки. Более совершенными средствами измерения глубин являются гидростатические профилографы, автоматически регистрирующие профиль водного сечения, и эхолоты.

Принцип действия эхолота основан на определении времени τ прохождения ультразвукового сигнала от поверхности воды до дна и обратно. По известной скорости v распространения звука в воде и измеренному τ глубина h находится из соотношения

$$h = v\tau/2.$$

Определение планового положения точек, в которых измеряются глубины (промерных точек), осуществляется геодезическими или фотограмметрическими способами. В простейшем случае для этого используется маркированный трос, натягиваемый вдоль промерного створа: для рек шириной более 200 м положение промерных точек определяют угловыми засечками с помощью установленных на берегу теодолита или мензулы. Эффективность промерных работ заметно повышается при использовании аэроснимков. В этом случае плановая привязка промерного створа производится к четко изобразившимся на фотоплане или фотосхеме контурным точкам.

Перспективным является и наиболее современный способ измерения глубин с самолета с применением буев (рис. 180). С самолета в реку сбрасывается капсула, состоящая из двух буев, снабженных красителем и парашютами. Оба буя соединены с грузом P нитями известной длины S_1 и S_2 ($S_2 \geq S_1$). Как только капсула коснется дна, буи освобождаются специальным приспособлением, всплывают на поверхность воды и, удерживаемые нитями, занимают в течении положение равновесия. Затем буи фотографируют, высота фотографирования фиксируется по высотомеру. На аэроснимке получается изображение цветных пятен на воде, создаваемых красителем. По этим пятнам опознается положение буев на снимке.

Искомая глубина h вычисляется по формуле

$$h = \frac{1}{2a} \sqrt{4a^2 S_1^2 - (S_2^2 - S_1^2 - a^2)^2},$$

где $a = a' (f/H)$, a' — расстояние между буйами на снимке, f — фокусное расстояние фотокамеры, H — высота фотографирования.

Для сопоставления глубин в разных точках по длине потока при изменяющемся в общем случае рабочем уровне воды необходимо измеренные в разное время глубины привести к одному моменту времени. С этой целью определяют так называемый мгновенный уровень воды, нивелируя кольца, забиваемые вровень с водной поверхностью в точках одновременной связки (ТОС), расположенных через 100—200 м друг от друга.

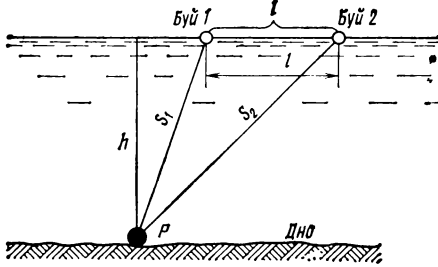


Рис. 180. Измерение глубин с самолета при помощи буйев

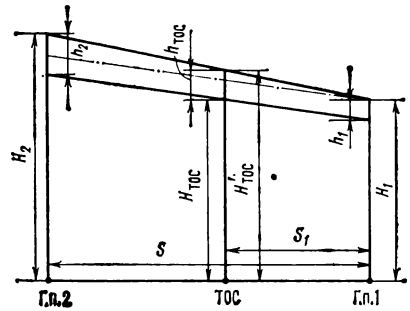


Рис. 181. Приведение измеренных глубин к мгновенному уровню

Пусть H_1 , H_2 , $H'_{\text{ТОС}}$ — соответственно отметки рабочего уровня воды на гидрологических постах Г. п. 1, Г. п. 2 и в промежуточной ТОС, определенные в момент времени t' (рис. 181). Если к моменту t уровень воды на обоих постах понизился на h_1 и h_2 , отметку $H_{\text{ТОС}}$ приведенного уровня вычисляют по формуле

$$H_{\text{ТОС}} = H'_{\text{ТОС}} - h_1 + [(h_2 - h_1)/S] S_1,$$

где S — расстояние между гидрологическими постами, S_1 — расстояние между Г. п. 1 и ТОС.

§ 135. ГЕОДЕЗИЧЕСКИЕ РАБОТЫ ПРИ ГЕОЛОГИЧЕСКИХ И ГИДРОГЕОЛОГИЧЕСКИХ ИЗЫСКАНИЯХ ДЛЯ ГИДРОСТРОИТЕЛЬСТВА

Задачей инженерно-геологических изысканий является изучение геологического строения территории будущего гидроузла; в результате этого изучения определяется несущая способность пород основания сооружений. В состав инженерно-геологических изысканий входят также гидрогеологические исследования, выявляющие условия фильтрации, условия подпора подземных вод и их воздействие на устойчивость сооружений.

Основной вид полевых инженерно-геологических работ — разведочное бурение, т. е. проходка глубоких вертикальных выработок круглого сечения (скважин). Геодезическое обслуживание буровых работ состоит в перенесении проекта размещения скважин на мест-

ность, а также в привязке скважин к пунктам геодезической опорной сети в процессе проходки выработок или после ее завершения. Чаще всего разведочные скважины располагаются параллельными рядами (рис. 182). Для выноса их в натуру от стороны I—II геодезической сети по полученным графическим координатам точки 6 среднего ряда и известным координатам пункта II вычисляют разбивочные элементы ряда — углы φ_1 и φ_2 и расстояние l . Остальные скважины разбиваются по заданным в проекте расстояниям между ними. Часто разведочные скважины разбивают в русле реки, в этом случае положение понтона с буровым оборудованием определяется прямой угловой засечкой. Установленным в точке III измеренного базиса теодолитом направляют понтон по направлению поперечного створа 1—3; из точки IV откладывают разбивочные углы φ_3 и φ_4 , определяющие положение скважин 1 и 2. Допустимая погрешность разбивки разведочных выработок составляет 1 м.

Геодезическая привязка разведочных скважин в плане осуществляется теодолитными ходами, а по высоте — геометрическим нивелированием. Точность планового определения в этом случае зависит от масштаба топографической карты, служащей основой для соответствующей геологической карты. Так, при масштабах 1 : 10 000—1 : 5000 средняя квадратическая погрешность в положении выработки относительно ближайших геодезических пунктов равна 1 м, для масштабов 1 : 2000 — 1 : 1000 допуск уменьшается до 0,5 м.

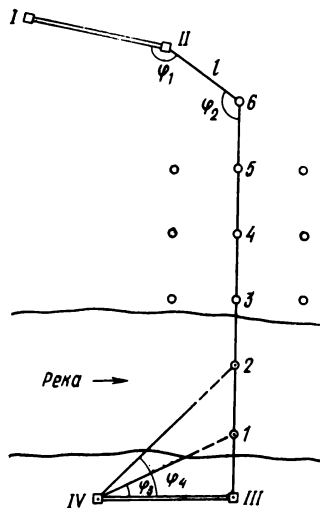


Рис. 182. Схема разбивки разведочных скважин

§ 136. СОЗДАНИЕ ГЕОДЕЗИЧЕСКИХ РАЗБИВОЧНЫХ СЕТЕЙ НА СТРОИТЕЛЬНОЙ ПЛОЩАДКЕ ГИДРОУЗЛА И ВЫНОС В НАТУРУ ОСЕЙ СООРУЖЕНИЙ

Плановая разбивочная сеть на стройплощадке гидроузла должна служить основой для выноса в натуру основных осей сооружений, а в необходимых случаях и для организации наблюдений за их деформациями.

Построенная в период изысканий геодезическая сеть ни по точности, ни по густоте пунктов не отвечает этим требованиям; поэтому на участке строительства создаются локальные геодезические сети в виде триангуляции, полигонометрии, трилатерации, линейно-угловых построений. Нормативы и допуски гидротехнической триангуляции приведены в табл. 19.

Таблица 19

Разряд триангуляции	Средняя квадратическая погрешность угла, угл. с	Длины сторон, км	Допустимая невязка треугольника, угл. с	Средняя квадратическая относительная погрешность	
				измеренного базиса	наиболее ответственной стороны
II	1,0	0,5—1,5	3,5	1 : 800 000	1 : 200 000
III	1,5	0,3—1,0	5,0	1 : 500 000	1 : 150 000
IV	2,0	2,0—0,8	7,0	1 : 150 000	1 : 70 000

Выбор необходимого разряда триангуляции определяется мощностью проектируемой ГЭС и наибольшими размерами сооружения (табл. 20).

Таблица 20

Категория ГЭС	Мощность ГЭС, тыс. кВт	Размеры сооружения, м			Разряды опорной сети		
		Здания ГЭС	Плотина	Напорный фронт (в бетоне)	Для наблюдений за деформациями	Разбивочная сеть	
						подземная	надземная
I	750	800	1000	1500	II	III	IV
II	750—300	300	300	500	II, III	III	IV
III	300—25	140	200	250	III	IV	Полигонометрия I разряда
IV	25 и менее	50	100	100	—	Полигонометрия I разряда	Полигонометрия II разряда

Для наблюдений за деформациями особо крупных и сложных сооружений в состав плановой геодезической основы может быть включена триангуляция I разряда; технические характеристики такой сети устанавливаются специальными расчетами.

Так же, как и плановая, высотная разбивочная сеть служит не только для обеспечения строительно-монтажных работ; она должна развиваться с учетом ее дальнейшего использования для наблюдений за осадками сооружений.

Высотная разбивочная сеть создается геометрическим нивелированием, ее технические характеристики приведены в табл. 21.

Схема плановой разбивочной сети, обслуживающей одно или несколько сооружений, зависит от условий производства гидротехнического строительства. Вследствие интенсивных земляных, скальных и буровзрывных работ, забивки свай и шпунтов, движения тяжелых машин нарушается естественное состояние грунта. Поэтому для сохранения неизменности положения пунктов разбивоч-

ной сети ее строят в несколько ступеней. Пункты первой ступени располагают вне зоны возможных деформаций грунта на расстоянии не менее 500 м от возводимого объекта, пункты второй ступени — в непосредственной близости от него. При этом часть сторон сети должна совпадать с проектными направлениями осей сооружения и границами секций ГЭС, плотины, шлюза и т. д.

Т а б л и ц а 21

Разряды сети	Средняя квадратическая погрешность на 1 км хода, мм	Допустимая невязка хода, мм (L — длина хода, км)
I	1	$3\sqrt{L}$
II	2	$5\sqrt{L}$
III	5	$10\sqrt{L}$
IV	10	$20\sqrt{L}$

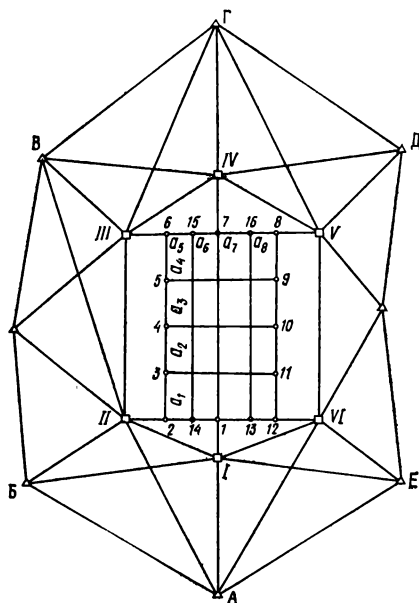
На рис. 183 изображена локальная разбивочная сеть в виде триангуляции с дополнительными связями. Пункты А—Е первой ступени закреплены в устойчивых грунтах; сторона АГ является осью плотины и принята за ось абсцисс условной системы координат с началом в пункте А. Проектом предусмотрено размещение на перемычках котлована пунктов второй ступени I—VI. Пункты I и IV лежат на оси плотины, а остальные образуют сеть прямоугольников со сторонами, параллельными продольной и поперечным осям сооружения. Пользуясь определенными графически координатами пунктов I—VI, находят их разбивочные элементы и выносят в натуру способом прямой угловой засечки от пунктов первой ступени.

По заданным проектом расстояниям a_1, a_2, \dots, a_8 между пунктами 1—14 разбивочной сети третьей ступени (секционная сеть) выносят в натуру от сети второй ступени и закрепляют временными знаками пункты 1, 2, 6, 8, 12. Остальные (промежуточные) пункты разбивают с помощью оптических дальномеров или светодальномеров. Между построенными таким образом пунктами сети второй и третьей ступени прокладывают полигонометрические ходы, вычисляют исполнительные координаты этих пунктов, редуцируют их на проектное положение и закрепляют постоянными железобетонными знаками.

Закрепленные оси плотины и границы секций служат основой для разбивки осей блоков бетонирования первого яруса и границ опалубки, а также выноска, т. е. линий, смещенных на 1 м от границ опалубки и параллельных им (рис. 184). Для наблюдения за осадками основания плотины в течение строительного периода в бетон нижнего яруса закладывают реперы и передают на них отметки от пунктов высотной разбивочной сети. По мере наращивания плотины знаки крепления осей и отметки реперов переносят на верхние

ярусы блоков; вертикальность возводимых конструкций контролируют способом бокового нивелирования.

Большое значение для условий нормальной работы сооружения имеет точность разбивки рабочих осей для монтажа закладных частей затворов. Основой такой разбивки является ось пролета, симметричная относительно осей смежных бычков плотины (рис. 185). Параллельно оси плотины разбивают и закрепляют скобами 1 продольные монтажные оси А—А и Б—Б; перпендикулярно к ним по обе



← Рис. 183. Сеть гидротехнической разбивочной триангуляции

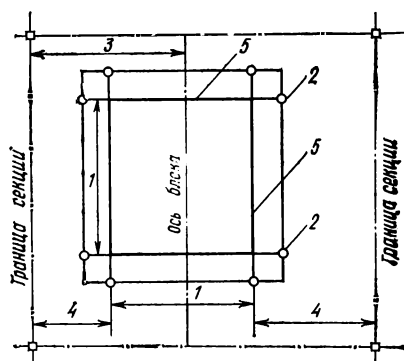


Рис. 184. Разбивка осей блоков бетонирования нижнего яруса:

1 — проектные размеры блока; 2 — знаки выноска границ блока; 3 — привязка оси блока к границе секции; 4 — привязка границ блока к границам секции; 5 — границы блока (опалубка)

стороны от каждого металлического порога строят поперечные монтажные оси $a-a$ и $b-b$ (скобы 2). По отношению к этим осям промерами k , l , m , n контролируют монтаж металлоконструкций щитового 3 и ремонтного 4 пазов. Горизонтальность порогов выверяется нивелированием от реперов 5, а вертикальность направляющих — боковым нивелированием или отвесами.

Особенностью геодезической подготовки и переноса в натуру осей бетонных плотин арочного типа является использование в качестве главного пункта разбивочной сети геометрического центра плотины O (рис. 186).

При составлении проекта заданы: радиус R круговой оси плотины, ее длина $AB = S$ и расстояния k по оси плотины между продольными осями смежных бычков, а также координаты центра O плотины и ее начальной точки A , отнесенные к условной оси плотины $I-II$, являющейся одной из сторон гидротехнической триангуляции. Пункт I этой условной оси принят за начало координат. Задачей разбивки плотины является определение на местности

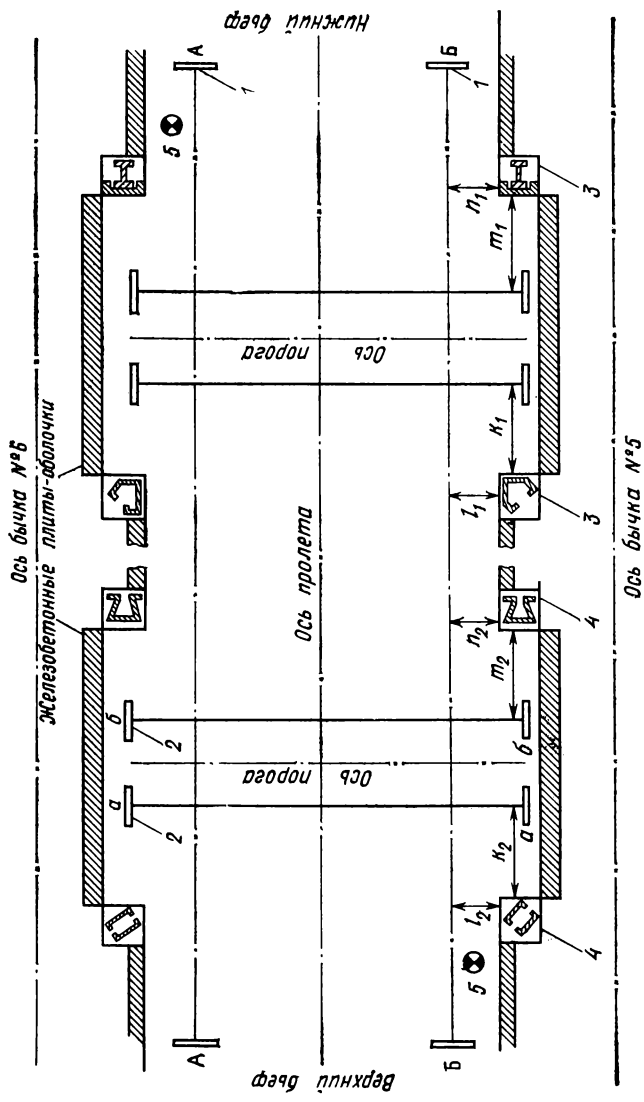


Рис. 185. Геодезический контроль монтажа пазовых конструкций железобетонной плиты

направлений продольных осей бычков $I'-O$, $2'-O$ и т. д. и точек их пересечения $1, 2, 3 \dots n$ с осью плотины. За основу разбивочных работ принимается прямая $I-II$, так как, находясь в центре сооружений гидроузла, она позволяет связать между собой все оси и главные точки, расположенные на обоих берегах реки.

Один из вариантов программы геодезических работ включает следующие этапы.

1. Вычисляют разбивочные элементы для перенесения на местность центра плотины O . Для этого по координатам пунктов I и II

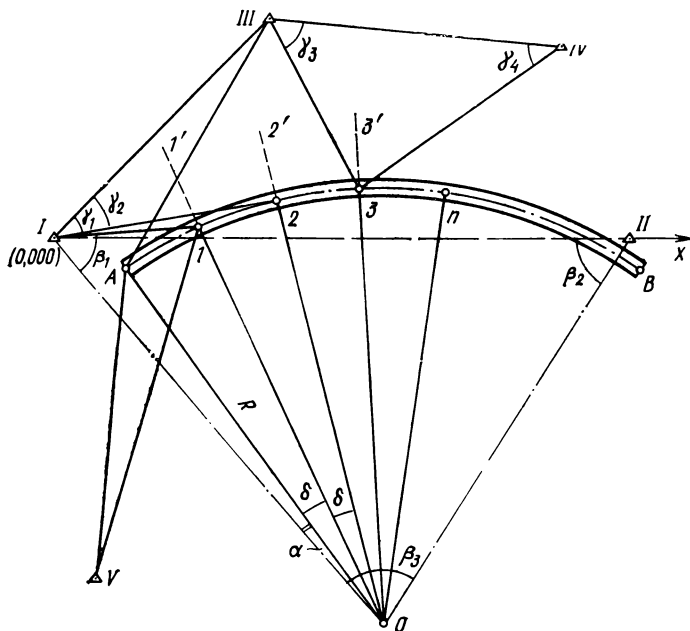


Рис. 186. Схема разбивки осей бычков арочной плотины

и проектным координатам центра O находят дирекционные углы $(I-O)$ и $(II-O)$ и углы β_1 и β_2 . Определив положение пункта O прямой засечкой, вновь измеряют углы β_1 и β_2 , а также угол β_3 ; после увязки углов вычисляют исполнительные координаты центра плотины O и редуцируют его на проектное положение. Находясь вначале под прикрытием низовой перемычки, пункт O может впоследствии оказаться в русле реки; поэтому его закрепляют долговременным железобетонным знаком достаточной высоты.

2. По заданным в проекте расстояниям k и радиусу R круговой оси плотины вычисляют углы δ .

3. По координатам начальной точки A и центра плотины находят дирекционный угол $(O-A)$ и угол α .

4. От дирекционного угла $(O-A)$, пользуясь найденными ранее центральными углами δ , вычисляют дирекционные углы $(O-I)$,

(0—2), (0—3) и т. д. и координаты $x_1y_1, x_2y_2, x_3y_3 \dots$ и т. д. точек пересечений продольных осей бычков с осью плотины.

5. По координатам пунктов I, III, IV и значениям $x_A, y_A, x_1y_1, x_2y_2, x_3y_3 \dots$ вычисляют засекающие углы $\gamma_1, \gamma_2, \gamma_3$.

6. Откладывая от исходного направления $O—I$ углы α и $\alpha + n\delta$ (где n — порядковый номер бычка) и от соответствующих сторон триангуляции углы $\gamma_1, \gamma_2, \gamma_3$ и т. д., определяют положение точек $I, 2, 3 \dots$ и т. д. прямой угловой засечкой.

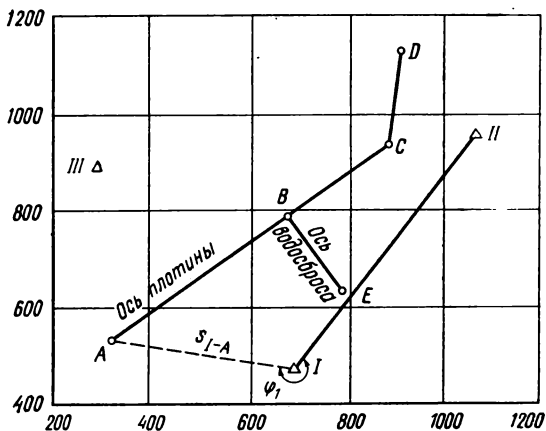


Рис. 187. Схема разбивки осей земляной плотины

Если по условиям строительства закрепить в натуре центр плотины O невозможно, точки $1, 2, 3 \dots$ и т. д. бычков переносят в натуре только от пунктов опорной сети I, II, III и т. д. В этом случае разбивочные работы усложняются необходимостью вычисления и построения в точках $1, 2, 3 \dots n$ дополнительных углов, определяющих направление осей бычков $1—O, 2—O$ и т. д. Заключительным этапом разбивки осей бетонных плотин является выполнение контрольных линейных и угловых измерений, подтверждающих совпадение фактического и проектного положений осей и точек сооружений.

С точки зрения разбивочных работ наиболее простыми гидротехническими сооружениями являются земляные плотины. Требования к точности разбивки осей этих плотин невысоки: вынос в натуре отрезков осей допускается с погрешностью порядка $1/2000$, а углов в точках их поворота — с погрешностью $1'$.

На рис. 187 изображены проект земляной плотины $ABCD$ и пункты разбивочной сети I, II, III .

Проектом заданы длины отрезков осей AB, BC, CD и оси водосброса BE , по условию проекта перпендикулярной к участку AC оси плотины. Геодезическая подготовка проекта разбивки осей выполняется графоаналитическим методом. Для этого графически определяют координаты всех точек плотины. По координатам концов линии, например AC , вычисляют дирекционный угол α_{AC} . По α_{AC} и проектным длинам AB и AC вычисляют координаты точек B и C , принимаемые за окончательные. Координаты конца оси водо-

сброса E вычисляют по проектной длине BE и дирекционному углу $\alpha_{AC} + 90^\circ$. Аналогично вычисляют координаты точки D .

Вычислив разбивочные элементы γ_{1-A} и φ_1 пункта A плотины, выносят его в натуру полярным способом. Далее по закрепленным точкам A, B, C, D, E прокладывают теодолитный ход и вычисляют их исполнительные координаты. Если они отличаются от проектных в пределах графической точности масштаба плана, положение ссей считается окончательным. Вдоль линий A, B, C, D и BE разбивают пикетаж с последующим нивелированием всех закрепленных точек.

§ 137. ГЕОДЕЗИЧЕСКИЕ РАБОТЫ ПО ПЕРЕНЕСЕНИЮ НА МЕСТНОСТЬ ПРОЕКТНОГО КОНТУРА ВОДОХРАНИЛИЩА

Геодезические работы по переносу на местность проектного контура водохранилища начинаются с создания планового и высотного обоснования в виде триангуляции или полигонометрии 2 или 3 и 4 классов и нивелирования тех же классов. От ближайшего репера в направлении контура водохранилища прокладывают нивелирный ход до точки A (рис. 188), отметка которой H_A приблизительно (с точностью до нескольких дециметров) равнялась бы высоте нормального подпорного уровня ($H_{нпу}$). На расстоянии около 100 м от точки A устанавливают нивелир I_1 и намечают в направлении контура водохранилища связующую точку B примерно на том же расстоянии. На местности отыскивают точку I , переставляя рейку

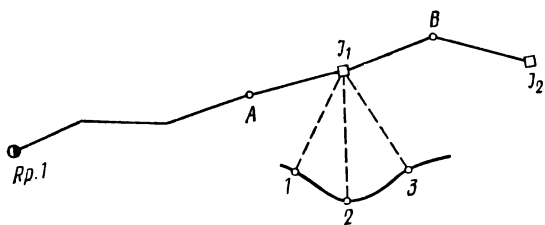


Рис. 188. Перенесение на местность проектного контура водохранилища

по склону долины до тех пор, пока отсчет b по рейке не будет равен значению

$$b = H_A + a - H_{нпу},$$

где a — отсчет по рейке в точке A .

Аналогично определяют на местности положение точек $2, 3$ и других точек контура водохранилища, после чего нивелир переносят на следующую станцию I_2 и работа продолжается в той же последовательности. Найденные точки закрепляют постоянными знаками; отдельные участки контура водохранилища спрямляют. Вдоль обозначенного контура прокладывают теодолитный ход с целью определения координат характерных точек границы затопления.

При крутизне будущих берегов водохранилища более 10° допускается перенесение на местность его контура методом тригонометрического нивелирования.

Если заполнение водохранилища производится в два этапа, то контур его на первом этапе можно определять барометрическим нивелированием.

§ 138. ГЕОДЕЗИЧЕСКИЕ РАБОТЫ ПРИ СТРОИТЕЛЬСТВЕ СУДОПОДЪЕМНЫХ СООРУЖЕНИЙ И ДОКОВ

В зависимости от типа, габаритов и конфигурации сооружений, способов выполнения разбивочных работ и условий строительства создается локальная разбивочная основа или в виде осевых сеток, или в виде микротриангуляции.

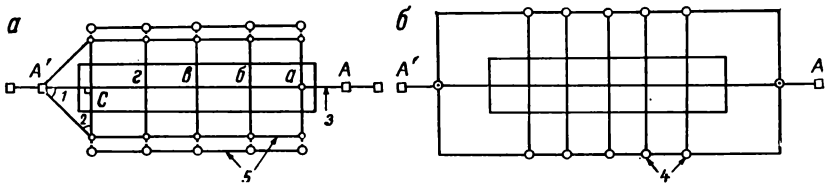


Рис. 189. Осевая сетка:

a — при разбивке поперечников по створу главной продольной оси; *б* — при разбивке поперечников по вспомогательным осям; 1, 2 — контрольные углы, 3 — главная продольная ось, 4 — створные знаки, 5 — вспомогательные оси

Осевые сетки развиваются для геодезического обслуживания строительства слипов при наличии благоприятных условий для закрепления большого числа осевых знаков и для их сохранности. Для сооружений докового типа, возводимых в глубоких котлованах, более удобным видом разбивочной основы является микротриангуляция.

Осевая сетка строится в виде поперечников, перпендикулярных главной продольной оси сооружения с интервалом, соответствующим размерам основных конструктивных секций, и с точностью 5 мм. Разбивку поперечников можно вести по створу главной оси (рис. 189, *a*) или же по параллельным ей вспомогательным осям (рис. 189, *б*). Расстояние от конца главной оси до первого поперечника (*Aa*) определяют по координатам этих точек, снятых графически с генерального плана; длины остальных интервалов задаются в проекте. Выполнив приближенную разбивку поперечников и закрепив каждый из них временными створными знаками, измеряют вторично все интервалы светодальномером. По разностям измеренных и проектных величин интервалов находят значения линейных редуций и откладывают их стальной рулеткой. Перпендикулярность поперечников к главной оси проверяется выборочно измерением теодолитом T_2 углов 1, 2 и т. д. (см. рис. 189, *a*). Контролем перпендикулярности служит равенство:

$$C = 180^\circ - (\angle 1 + \angle 2) = 90^\circ \pm 5''.$$

Разбивочные сети в виде микротриангуляции строятся по двум схемам: с измерением двух противолежащих базисных сторон III—IV

и VII—VIII (рис. 190, а) или нескольких диагоналей I—VI, II—VI, I—IV, II—V (рис. 190, б). Углы микротриангуляции измеряются с допустимой погрешностью 5", а базисные стороны светодальномером, с точностью не ниже 1 : 80 000.

В период, предшествующий разбивке основных осей сооружений, на строительной площадке выполняется большой объем земляных работ: разработка котлованов под доковые камеры, вертикальная планировка наклонных и горизонтальных участков слипов и

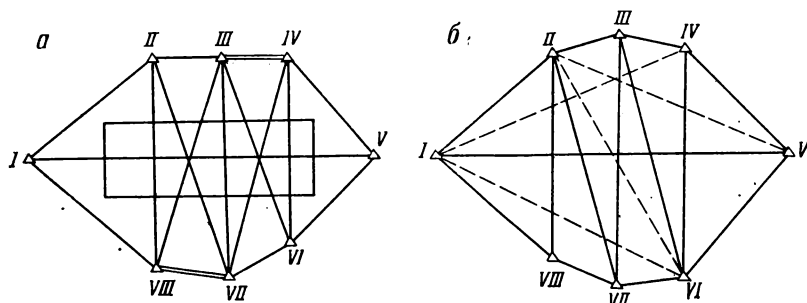


Рис. 190. Сеть разбивочной микротриангуляции:

а — с измерением базисных сторон; б — с измерением диагоналей (пунктир)

прилегающих к сооружениям территорий. На этом этапе строительства выносят на местность контуры котлована и проектные отметки его дна, а также проектные отметки и уклоны оснований горизонтальных и наклонных судовозных путей.

Перенос проекта в натуру осуществляется в две стадии. Вначале разбивают главные и основные оси сооружения: для поперечного слипа такими осями являются (рис. 191): главная продольная ось I—I, оси крайних наклонных 1—1' и 2—2' и оси крайних горизонтальных 3—3' и 4—4' судовозных путей, граница подводного стапеля 5—5', линия сопряжения наклонной и горизонтальной частей слипа 6—6', оси крайних стапельных путей 7—7' и 8—8', межсекционные оси железобетонных плит, являющихся основаниями судовозных путей.

После этого разбивают все промежуточные оси 9—9', 10—10' ... 17—17', в том числе оси головок рельсов и фундаментов под стационарное оборудование, а также выносят в натуру их проектные отметки и уклоны.

При строительстве дока разбивают его главную продольную ось I—I и совпадающую с ней ось киль-блоков (рис. 192); оси, определяющие габариты камеры 1—1', 2—2', 3—3' и 4—4', оси подкрановых путей 5—5' и 6—6' и доковых опор 7—7' и 8—8', оси порогов основного и промежуточного затворов 9—9' и 10—10' и, наконец, межсекционные поперечные оси 11—11', 12—12' и 13—13'.

По мере завершения строительных работ выполняют текущие исполнительные съемки, выверяя фактическое положение возведенных конструкций и их частей. Так, например, правильность

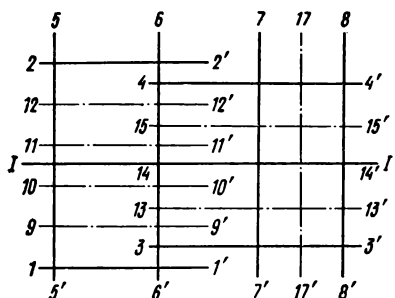


Рис. 191. Разбивочные оси поперечного сгиба

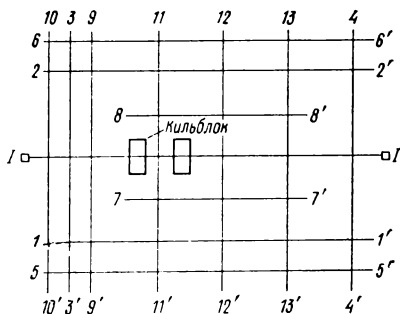


Рис. 192. Разбивочные оси дока

укладки рельсов контролируют створным способом и промерами междупутных расстояний через каждые 30 м; головки рельсов нивелируются на каждом стыке и посередине между стыками.

§ 139. ГЕОДЕЗИЧЕСКИЕ РАБОТЫ ПРИ СТРОИТЕЛЬСТВЕ ОГРАДИТЕЛЬНЫХ И ПРИЧАЛЬНЫХ ПОРТОВЫХ СООРУЖЕНИЙ

Задачами геодезического обслуживания строительства оградительных и причальных портовых сооружений являются: вынос в натуру их основных осей, точное размещение в плане и по высоте как всего комплекса сооружений, так и его отдельных элементов, производство детальных разбивок, обеспечивающее соблюдение заданных проектом размеров сооружений, осуществление геодезического контроля за работами в процессе строительства. Для объектов, возводимых в сложных геологических и гидрогеологических условиях, предусмотрены также периодические наблюдения за их горизонтальным сдвигом и осадкой и за состоянием прилегающих участков береговой зоны и акватории.

Несмотря на такой, казалось бы, традиционный характер перечисленных геодезических работ, они значительно отличаются от соответствующих видов работ на сооружениях речных гидроузлов. Их специфика обусловлена прежде всего особенностями технологии строительства оградительных и причальных портовых сооружений. В большинстве случаев эти сооружения возводятся на акватории подводным способом, без применения перемычек и водоотлива, их строительству препятствуют большие глубины, воздействие морских волн и речных течений, плохая видимость при работе под водой. В результате значительно осложняется и производство геодезических измерений: разбивочные работы приходится выполнять в условиях обширного водного пространства и переносить оси сооружений на дно акватории, закрепляя их плавучими знаками (буями).

В качестве геодезической основы разбивочных работ используют сети триангуляции или ходы полигонометрии 4 класса, пункты разрядных сетей этих же видов и реперы нивелирования III класса.

Согласно принятой в портовом гидростроительстве классификации разбивке подлежат следующие основные и вспомогательные оси сооружений.

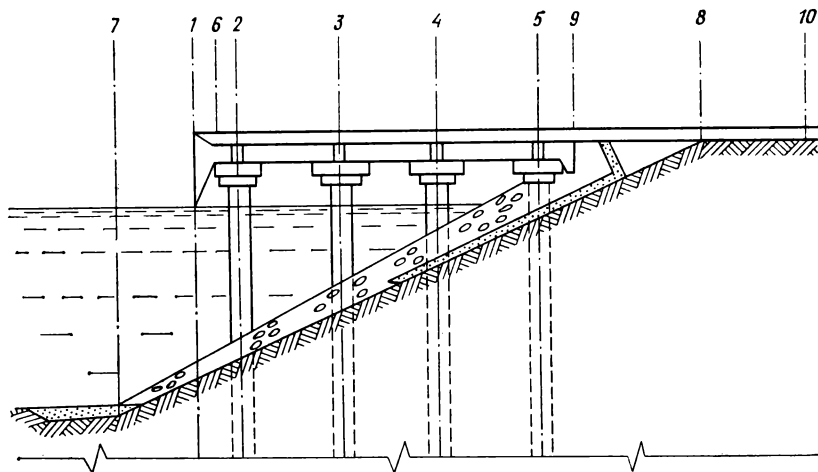


Рис. 193. Разбивочные оси причала эстакадного типа:

1 — линия кордона; 2, 3, 4, 5 — оси свайных рядов; 6 — оси швартовых тумб; 7 — нижняя бровка откоса; 8 — верхняя бровка откоса; 9 — тыловая грань; 10 — базис разбивки

Основные оси:

1) для причалов типа набережных: линия кордона, т. е. линия пересечения верхней плоскости сооружения и его лицевой вертикальной грани (рис. 193), оси свайных рядов;

2) для оградительных сооружений из обыкновенных массивов — боевая линия, т. е. фасадная линия торцов нижнего курса массивов (рис. 194);

3) для молов, волноломов, пирсов и бун — продольная осевая линия;

4) для голов молов и причалов островного типа — продольная и поперечная оси (рис. 195).

Вспомогательные оси:

1) для котлованов и каменных постелей: продольная осевая линия, верхняя и нижняя бровки (см. рис. 194);

2) для берегового откоса — бровки откоса, бермы и линии изменения уклонов откоса;

3) для верхних строений причалов — оси основных элементов (ригелей и плит);

4) для швартовых тумб — линии их центров.

Основным способом выноса в натуру осей молов, волноломов, пирсов и причалов островного типа является способ угловой за-

сечки. Вначале оси фиксируются буйми, а затем переносятся на сооружение после его возведения выше уровня воды. Если пирс строится внутри закрытой территории, то ось закрепляется также

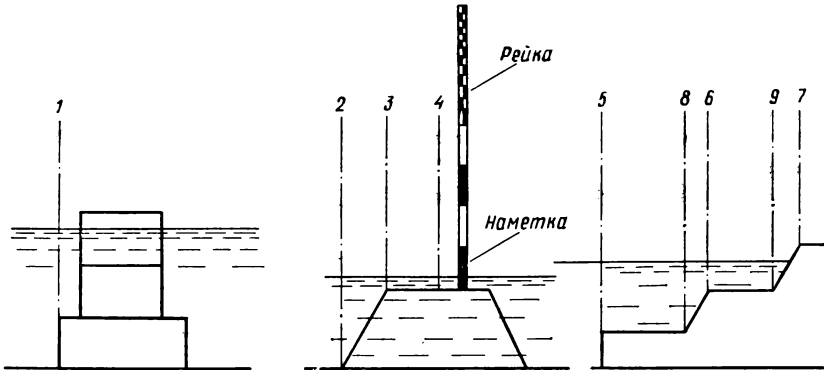


Рис. 194. Разбивочные оси оградительных и причальных сооружений:

1 — боевая линия массивной кладки; 2, 3, 4 — габаритные и осевая линии каменной постели; 5 — габаритная линия котлована; 6, 7 — бровки откоса и бермы; 8, 9 — линии изменения уклонов ступенчатого берегоукрепления

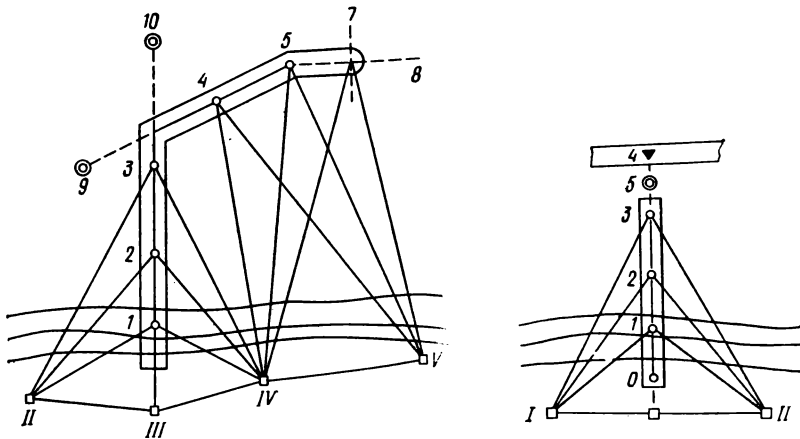


Рис. 195. Разбивка осей мола:

1, 2, 3, 4, 5 — пункты продольной оси; 6 — центр головы мола; 7, 8 — оси голов мола; 9, 10 — буй

Рис. 196. Разбивка продольной оси пирса:

1, 2, 3 — пункты продольной оси; 4 — створный осевой знак на молу; 5 — буй

и на молу (рис. 196). Разбивка линий кордона причальных набережных, расположенных вдоль берега, ведется от исходного направления I—II полярным способом (рис. 197). Полярные расстояния до осевых точек O—4 откладываются светодальномером или дальномером двойного изображения; применение мерных лент и рулеток

требует предварительного устройства специальных деревянных мостков. Как видно из рис. 197, величина разбивочных углов φ остается постоянной

$$\varphi = 90^\circ - \Delta\alpha,$$

где $\Delta\alpha$ — разность дирекционных углов линии кордона и базисной линии $I-II$.

Одним из наиболее трудоемких видов геодезических работ на портовых стройплощадках является геодезическое обеспечение строительства причалов из кладки массивов. По данным проекта из концов базиса I и II (рис. 198) теодолитом разбиваются и закрепляются

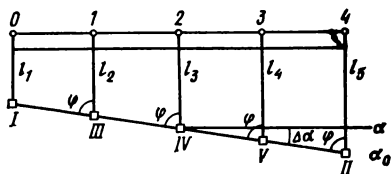


Рис. 197. Разбивка линии кордона причальной набережной

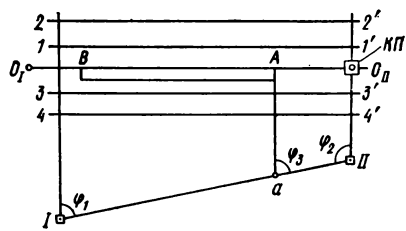


Рис. 198. Разбивка осей массивовой кладки

буями боевая линия O_1O_{II} и габаритные линии каменной постели $1-1'$, $2-2'$, $3-3'$ и $4-4'$. Отсыпка камня непрерывно контролируется наметкой, вначале с точностью до нескольких дециметров, а затем по мере выравнивания постели — нивелиром и закрепленной на наметке рейкой с погрешностью в пределах 3 см (см. рис. 194). Плановое положение бровок постели выверяется водолазом с помощью опускаемых со створных линий $1-1'$, $2-2'$, $3-3'$ и $4-4'$ разбивочных лотов — отвесов с массой груза 8—10 кг. Далее проводится цикл уплотнения каменной постели с постоянным геодезическим контролем: ежедневно нивелируются четыре угла устанавливаемого поверх кладки отгрузочного массива с целью определения стабилизации процесса осадки постели. Непосредственно перед укладкой нижнего (первого) курса массивов проводится исполнительное нивелирование их основания по сетке квадратов 2×2 м. Для контроля кладки массивов в районе конца O_{II} створа боевой линии намывается остров, на котором сооружается командный пункт (КП) — место установки теодолита на весь период строительства. Командный пункт оборудуется световой и звуковой сигнализацией для дачи указаний крановщику об отклонениях массивов от проектного положения. Положение исходной точки A первого курса массивов определяют створной засечкой с командного пункта и нулевого поперечного створа $a-A$, фиксирующего начало массивовой набережной (см. рис. 198). В этом месте с плавучего крана опускают маячную плиту I (рис. 199) с заделанной в нее скобой 2 .

На стропе 3 крана на высоте 1 м над уровнем воды укреплена горизонтально труба с выдвижной рейкой 4; с конца рейки спущен отвес. По сигналу с командного пункта струна отвеса 5 вводится в створ визирной оси трубы теодолита, и водолаз фиксирует на скобе положение груза отвеса — точку боевой линии 6. Такие же действия выполняются на маячной плите, опущенной с другого конца первой секции массивов. Через риски, фиксирующие на скобах положение боевой линии, перебрасывают и натягивают с помощью грузов разбивочный трос, по которому укладывают промежуточные массивы. Отклонение массивов первого курса от проектного положения не должно превышать 30 мм в плане и 40 мм по высоте. По мере возведения сооружения производят контрольное нивелирование верхних граней массивов каждого курса. Если строительство причала осуществляется с применением полуавтоматического самораскрывающегося захвата со съемным кондуктором, без участия водолазов, геодезический контроль сводится к слежению за положением двух трубок телескопического футштока захвата (рис. 200), которые

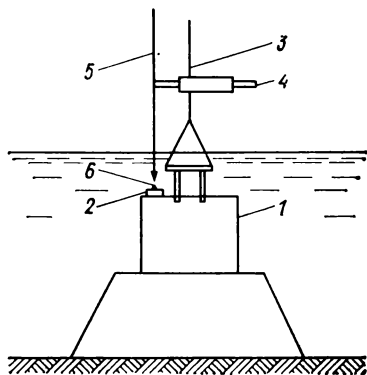


Рис. 199. Разбивка боевой линии в акватории

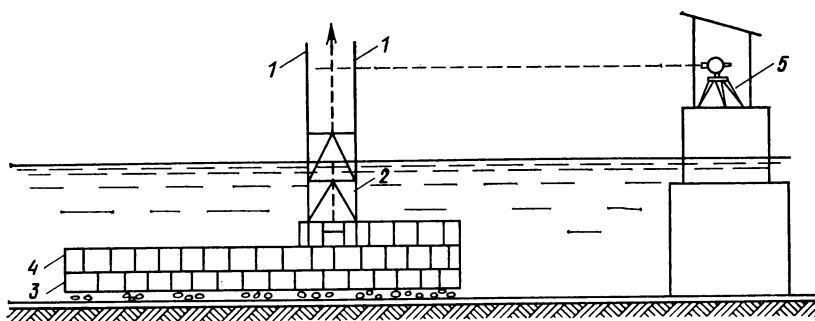


Рис. 200. Геодезический контроль кладки массивов с применением полуавтоматического самораскрывающегося захвата:

1 — трубка телескопического футштока; 2 — полуавтоматический самораскрывающийся захват; 3, 4 — первый и второй курсы массивов; 5 — теодолит

должны находиться строго в створе визирной оси трубы теодолита.

На рис. 201 приведена схема разбивки осей буны гравитационного типа. Створными знаками 1 и бум 2 закреплена основная ось буны на берегу и в акватории; параллельно ей разбиты верх-

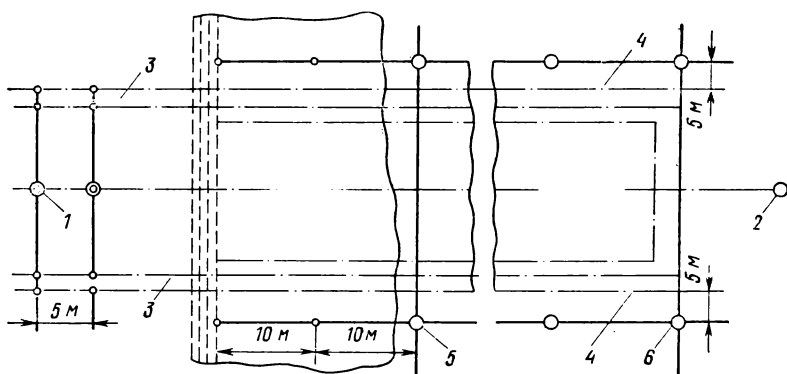


Рис. 201. Схема разбивочных осей буны

няя 3 и нижняя 4 границы постели. Соответственно береговыми знаками 5 и буями 6 зафиксированы границы корневой монолитной и головной частей буны.

§ 140. НАБЛЮДЕНИЯ ЗА ДЕФОРМАЦИЯМИ ГИДРОТЕХНИЧЕСКИХ СООРУЖЕНИЙ

Строительство высоких плотин, возводимых в сложных геологических условиях и испытывающих значительное гидростатическое давление, требует непрерывного и тщательного геодезического контроля за состоянием этих уникальных сооружений. Наблюдения за деформациями плотин выполняют периодически отдельными циклами. В строительный период даты наблюдений увязываются с этапами возведения сооружения и наполнения водохранилища, например, циклы через 10—20 м подъема уровня воды. В эксплуатационный период циклы наблюдений осуществляются ежегодно в одинаковых условиях (весной или осенью) при одинаковом уровне воды в водохранилище. В этом случае сезонные деформации и ряд погрешностей систематического характера не осложняют изучение процесса затухания деформаций.

В районах с повышенной сейсмической активностью после каждого землетрясения силой более 4—6 баллов выполняют внеочередной цикл наблюдений.

Определение горизонтальных смещений плотин производится способами, описанными в гл. 18; при этом контрольные знаки, заложенные в основании плотины, проектируются по вертикали через специальные шахты на ее гребень. Для этого могут быть использованы приборы вертикального визирования или же обратные гидростатические отвесы, сущность устройства которых состоит в следующем. В полу шахты 1 (рис. 202), как можно ближе к нижней грани фундаментной плиты, закладывается якорь отвеса 2, служащий контрольным знаком. К нему прикрепляется проволока 3, соеди-

ненная с кольцевым поплавком 4. Поплавок находится в резервуаре 5 кольцевой ванны 6, наполненной незамерзающей жидкостью. Сосно с проволокой на поплавке закреплен штифт 7, положение которого определяется по двум взаимно перпендикулярным шкалам координатного столика 8, расположенного на гребне плотины. Под действием подъемной силы поплавок (около 50 кг) проволока 3 всегда стремится занять отвесное положение; поэтому, если якорь 2 сместится, то на ту же величину и в том же направлении сместится и штифт 7. Абсолютная величина сдвига контрольного знака (якоря 2) будет складываться из смещения штифта 7 и смещения координатного столика 8; последнее может быть определено из створных наблюдений или любым другим геодезическим способом. Если закрепить якорь обратного отвеса в коренных породах под фундаментом плотины 2', проволока 3 будет всегда неподвижна и явится базовой линией, относительно которой можно определить крен сооружения. Для этого достаточно измерить в шахте в направлении, перпендикулярном оси плотины, расстояния l_B и l_H между проволокой и стенкой шахты. В этом случае величина крена вычисляется по формуле

$$k = (l_B - l_H)/h,$$

где h —вертикальное расстояние между контролируемыми верхней и нижней точками. Сдвиги основания плотины могут быть определены из результатов обработки полигонометрических ходов, проложенных по контрольным знакам в галерее плотины.

Для обеспечения наблюдений за осадкой сооружений на участках крупных гидроузлов создается высотная опорная сеть нивелированием по специальной программе. Технические показатели нивелирования приведены в табл. 22.

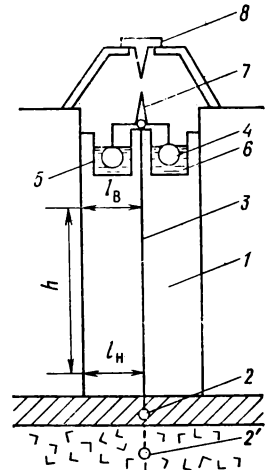


Рис. 202. Обратный отвес

Т а б л и ц а 22

Ряд нивелирования	Средняя квадратическая погрешность превышения на станции, мм	Предельное расхождение прямого и обратного ходов, мм n — число статов ходов	Объем измерений
I	0,08	$0,3 \sqrt{n}$	Прямо и обратно при 2-х горизонтах прибора
II	0,13	$0,5 \sqrt{n}$	Прямо и обратно при одном горизонте прибора
III	0,40	—	В одном направлении при одном горизонте прибора

Высотная сеть состоит из исходных и рабочих глубинных реперов. Исходные реперы закладывают кустами по 3 репера на каждом берегу (рис. 203, а) на 2—3 км ниже створа плотины. Между исходными реперами и плотиной через 300—400 м располагают рабочие реперы, от которых определяется осадка сооружения. Контрольные

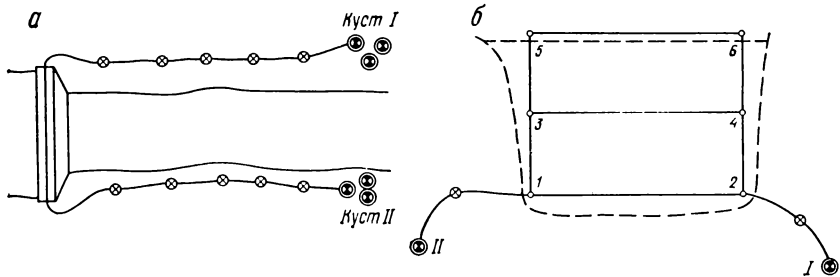


Рис. 203. Высотная геодезическая сеть для наблюдений за осадками бетонной плотины:
а — план; б — профиль по створу плотины

знаки (осадочные марки) устанавливаются на стыках соседних блоков и по обе стороны температурных и осадочных швов; на каждую секцию должно приходиться не менее трех-пяти марок. Рекомендуется размещать осадочные марки на различных ярусах плотины — в нижней галерее, на гребне, в промежутке между ними.

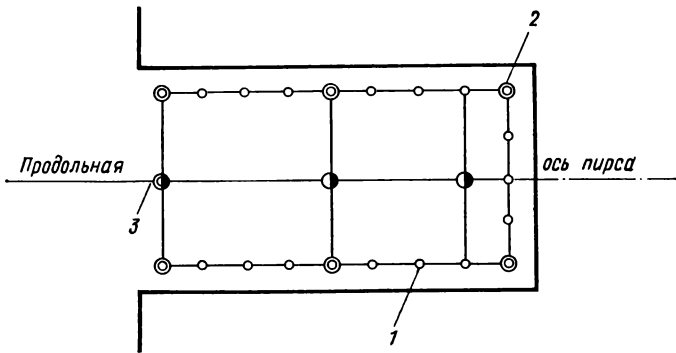


Рис. 204. Схема размещения деформационных знаков на широком пирсе:
1 — плановые контрольные знаки; 2 — опорные створные пункты; 3 — осадочные марки

Между марками прокладывают ходы геометрического или гидростатического нивелирования 1—2, 3—4, 5—6 (рис. 203, б), связываемые между собой передачей отметок с нижних ярусов на верхние (превышения 1—3, 3—5, 2—4 и 4—6). Образованная таким образом система замкнутых полигонов привязывается к ходам высотной сети, которые в свою очередь замыкаются путем передачи через водное пространство отметок в куста реперов I на куст II (см. рис. 203, а).

Наблюдения за деформациями судоподъемных сооружений и доков включают в себя: для слипов — определения сдвигов и осадок отдельных плит, для доков — определения сдвигов и осадок днищ камер и кренов стен камер. Частота наблюдений в зависимости от грунта составляет от одного раза в месяц до одного раза в полгода. Для причальных портовых сооружений контрольные знаки размещают по периметру и вдоль главной оси через 15—20 м (рис. 204). Определение сдвигов производится способом створных наблюдений в комбинации со способом триангуляции или трилатерации. Для этого часть контрольных знаков используется в качестве наблюдательных пунктов; положение последних контролируется с пунктов береговой геодезической сети. Наблюдение стремятся совместить с окончанием определенного этапа строительства (покурсовая кладка массивов, окончание возведения верхнего строения сооружения). В период эксплуатации наблюдения проводят 1—2 раза в год в течение 5—10 лет до полного затухания деформаций.

§ 141. ОБЩИЕ СВЕДЕНИЯ О ТОПОГРАФИЧЕСКОЙ СЪЕМКЕ ШЕЛЬФА

Шельфом или материковой отмелью называется подводное продолжение материка. Границами шельфа служат, с одной стороны, береговая линия, с другой — крутой изгиб профиля дна на переходе к материковому склону. Рельеф шельфа равнинный, с малыми уклонами, имеются неровности в виде островных плато, впадин желобов.

Если характеризовать рельеф шельфа средними статистическими показателями, получим следующие данные: средняя глубина на границе материкового склона 132 м, средняя ширина 68 км, средняя крутизна ската 7'. В природе, однако, все эти показатели изменяются в широких пределах: глубина от 50—60 м до 1—2 км, ширина от нескольких километров до 1500 км, крутизна — от 2' до 5°. Общая площадь шельфа составляет 8 % от площади Мирового океана, из которых одна четвертая часть приходится на долю СССР.

В принятых XXVI съездом КПСС решениях предусматривается широкое развертывание геологоразведочных работ в шельфовых зонах морей и океанов СССР, в первую очередь на нефть и газ, а также дальнейшее развитие научных основ рационального использования и охраны почв, недр, растительного и животного мира в прибрежных водах нашей страны.

В отличие от речных промерных работ при съемке шельфа приходится измерять глубины по обширной площади исследуемой акватории, подобно тому как в процессе топографической наземной съемки определяют отметки и плановое положение большого числа реечных точек. Но если топограф может свободно выбирать характерные точки местности для последующего нанесения их на карту, то подводный рельеф отделен от наблюдателя непрозрачным слоем воды. Поэтому измерение глубин на море ведут по заранее запланированной сети точек, количество которых зависит от ожидаемой

сложности рельефа; впоследствии эту сеть сгущают в местах выявленных характерных форм поверхности дна. Промерные точки располагают по проектируемым направлениям движения судна с измерительными приборами — съемочным галсам.

Геодезическим обоснованием съемки шельфа служат государственные геодезические сети, создаваемые вдоль побережья методами триангуляции, полигонометрии и трилатерации, их пункты обозначаются на местности сигналами, пирамидами, турами из камней. В пределах прибрежной зоны, т. е. на расстоянии не более 10 км

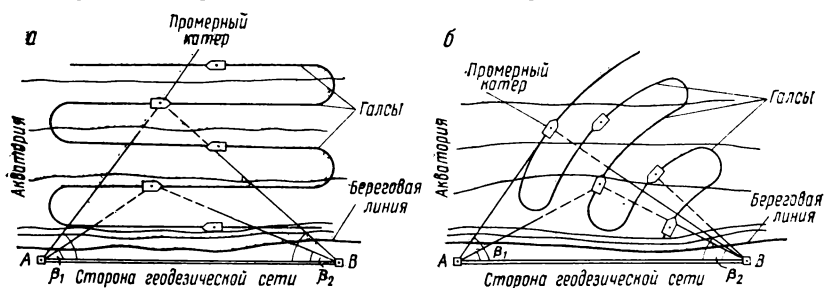


Рис. 205. Промерные галсы:

а — прямые; б — круговые

от берега, определение положения промерных точек производится теодолитом от пунктов береговой геодезической сети способами прямой и обратной засечек. При значительном удалении промерного судна от берега его положение определяют с помощью радиогеодезических систем (РГС) — импульсных и фазовых радиодальномеров.

Если плановая привязка судна осуществляется теодолитом, съемочные галсы проектируются в виде прямых линий: в случае применения радиогеодезических систем галсы имеют форму соединенных между собой дуг окружностей (рис. 205).

Съемка шельфа начинается с момента выведения судна на исходный съемочный галс. Через равные промежутки времени подается команда на одновременное измерение плановых координат и глубин. Дойдя до границы участка съемки, судно поворачивает на 180° и ложится на обратный курс смежного галса. Таким образом съемкой покрывается вся площадь участка.

Результаты съемки непрерывно наносятся на рабочие планшеты, по данным которых в дальнейшем составляются карты шельфа. Согласно действующим инструкциям гидрографической службы средняя квадратическая погрешность определения места судна на галсе не должна превышать 1,5 мм в масштабе съемки, а максимальное расстояние между промерными точками на рабочем планшете составляет 3—4 см.

Широкое применение в практике промерных работ получила отечественная модель эхолота ПЭЛ-3 с диапазоном измерения глубин 200 м и точностью порядка 1%. В настоящее время при картографировании шельфа используют также гидролокаторы бокового обзора

(ГБО) — антенные устройства, передающие изображение дна на телевизионный экран. В отличие от эхолотов гидролокаторы позволяют выполнять площадную съемку подводного рельефа, не прибегая к сгущению галсов.

Промеры глубин производятся от поверхности морской воды, испытывающей постоянные колебания. Поэтому для приведения глубин к единому нуль-пункту одновременно с промерными работами выполняются наблюдения за уровнем воды с помощью приборов, называемых самописцами уровня моря (СУМ). К другим работам, сопутствующим съемке шельфа, относятся также взятие проб грунта дна и морской воды, измерение скоростей морских течений, геофизические наблюдения.

Для топографических карт шельфа в СССР принята проекция Гаусса—Крюгера со стандартной номенклатурой. Основной масштаб карт — 1 : 25 000; зоны интенсивного освоения и разработки полезных ископаемых снимаются в масштабах 1 : 5000 и 1 : 2000; труднодоступные районы арктических морей — в масштабе 1 : 50 000 с последующим составлением карт более мелкого масштаба. Рельеф дна на картах шельфа изображается горизонталями; высота сечения рельефа, как и на суше, обусловлена масштабом съемки и характером рельефа.

Многие моря СССР в течение 8—10 месяцев покрыты льдом. В этом случае промеры глубин ведут эхолотами, смонтированными на вездеходах и тракторах с бурильными установками.

Г л а в а 21

ГЕОДЕЗИЧЕСКИЕ РАБОТЫ В ГРАДОСТРОИТЕЛЬСТВЕ

§ 142. ТОПОГРАФИЧЕСКАЯ ОСНОВА ДЛЯ СОСТАВЛЕНИЯ ПРОЕКТОВ ПЛАНИРОВКИ И ЗАСТРОЙКИ ГОРОДОВ

Разработка генеральных планов городов, проектов детальной планировки отдельных городских районов, застройки жилых микрорайонов или комплексов отдельных зданий и сооружений может проводиться только на основе опорных материалов, главными из которых являются точные топографические планы, а также составляемые на их основе инвентаризационные сведения о всех элементах городского хозяйства. Топографические планы необходимы не только для проектирования, перестройки и благоустройства отдельных районов; они используются также в процессе эксплуатации сложного хозяйства современного города.

Основные масштабы топографических съемок на территории городов 1 : 5000, 1 : 2000, 1 : 1000 и 1 : 500; высота сечения рельефа принимается в соответствии с данными табл. 23.

Топографический план масштаба 1 : 5000 используется как опорный при разработке генеральных планов городов и проектов размещения строительства первой очереди, инженерных сетей и ком-

Характеристика рельефа участка съемки	Масштабы съемки			
	1 : 5000	1 : 2000	1 : 1000	1 : 500
	Высота сечения рельефа, м			
Равнинный с углами наклона до 2°	0,5—1,0	0,5—1,0	0,5	0,5
Всхолмленный с углами наклона до 4°	1,0—2,0	0,5; 1,0; 2,0	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

муникаций, транспортных путей; он предназначается также для составления проекта застройки и проектов детальной планировки на незастроенной территории при несложном рельефе местности. Для городов с населением свыше 500 тысяч человек генеральный план разрабатывается на карте масштаба 1 : 10 000.

На топографических планах в масштабе 1 : 2000 составляются проекты детальной планировки отдельных районов и микрорайонов города, включая план красных линий, эскиз комплексного использования подземного пространства, эскиз застройки массового жилищного строительства ближайших лет, схему вертикальной планировки и размещения инженерных сетей, а также разбивочный чертеж красных линий с привязкой к геодезическим пунктам или к опорным зданиям и сооружениям. Топографические планы масштаба 1 : 1000 предназначаются для составления генерального плана и рабочей документации при проектировании малоэтажного и поселкового строительства, проектов вертикальной планировки и озеленения территории, для составления планов существующих подземных сетей.

Разработка проектов застройки жилых районов, кварталов, улиц и площадей, составление рабочей документации многоэтажной капитальной застройки с густой сетью подземных коммуникаций ведутся на топографических планах в масштабе 1 : 500, называемом основным строительным масштабом.

§ 143. ГЕОДЕЗИЧЕСКИЕ ОПОРНЫЕ СЕТИ НА ТЕРРИТОРИЯХ ГОРОДОВ

Создаваемые на городских территориях геодезические сети должны служить основой как для топографических съемок в масштабе 1 : 500, так и для выноса в натуру проектов планировки и застройки. Плано-вые геодезические сети строятся методами триангуляции, трилатерации и полигонометрии, высотные — геометрическим нивелированием. Класс сети того или иного вида назначается в зависимости от площади территории съемки (табл. 24).

Таблица 24

Площадь топографической съемки, км ²	Виды опорных геодезических сетей			Съемочное обоснование
	триангуляция, трилатерация и полигонометрия		нивелирование	
	государственная геодезическая сеть (классы)	геодезическая сеть сгущения (разряды)	нивелирная сеть (классы)	
200 и более	2, 3 и 4	1 и 2	II, III и IV	Теодолитные ходы или микротриангуляция (взамен теодолитных ходов), ходы технического нивелирования То же
От 50 до 200	3 и 4	1 и 2	II, III и IV	
10 50	4	1 и 2	III и IV	
5 10	4	1 и 2	IV	
2,5 5	—	1 и 2	IV	
До 2,5	—	—	IV	

Для геодезического обслуживания строительства особо сложных и ответственных сооружений (метрополитен, мосты, промышленные здания) создаются опорные сети повышенной точности в соответствии со специальной программой.

Необходимая плотность геодезических сетей городского типа с учетом пунктов съемочного обоснования составляет один пункт на 8—12 га на застроенной территории. В незастроенной части города один пункт сети должен приходиться на 30—50 га при съемке в масштабе 1 : 2000 и на 70—100 га — при съемке в масштабе 1 : 5000.

Технические характеристики триангуляции и трилатерации 4 класса, а также разрядных сетей этого вида приведены в табл. 25.

Таблица 25

Показатели	Триангуляция			Трилатерация		
	4 класса	1 разряда	2 разряда	4 класса	1 разряда	2 разряда
Длина стороны треугольника, км	1—5	0,5—5	0,25—3	1—5	0,5—5	0,25—3
Предельная длина цепи треугольников, км	10	5	3	10	5	3
Средняя квадратическая относительная погрешность базисной стороны	1 : 100 000	1 : 50 000	1 : 20 000	—	—	—
Средняя квадратическая относительная погрешность измерения сторон (трилатерация)	—	—	—	1 : 100 000	1 : 50 000	1 : 20 000
Средняя квадратическая погрешность измеренного угла	2"	5"	10"	—	—	—

Сеть городской триангуляции обычно имеет форму многоугольника с вершинами, расположенными за пределами застроенной зоны и закрепляемыми наружными знаками в виде пирамид и сигналов. Конструкции знаков, приходящихся на центральную часть города, имеют вид металлических надстроек, опирающихся своими основаниями на чердачные перекрытия зданий.

Триангуляционная городская сеть сгущается полигонометрией 4 класса, 1 и 2 разрядов, развиваемой в виде отдельных ходов или систем ходов, образующих узловые точки. Технические данные городской полигонометрии приведены в табл. 26.

Т а б л и ц а 26

Показатели	Полигонометрия		
	4 класса	1 разряда	2 разряда
Предельные длины ходов, км	10	5	3
Длины сторон хода, км	0,25—0,8	0,12—0,6	0,08—0,3
Относительная невязка хода, не более	1 : 25 000	1 : 10 000	1 : 5000
Средняя квадратическая погрешность измеренного угла, с	2	5	10

Характерной особенностью городской полигонометрии является широкое использование стенных знаков для закрепления ее пунктов. В условиях города стенные знаки более долговечны, чем грунтовые,

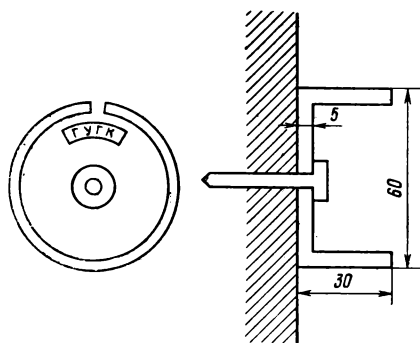


Рис. 206. Стенной полигонометрический знак стаканного типа

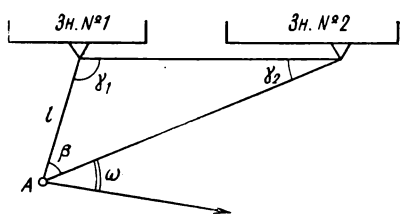


Рис. 207. Схема привязки хода к стенному полигонометрическому знаку

не требуют согласований с организациями, эксплуатирующими подземные коммуникации и сооружения, легко отыскиваются в любое время года. Наиболее распространенным видом полигонометрического стенового знака является стальной знак стаканного типа (рис. 206), закрепляемый в цоколе здания специальным гвоздем на высоте 0,3—1,2 м от земли. Центром знака служит отверстие диаметром 2 мм, в которое вставляется штифт, служащий визирной целью. Верхняя часть диска знака используется для передачи на нее отметки. На рис. 207 изображена схема привязки полигонометрического или геодезического хода к стенным знакам. В отличие от обычных способов привязки в этом случае примычный угол γ_1 (см. рис. 207) не может

быть измерен непосредственно (под знаком № 1 нельзя установить теодолит). Поэтому возможен только косвенный способ определения угла γ_1 , а именно, из решения треугольника, в котором измерены расстояние l до знака № 1 и угол β при определяемой точке A .

Так же, как и плановая, высотная геодезическая сеть городского типа должна обеспечивать требования крупномасштабных топографических съемок и разбивочных работ. Она создается геометрическим нивелированием II, III, IV классов и техническим нивелированием. Выбор необходимой точности нивелирования обусловлен размером площади, подлежащей съемке (см. табл. 24). Городскую нивелирную сеть образуют отдельные ходы или системы ходов, опирающиеся не менее чем на два нивелирных знака высшего класса.

В ходы IV класса включаются все пункты полигонометрии. Технические характеристики высотных городских сетей приведены в табл. 27.

Т а б л и ц а 27

Показатели	Допуски			
	Классы нивелирования			
	II	III	IV	Техническое нивелирование
Допустимые невязки ходов, мм (L — длина хода, км)	$5\sqrt{L}$	$10\sqrt{L}$	$20\sqrt{L}$	$50\sqrt{L}$
Максимальные расстояния между реперами, км:				
застроенная территория	2	0,2	0,2	
незастроенная территория	5	0,4—0,8	0,5—2,0	

Для топографических съемок с сечением рельефа более 1 м высотная основа создается тригонометрическим нивелированием.

§ 144. ОСОБЕННОСТИ СЪЕМКИ ЗАСТРОЕННОЙ ТЕРРИТОРИИ

Съемка застроенных территорий должна выполняться, как правило, аэрофототопографическим методом. Этот метод позволяет значительно быстрее, чем наземные съемки, обеспечивать топографической основой проектно-планировочные работы. При отсутствии материалов аэрофотосъемки работы по съемке застроенных территорий ведутся в такой последовательности: съемка проездов, съемка внутриквартальных территорий и съемка рельефа.

Съемка проездов производится с пунктов съёмочных теодолитных ходов. В зависимости от ширины проезда прокладываются один или два съёмочных хода. В последнем случае ходы прокладываются по двум сторонам проезда и связываются поперечными ходами.

При измерении сторон хода стальную ленту или рулетку укладывают между створными точками, намечаемыми при помощи теодолита

через 20, 40 или 60 м при съемке соответственно в масштабах 1 : 500, 1 : 1000 и 1 : 2000.

При измерении линий дальномерами расстояния между створными точками могут быть увеличены в 1,5 раза.

Съемка контуров с точек и линий теодолитного хода выполняется способами, описанными в § 77, а также графоаналитическим способом

(съемка при помощи мензулы и теодолита, дополняемая обмером зданий).

Съемка углов кварталов и капитальных зданий производится полярным способом с точек теодолитных ходов с последующим вычислением их координат.

Перпендикуляры, определяющие углы кварталов, подкрепляются линейными засечками. Углы кварталов, опорных зданий и других важных контуров определяют засечками с трех точек. Для контроля съемки контуров выполняется промер фасадных линий проездов от принятого условного нуля. Все данные съемки проезда заносятся в абрис (рис. 208).

Внутриквартальная съемка выполняется после окончания съемки проездов. Для устранения возможных пропусков при внутриквартальной съемке перед ее производством на планшет накладывается ситуация, снятая с проездов.

Внутриквартальная съемка производится, как правило, с точек съемочных ходов, опирающихся на пункты геодезического обоснования. При наличии препятствий допускается проложение «висячих» ходов (опирающихся только на одну точку опорного хода).

Углы строений и другие четко очерченные контуры могут служить исходными пунктами для линейных засечек при съемке других контуров.

В населенных пунктах с редкой застройкой съемка проездов и внутриквартальная съемка производятся, как правило, мензулой.

Высотная съемка застроенных территорий с равнинным рельефом выполняется нивелированием, а в пересеченной местности — мензулой или

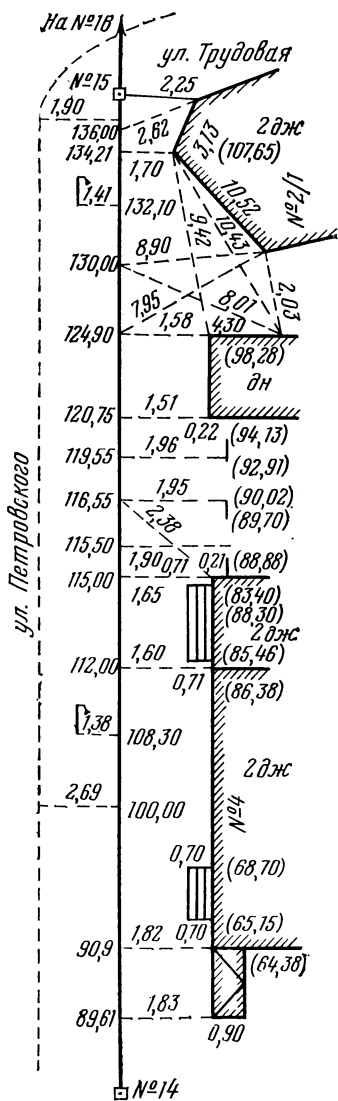


Рис. 208. Абрис съемки застроенной территории

тахеометром. Целью высотной съемки является получение плана с изображением рельефа, продольных и поперечных профилей проездов, необходимых для составления проекта вертикальной планировки, проектов транспортных путей и подземных сетей. Нивелирование проездов производится одновременно с их горизонтальной съемкой. Вначале по оси проезда (или по его лотку) разбивают пикетаж. Расстояния между пикетами принимаются: 50 м — при съемке в масштабе 1 : 2000, 30 м — при съемке в масштабе 1 : 1000 и 20 м — при съемке в масштабе 1 : 500. В зависимости от задания и масштаба съемки через 20, 40 или 100 м по трассе разбивают поперечники, на которых нивелируются фасадные линии, верх и низ бордюрного камня и ось проезда. Кроме того, определяются высоты выходов подземных сетей, входы в капитальные здания, головки рельсов трамвайных путей, приямки, лотки и урезы воды в водоемах.

Нивелирование кварталов и участков застроенной территории производится после завершения горизонтальной съемки.

По результатам высотной съемки составляется план в горизонталях. На планах в масштабе 1 : 500 участков плотной застройки вместо нанесения горизонталей выписывают высоты точек.

§ 145. СЪЕМКА СУЩЕСТВУЮЩИХ ПОДЗЕМНЫХ КОММУНИКАЦИЙ

Подземное пространство застроенных городских территорий насыщено большим количеством различного рода подземных коммуникаций. В современных благоустроенных городах с развитой промышленностью насчитывается около 20 видов подземных сетей и сооружений, которые подразделяются на три группы: 1) трубопроводы (водопровод, канализация, тепловые и газовые сети); 2) кабельные прокладки (электрокабели и кабели связи); 3) сооружения особого типа (туннели, подземные переходы, метро).

Осуществление проектов планировки и застройки городов невозможно без знания точного планового и высотного положения всех подземных коммуникаций и их технических данных. Поэтому в процессе строительства и после его завершения производится исполнительная съемка подземных коммуникаций. При утрате ее материалов или при недостаточной ее полноте и точности выполняется повторная съемка ранее проложенных подземных коммуникаций в масштабах 1 : 500—1 : 1000, а в исключительных случаях — в масштабе 1 : 200. Съемке предшествует составление по имеющимся в проектно-изыскательных организациях данным общей схемы расположения всех подземных коммуникаций на плане масштаба 1 : 500. Далее проводятся рекогносцировка и обследование подземных коммуникаций с целью уточнения их вида и местоположения.

Рекогносцировка сопровождается определением технических характеристик коммуникаций: назначение, материал труб, их наружный и внутренний диаметры, размеры колодцев и высоты их дна, верха трубы и обечайки (верхнего кольца люка). Для измерения

внутреннего диаметра труб используется рейка-угольник (рис. 209). Установив основание рейки в положение 1, берут отсчет a по ее шкале; затем поднимают рейку до совпадения верхнего обреза угольника с верхней стенкой трубы (положение 2) и берут отсчет b . Искомый диаметр трубы d будет

$$d = |a - b| + l,$$

где l — ширина угольника.

Съемка существующих подземных коммуникаций может производиться как одновременно с топографической съемкой проездов и кварталов, так и отдельно от нее, с использованием имеющихся топографических материалов.

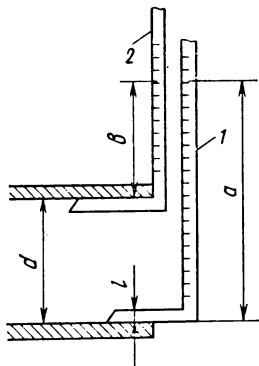


Рис. 209. Рейка-угольник

Объектами съемки являются центры люков колодцев и камер, оси коммуникаций и углы их поворота, выходы на поверхность труб и кабелей, входы в здания, водоразборные колонки, трансформаторные подстанции, распределительные шкафы телефонной сети. Плановое положение подземных коммуникаций определяют от пунктов теодолитных ходов способами, описанными в § 77, а также линейными промерами от углов капитальных зданий.

Нивелирование подземных коммуникаций предусматривает определение отметок верха и пола коллекторов, верха трубопроводов, точек изменения уклонов коммуникации, лотков труб.

Определение местоположения скрытых коммуникаций производится с помощью электронных приборов поиска — трубокабелеискателей, принцип действия которых основан на явлении электромагнитной индукции. При прохождении переменного тока через проводник (кабель, трубопровод) вокруг проводника образуется переменное магнитное поле, которое может быть обнаружено введением в него антенны приемного устройства. Источник переменного тока — генератор звуковой частоты (рис. 210) присоединяется одной из выходных клемм к коммуникации, другой — к заземлителю.

В рамочной антенне приемника наводится индукционный ток, который усиливается до необходимой величины и подается на воспро-

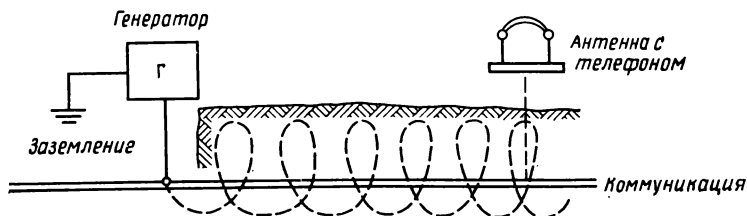


Рис. 210. Схема трубокабелеискателя

изводящее устройство (головной телефон), в котором слышен сигнал генератора. Громкость сигнала будет минимальной, если рамка антенны 1 (рис. 211) горизонтальна и лежит в плоскости силовых линий поля, т. е. находится над осью кабеля K . По мере удаления антенны от оси кабеля влево 2 и вправо 3 звук сигнала будет усиливаться. Двигаясь вдоль кабеля и добываясь минимальной громкости сигнала, наблюдатель через определенные интервалы фиксирует на

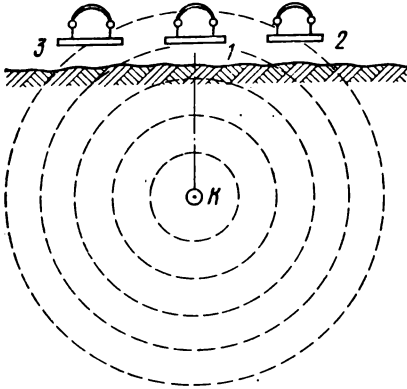


Рис. 211. Определение планового положения подземной коммуникации

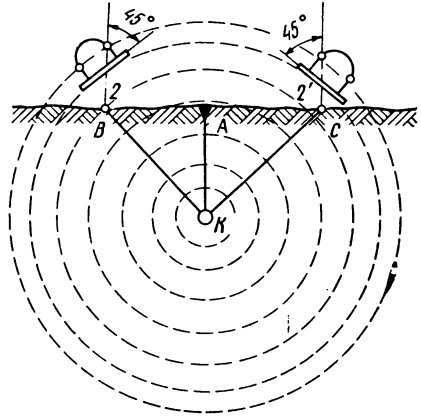


Рис. 212. Определение глубины залегания подземной коммуникации

поверхности земли положение антенны. Для определения глубины h залегания кабеля K (рис. 212) рамка антенны располагается под углом 45° к горизонту и перемещается в обе стороны от зафиксированной точки A , перпендикулярно оси кабеля до получения минимума звукового сигнала в точках B (положение 2) и C (положение 2'). Измерив расстояние CB , вычисляют глубину h залегания кабеля по формуле $h = BC/2$.

Точность поиска подземных коммуникаций индукционным методом характеризуется средней квадратической погрешностью 10—30 см.

По результатам съемок составляются планы подземных коммуникаций в масштабах от 1 : 5000 до 1 : 500 в зависимости от площади города и наличия ранее составленных планов.

§ 146. ДЕЖУРНЫЙ ПЛАН ЗАСТРОЙКИ ГОРОДА

Для правильного руководства застройкой города, учета существующих и возводимых зданий и сооружений, систематизации элементов благоустройства ведется дежурный план застройки города. Он составляется в масштабе 1 : 2000 на планшетах прямоугольной разграфки по условной городской номенклатуре. Дежурный план охватывает всю застроенную часть городских земель и площадь, предназначенную проектом планировки и застройки под расширение; на дежурный план регулярно наносят границы административных

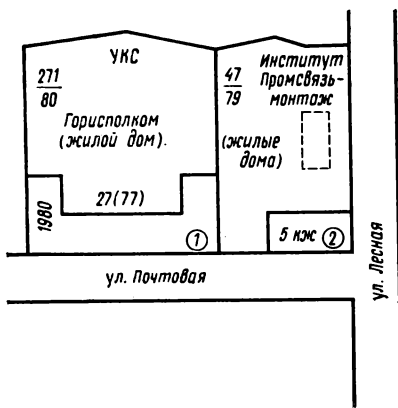


Рис. 213. Дежурный план застройки города (фрагмент)

районов города, границы полосы отвода железных дорог и лесопарковых зон, красные линии, существующие и строящиеся здания, проектируемые капитальные здания и сооружения, памятники истории и культуры, находящиеся под охраной государства. На рис. 213 приведен фрагмент дежурного плана застройки города с условными пояснительными надписями, которые обозначают:

УКС — Управление капитального строительства;

271 — номер архитектурно-планировочного задания (АПЗ) на строительство жилого дома;

80 — год разработки АПЗ, 27 — номер разрешения на строительство;

77 — год регистрации строительства; цифры в кружках — номера домов.

§ 147. ВЫНОС В НАТУРУ КРАСНЫХ ЛИНИЙ

Вынос в натуру красных линий, являющийся первым этапом осуществления проекта планировки и застройки, выполняют от пунктов геодезической основы. Геодезическая подготовка проекта состоит в вычислении разбивочных элементов, чаще всего полярных углов и расстояний. Так, для выноса в натуру точки I красной линии $I-II$ (рис. 214, а) по координатам этой точки x_1y_1 и координатам $x_{12}y_{12}$ полигонометрического знака № 12 находят:

$$\operatorname{tg} \alpha_{12-1} = \frac{y_1 - y_{12}}{x_1 - x_{12}}; \quad l_1 = \frac{y_1 - y_{12}}{\sin \alpha_{12-1}} = \frac{x_1 - x_{12}}{\cos \alpha_{12-1}};$$

$$\varphi_I = \alpha_{12-13} - \alpha_{12-1}.$$

Аналогично определяют φ_{II} и l_{II} на другом конце опорной линии $12-13$.

Рассмотренным способом можно найти необходимое число разбивочных элементов для любого числа промежуточных точек $1, 2, 3$ красной линии, предварительно вычислив их координаты и координаты створных пунктов $a, б, в$ линии $I-II$ по принятым в проекте расстояниям между ними и дирекционным углам α_{1-11} и α_{12-13} . Разбивку точек выполняют теодолитом и стальной рулеткой в порядке, изложенном в гл. 17.

В практике городских геодезических работ широкое распространение получил видоизмененный полярный способ разбивки красных линий, называемый способом углового коэффициента, который заключается в следующем. Через заданные интервалы $d_1, d_2 \dots$ из

конечного 4 и створных а, б, ... пунктов стороны 4—5 полигонометрического хода (рис. 214, б) на участок красной линии опускают перпендикуляры, длины которых вычисляют по формулам

$$P_0 = l \cdot \sin \Delta A,$$

$$P_1 = P_0 + k \cdot d_1,$$

$$P_2 = P_0 + k \cdot d_2,$$

и т. д., где: $k = \sin \Delta \alpha$ — угловой коэффициент, ΔA и $\Delta \alpha$ — соответственно разности дирекционных углов красной линии и линий

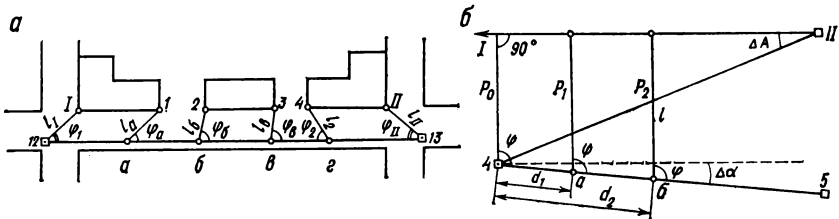


Рис. 214. Разбивка красной линии:

а — полярным способом; б — способом углового коэффициента

4—II и 4—5, l — расстояние между пунктом 4 и точкой II красной линии с известными координатами, определяемое из решения обратной геодезической задачи.

Как видно из рис. 214, б, разбивочный угол для всех пунктов опорной стороны 4—5 остается постоянным

$$\varphi = 90^\circ - \Delta \alpha.$$

Допустимые погрешности выноса в натуру точек красных линий составляют:

5 см — в районах многоэтажной застройки,

8 см — малоэтажной застройки,

10 см — на незастроенных территориях.

Для контроля соблюдения этих допусков по вынесенным в натуру точкам красной линии прокладывают исполнительный полигонометрический ход и сравнивают вычисленные (исполнительные) координаты с проектными. Если расхождения оказываются допустимыми, точки красной линии закрепляют временными знаками.

§ 148. ВЫНОС В НАТУРУ ПРОЕКТА ВЕРТИКАЛЬНОЙ ПЛАНИРОВКИ

Вертикальная планировка является одним из важнейших элементов инженерной подготовки городской территории, обеспечивая наиболее благоприятные условия для строительства, движения транспорта и пешеходов, стока поверхностных вод и рационального высотного размещения зданий и сооружений.

Методика геодезической подготовки проекта вертикальной планировки небольшой площади (например, участка квартала), оформляе-

мой одной горизонтальной плоскостью, рассмотрена в § 108. Вынос проекта в натуру в этом случае сводится к установке на проектную отметку верхнего среза кольев, забиваемых в вершинах сетки квадратов. При больших значениях рабочих отметок (более 0,5 м) их выписывают на кольях или на специальных знаках с прикрепленными к ним фанерными табличками (рис. 215). Если естественный рельеф участка заменяется наклонной плоскостью, ее выносят в натуру наклонным лучом нивелира в порядке, изложенном в § 112.

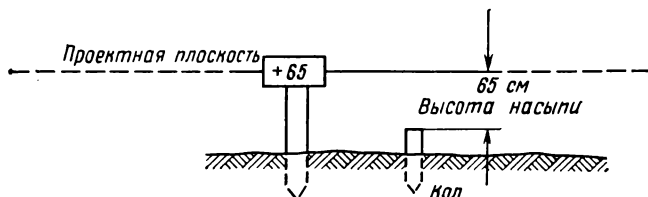


Рис. 215. Вынос в натуру проекта вертикальной планировки участка горизонтальной плоскостью

Вертикальная планировка проездов и улиц осуществляется системой взаимно пересекающихся наклонных плоскостей. Образующий ими проектный рельеф чаще всего задается проектными горизонталями в сочетании с проектными отметками. Проектные горизонтالي проводят через 0,1 м на планах масштаба 1 : 500—1 : 1000 на основе проектных отметок точек пересечений осей проездов и точек перегиба проектного рельефа, с соблюдением допустимых продольных и поперечных уклонов и минимума земляных работ. Вынос проекта в натуру начинается с разбивки по оси проезда пикетов через каждые 10—20 м и точек перегиба рельефа. На всех этих точках разбивают поперечники, закрепляя по обе стороны от оси проезда точки, расположенные на оси лотка, на бордюрном камне и у фасадной линии. Далее на все закрепленные точки передаются проектные отметки от ближайших реперов городской нивелирной сети способом, изложенным в § 112.

§ 149. ПРИМЕНЕНИЕ ФОТОГРАММЕТРИИ ПРИ АРХИТЕКТУРНЫХ ОБМЕРАХ

Для изучения архитектурных и исторических памятников необходимо выполнить определенный комплекс измерений и составить по их результатам так называемый обмерный чертеж. Обмеры, производимые вручную, требуют значительных средств и времени, а их точность не всегда оказывается достаточной. Особенно заметно понижается точность обмеров при работе на большой высоте, где условия измерений затруднены. Методом фототеодолитной съемки, производимой с небольших расстояний (например, в масштабе 1 : 100—1 : 200), можно значительно быстрее и точнее получить необходимые данные для обмерного чертежа и составить его в лабораторных условиях с помощью фотограмметрических приборов.

Как и при наблюдениях за деформациями сооружений, при архитектурных обмерах можно пользоваться фотоизображением объекта,

снятого с одной точки (одиночный фотоснимок) или же снимками стереопары (см. § 119). Так, для определения по одиночному снимку радиуса сооружения, имеющего форму тела вращения (колонна, купол исторического памятника), в принципе применима формула (19.2), где углы $\beta_{\text{лев}}$ и $\beta_{\text{прав}}$ в данном случае не измеряются теодолитом, а определяются по фотоснимкам как функции координат x_1 и x_2 крайних точек 1 и 2 сооружения (рис. 216, а). В соответствии с этим точность определения радиуса R будет обусловлена погрешностями

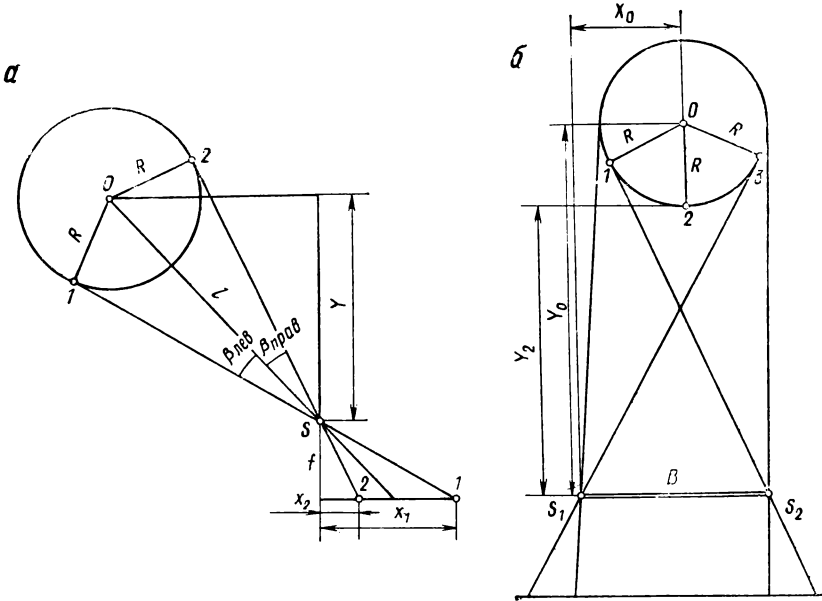


Рис. 216. Определение радиуса сооружения:

а — по одиночному снимку; б — стереофотограмметрическим способом

измерений абсцисс x_1 и x_2 на снимке и расстояния l от оптического центра объектива фотокамеры до оси сооружения на местности. Недостатком рассмотренного способа обмеров является сложность непосредственного измерения расстояния l . Избежать его можно, используя два варианта стереофотограмметрического способа.

1. Радиус R определяется по снимкам стереопары как разность отстояний ΔY оси сооружения и ближайшей к базису фотографирования точки 2 (рис. 216, б)

$$R = \Delta Y = Y_0 - Y_2 = Bf (p_2 - p_0) / p_2 p_0,$$

где p_2 и p_0 — измеренные горизонтальные параллаксы точек 2 и O .

Средняя квадратическая погрешность определения радиуса R по разности ΔY выражается формулой:

$$m_R = \sqrt{\left(R \frac{m_B}{B}\right)^2 + 2\left(Y_0 \frac{m_p}{p}\right)^2},$$

где m_B и m_p — соответственно средние квадратические погрешности измерений базиса B и горизонтальных параллаксов.

2. Радиус R окружности, проходящей через три точки сооружения 1, 2, 3 (см. рис. 216, б), вычисляется как функция координат этих точек X и Y . Общее уравнение окружности в прямоугольных координатах имеет вид

$$(X_0 - X)^2 + (Y_0 - Y)^2 = R^2.$$

Для трех точек окружности составляют три уравнения этого вида:

$$(X_0 - X_1)^2 + (Y_0 - Y_1)^2 = R^2; \quad (21.1)$$

$$(X_0 - X_2)^2 + (Y_0 - Y_2)^2 = R^2; \quad (21.2)$$

$$(X_0 - X_3)^2 + (Y_0 - Y_3)^2 = R^2, \quad (21.3)$$

решая которые находят координаты X_0 и Y_0 оси сооружения. Если из трех точек наименьшее отстояние имеет точка 2 (это значит, что $X_0 = X_2$), то

$$R = Y_0 - Y_2.$$

Точность определения радиуса R по координатам текущих точек окружности характеризуется средней квадратической погрешностью m_R

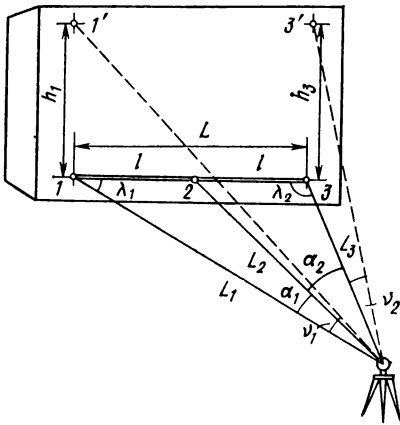
$$m_R = m_{(y_0 - y_2)}.$$

Если требуется выполнить значительное количество обмеров плоского здания или здания, состоящего из плоских элементов,

целесообразно применение одиночных снимков с дальнейшим преобразованием их в фотоплан (в проекции на вертикальную плоскость). На таком фотоплане можно легко производить необходимые измерения, выявить дефекты снятого здания, а затем путем дешифрирования составить его графический план. Положение четырех опорных точек 1, 3, 1' и 3' (рис. 217), необходимых для трансформирования снимков, и замаркированных на здании, определяют геодезическим способом.

Рис. 217. Определение координат опорных точек для составления фотоплана фасада здания

Растояние L между нижней парой точек измеряют стальной рулеткой, а длины вертикальных отрезков h_1 и h_3 получают по результатам тригонометрического нивелирования, измерив вертикальные углы v_1 и v_3 . Если необходимые для этого расстояния L_1 и L_2 невозможно измерить непосредственно, их определяют косвенным путем с помощью дополнительных построений. Для этого намечают точно в середине отрезка L точку 2 ($l = L/2$) и измеряют теодолитом углы α_1 и α_2 . В построенных таким образом двух смежных треуголь-



никах известных элементов l , α_1 и α_2 достаточно для определения их остальных элементов — углов λ_1 и λ_2 и сторон L_1 и L_3 . Из рис. 217 имеем:

$$\lambda_1 = 180^\circ - [(\alpha_1 + \alpha_2) - \lambda_2]; \quad (21.4)$$

$$L_2 = \frac{l \cdot \sin \lambda_1}{\sin \alpha_1} = \frac{l \cdot \sin \lambda_2}{\sin \alpha_2},$$

откуда

$$\sin \lambda_1 / \sin \alpha_1 = \sin \lambda_2 / \sin \alpha_2. \quad (21.5)$$

Из уравнений (21.4) и (21.5) находим углы λ_1 и λ_2 , а затем по теореме синусов расстояния L_1 и L_3 . Точность взаимного положения

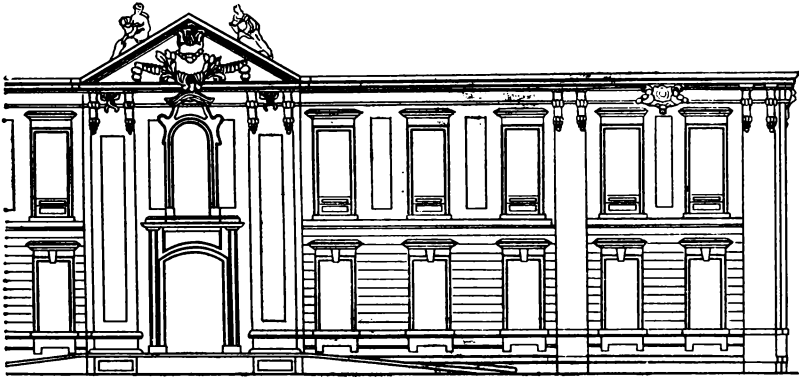


Рис. 218. План-чертеж фасада здания, составленный по фототеодолитным снимкам на универсальном приборе

удаленных точек здания на фотоплане характеризуется средней квадратической погрешностью порядка 0,3—0,5 мм. Однако вследствие наличия на фотоплане неизбежных искажений за «рельеф» оконных проемов, ниш, объемных элементов (колонн, куполов, ротонд и т. д.) фактическая точность снижается до 1—2 мм в масштабе снимка. Более точные результаты обмеров можно получить при использовании графического плана, составленного стереофотограмметрическим методом.

Обработку снимков для получения графического плана можно выполнять на любом универсальном приборе — стереографе, стереоавтографе и др. Созданный таким путем план-чертеж здания содержит все характеризующие его форму элементы, вплоть до мельчайших деталей (рис. 218).

Весьма перспективным является применение фотограмметрии в градостроительном проектировании. Объемное изображение будущего сооружения позволяет архитектору точнее, чем по плоскому чертежу, представить его реальный облик и внести в проект необходимые изменения. Построение фотоперспектив проектируемых жилых комплексов дает возможность установить степень органичности их связи с окружающей архитектурной средой.

ГЕОДЕЗИЧЕСКИЕ РАБОТЫ ПРИ СТРОИТЕЛЬСТВЕ СИСТЕМ ВОДОПРОВОДА, КАНАЛИЗАЦИИ И ТЕПЛОГАЗОСНАБЖЕНИЯ

§ 150. ТОПОГРАФИЧЕСКАЯ ОСНОВА ДЛЯ СОСТАВЛЕНИЯ ПРОЕКТОВ СИСТЕМ ВОДОПРОВОДА, КАНАЛИЗАЦИИ И ТЕПЛОГАЗОСНАБЖЕНИЯ

Проектирование подземных инженерных сетей и сооружений осуществляется обычно в две стадии: проект и рабочая документация. Лишь для крупных комплексов предусмотрена стадия проектного задания; для небольших объектов проектирование выполняется в одну стадию.

Для составления проекта трассы подземного трубопровода необходимы топографические планы масштабов $1 : 10000$ — $1 : 2000$ с высотой сечения рельефа $h = 1$ м. Площадки под насосные станции, очистные сооружения, кустовые базы сжиженных газов, компрессорные и котельные снимаются в масштабах $1 : 500$ — $1 : 1000$ при $h = 0,5$ м. Полученные в результате съемки топографические планы используются затем для составления рабочей документации.

Для проекта полей орошения и полей фильтрации используются планы масштабов $1 : 2000$ — $1 : 5000$ с сечением рельефа $0,5$ — $1,0$ м; для рабочей документации масштабы съемки увеличиваются до $1 : 500$ — $1 : 2000$. Размеры снимаемых участков под сооружения должны примерно вдвое превышать площадь, требуемую их производственной мощностью. Если водозабор при бытовых уровнях реки невозможен, производится съемка территории будущего водохранилища в масштабе $1 : 2000$ — $1 : 5000$ (проект) и $1 : 500$ — $1 : 1000$ (рабочая документация).

Вдоль выбранного направления подземного трубопровода выполняют геометрическое нивелирование по пикетажу и съемку ситуации в масштабах $1 : 500$ — $1 : 2000$ полосы местности шириной 50 — 100 м по обе стороны от трассы.

Съемка переходов через железные и шоссейные дороги, водные препятствия и линии электропередач производится в масштабах $1 : 200$ — $1 : 1000$, в процессе съемки должны быть определены высоты головок рельсов и зафиксированы километры железнодорожного полотна и номера столбов электроопор, между которыми осуществляется переход.

При пересечении реки определяют отметки u_e в воды и отметки дна в створе трассы; на основе данных местных водомерных постов фиксируют горизонты высоких и меженных вод. Поперечники разбивают и нивелируют только на косогорах.

По результатам нивелирования составляются профили трасс трубопроводов в масштабах: горизонтальный $1 : 500$ — $1 : 2000$, вертикальный $1 : 50$ — $1 : 200$; эти профили являются основой для рабо-

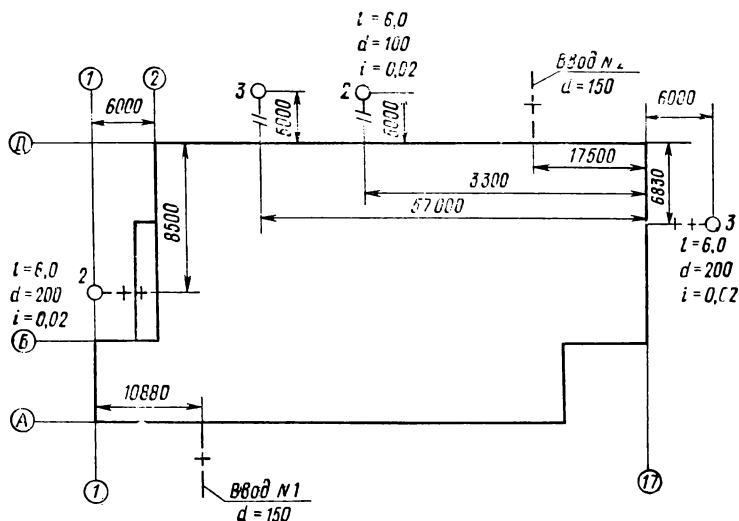


Рис. 219. Привязка вводов и выпусков водопроводно-канализационных труб к осям здания

чей документации. Для внутриплощадочных инженерных сетей рабочие чертежи составляют в масштабах 1 : 500 и крупнее; на рис. 219 представлен план здания с вводами и выпусками водопроводно-канализационных труб и их привязкой к основным осям здания.

§ 151. ВЫНОС В НАТУРУ ТРАСС ПОДЗЕМНЫХ ТРУБОПРОВОДОВ

Одним из главных требований, предъявляемых к геодезическим разбивкам подземных трубопроводов, является строгое обеспечение нормативных расстояний между их осями и близлежащими зданиями, сооружениями и подземными сетями как в плане (табл. 28), так и по высоте (табл. 29).

Таблица 28

Сооружения и подземные сети	Минимальное горизонтальное расстояние, м			
	Водо- провод	Канали- зация	Газо- провод	Тепло- сети
Фундаменты зданий и сооружений, путе- проводы и тоннели	5	3	2	2
Ось крайнего трамвайного пути	3	3	3	3
Фундаменты опор воздушных линий элек- тропередач	1	1	1	1,5
Бортовой камень улиц	2	1,5	1,5	1,5
Водопровод	1	1,5	1	1,5
Канализация	1,5	0,4	1	1
Газопровод	1	1	0,5	1
Теплосеть	1,5	1	2	2
Кабели силовые	1	5	1	2

Сооружения и подземные сети	Минимальное вертикальное расстояние, м			
	Водо-провод	Канали-зация	Газопро-вод	Тепло-сеть
Железные дороги (головка рельса)	1	1	1	2
Автомобили (верх проезжей части)	1	1	1	1
Водопровод	0,2	0,4	0,15	0,2
Канализация	Выше на 0,4	0,5	0,15	0,2
Газопровод	0,15	0,15	0,15	0,2
Теплосеть	0,2	0,2	0,2	0,2
Кабели силовые	0,5	0,5	0,5	0,5

Основными точками трассы, подлежащими разбивке и закреплению на местности, являются: места примыкания к существующим и проектируемым зданиям, центры колодцев и камер, точки изменения уклонов трубопроводов, вершины углов поворота трассы и точки ее пересечения с другими коммуникациями. На прямых участках трубопровода его ось закрепляется не реже чем через 100—150 м.

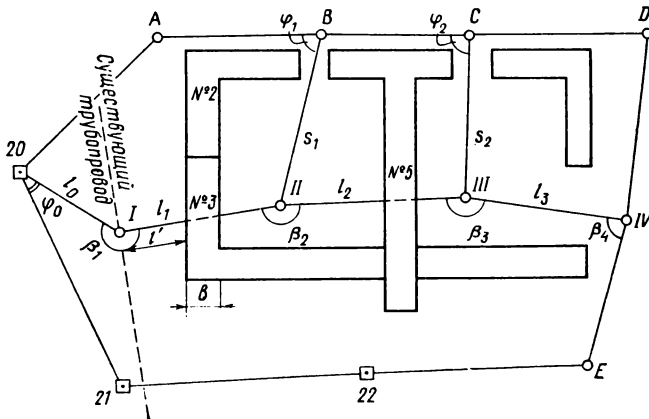


Рис. 220. Вынос в натуру трассы коллектора на застроенной территории

Закрепленные точки привязываются к створным знакам, расположенным вне зоны земляных работ.

В условиях города вынос трасс подземных сетей в натуру проектируется от существующих зданий и сооружений, а в местах новой застройки — от красных линий. На незастроенной территории разбивка трассы осуществляется от пунктов опорной геодезической сети способами, изложенными в гл. 17.

Комплекс разбивочных работ значительно усложняется, если трасса запроектированного трубопровода I, II, III, IV (рис. 220) проходит по территории новостройки, не нанесенной еще на топогра-

фический план. В этом случае координаты углов зданий, от которых можно было бы вынести в натуру точки $I—IV$, определить нельзя. С другой стороны, эти здания препятствуют прямой видимости между точками трубопровода II и III и полигонометрическими знаками 20 , 21 и 22 .

Для решения задачи по проектным координатам точек $I—IV$ трубопровода вычисляют длины l_0 , l_1 , l_2 , l_3 и дирекционные углы его смежных участков, а также примычный угол φ_0 и углы поворота β_1 , β_2 , β_3 . Точка I выносится от пункта 20 полярным способом по вычисленным φ_0 , l_0 . Далее в точке I устанавливают теодолит и откладывают угол β_1 . Измерив в заданном направлении расстояние от точки I до здания № 3 и ширину последнего, убеждаются, что точка II находится внутри двора. Для выноса ее в натуру прокладывают вспомогательный полигонометрический ход $20—A—B$ с таким расчетом, чтобы с точки B был обеспечен обзор возможно большего пространства двора. По координатам точек B и II решают обратную геодезическую задачу и находят разбивочные элементы φ_1 и s_1 , по которым выносят точку II в натуру. Аналогичным способом разбивают остальные точки трассы. Образованный на местности ход 22 , 21 , ... IV замыкается введением вспомогательной точки E , позволяющей проконтролировать результаты разбивки.

§ 152. ГЕОДЕЗИЧЕСКИЕ РАБОТЫ ПРИ ПРОКЛАДКЕ ПОДЗЕМНЫХ ТРУБОПРОВОДОВ

Наиболее распространенным способом прокладки подземных инженерных сетей является открытый способ, при котором трубы укладываются в траншеях. Для геодезического обслуживания земляных работ вдоль вынесенной в натуру оси трубопровода через каждые $5—20$ м забиваются колья. Параллельно оси по обе стороны от нее разбивают линии бровок траншеи. Над центрами колодцев и камер, а также в местах изменения уклонов оси трубопровода устраивают деревянные обноски (рис. 221). На доску обноски 1 теодолитом выносят ось трассы и закрепляют ее гвоздем 2 . Между гвоздями соседних обносок натягивают струну-причалку. Прикрепляя к струне отвесы по их створу контролируют плановое положение оси трассы в процессе строительства.

Для разбивки дна траншеи по заданному уклону пользуются постоянными 3 и ходовой 4 визирками. Предварительно от рабочих реперов, установленных по трассе через каждые 200 м, определяют отметки $H_{об}$ верха каждой обноски; затем к обноскам прибавляют постоянные визирки высотой l_0 , вычисляемой по формуле

$$l_0 = l - (H_{об} - H_{д}),$$

где l — высота ходовой визирки, $H_{д}$ — проектная отметка дна траншеи.

Если верхние грани визирок 3 и 4 будут располагаться в одной наклонной плоскости, пятка ходовой визирки окажется на линии проектного уклона.

Применение визирок обеспечивает необходимую точность высотной разбивки осей напорных трубопроводов, а также самотечных канализационных коллекторов с уклонами 0,003 и более. При меньших значениях проектных уклонов необходимо применять геометрическое или гидростатическое нивелирование. Защитные конструкции теплопроводов и газопроводов (каналы), а также коллекторы различного назначения возводятся из сборных железобетонных элементов. Геодезические работы в этом случае сводятся к выверке планового и

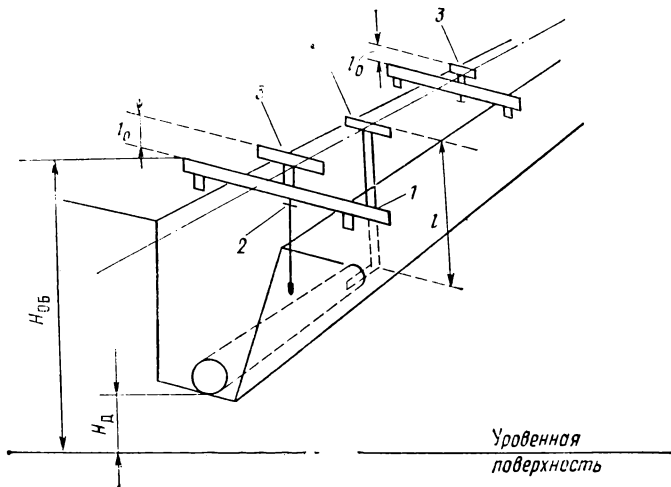


Рис. 221. Геодезический контроль укладки труб в траншее при помощи визирок

высотного положения плит днища, а также вертикальности и соосности монтируемых на них стеновых панелей. Отклонения отметок днища от проектных и несовмещение осей блоков с разбивочными осями не должны превышать 10 мм. После выполнения контроля на плиты днища под заданные проектные отметки устанавливают опорные камни для труб.

При разработке траншей большое значение имеет непрерывный геодезический контроль за работой землеройной машины. Ее движение вдоль разбивочной оси, соблюдение заданных конструктивных поперечных размеров траншеи и уклона ее дна обеспечивают высокое качество монтажа трубопровода. В городских условиях траншея, отрытая с отклонениями от проектного направления вместе с уложенным в ней трубопроводом займет большую, чем рассчитано, полосу местности, что затруднит в будущем параллельную прокладку других коммуникаций. Эти же отклонения приводят к излому трубопровода и могут вызвать дополнительные напряжения в трубах, разрыв стыков и арматуры и выход из строя всей сети. Отклонение трубопровода от проектных отметок может явиться причиной его изгиба в профиле с аналогичными последствиями; по этой же причине в самотечных коллекторах транспортирующая способность потока может наруши-

ться. Столь же нежелательными для строительства трубопроводов являются переуглубление траншей или, наоборот, их недостаточная по сравнению с проектной глубиной. В первом случае требуются дополнительные затраты средств и времени на последующую подсыпку грунта и, кроме того, уменьшается прочность основания. При заниженной глубине траншеи находящиеся под проезжей частью плиты перекрытия могут не выдержать нагрузок от транспорта.

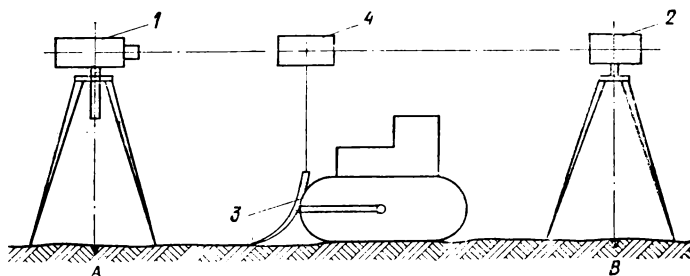


Рис. 222. Контроль за работой землеройной машины с помощью лазера

Эффективным средством управления точностью прокладки трубопроводов являются лазерные нивелиры, обеспечивающие непрерывное слежение за работой землеройных машин.

Прибор 1 (рис. 222) ставится над точкой А траншеи так, чтобы лазерный луч лежал в вертикальной плоскости, проходящей через ось трубопровода. В створе лазерного луча на противоположном конце В траншеи ставится визирная марка 2, центр которой совмещается с лазерным пятном. На рабочем органе землеройной машины 3 укрепляется полупрозрачная марка-экран 4 с фиксированным центром. Правильность работы и движения машины контролируется по положению лазерного пятна в центре марки-экрана 4. Таким же способом можно контролировать укладку трубы, установив внутри нее марку-экран и совместив центр марки с центром трубы. Процесс контроля можно автоматизировать, если вместо марки 4 использовать фотоприемник (см. § 163).

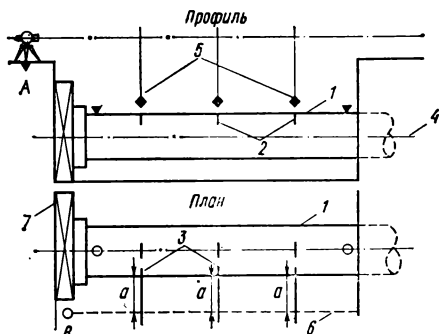


Рис. 223. Геодезический контроль укладки труб методом продавливания

Схема геодезического контроля положения труб, прокладываемых методом продавливания, изображена на рис. 223.

Вдоль верхней и боковой образующих трубы 1 наносят осевые риски 2 и 3. Теодолитом в точке А задают направление оси проходки 4, закрепляя ее отвесами 5. В рабочем котловане на расстоянии a от

трубы разбивают параллельную ей вспомогательную ось 6 и выверяют ее перпендикулярность упорной стенке 7 . Трубу устанавливают в исходное положение в плане по совмещением с отвесами рискам 2 ; установку контролируют боковым нивелированием трубы с точки B , прикладывая пятку горизонтально расположенной рейки к рискам 3 ; если труба движется правильно, отсчеты по рейкам будут одинаковы и равны a . Через каждые 2 м проходки контроль повторяют.

Т а б л и ц а 30

Виды трубопроводов	Δl , %
Безнапорные	0,6
Напорные	
при $l = 20$ м	0,8
» $l = 40$ »	1,0
» $l > 40$	1,2

В табл. 30 приведены допустимые отклонения Δl осей труб от проектного направления в плане и профиле для различных значений длины проходки l .

Чтобы вновь вывести трубу на проектное направление, усиливают давление домкратов (на схеме не показаны) на тот или иной участок ее торца.

Для прокладки глубоко залегающих коммуникаций (6 м и более) применяют щитовую проходку. Щит монтируется в специальной щитовой камере, сооруженной под землей на трассе коммуникации. Сборные элементы щита спускают в камеру через вертикальный шахтный ствол 1 (рис. 224), используемый одновременно для передачи оси будущего тоннеля с поверхности в подземную выработку. С этой целью в створе закрепленной оси в ствол опускаются два отвеса, по которым задается и закрепляется исходное направление для проходки C_1C_2 . По завершении сборки щита на нем укрепляют три контрольных знака $2, 3$ и 4 , фиксирующих продольную ось щита

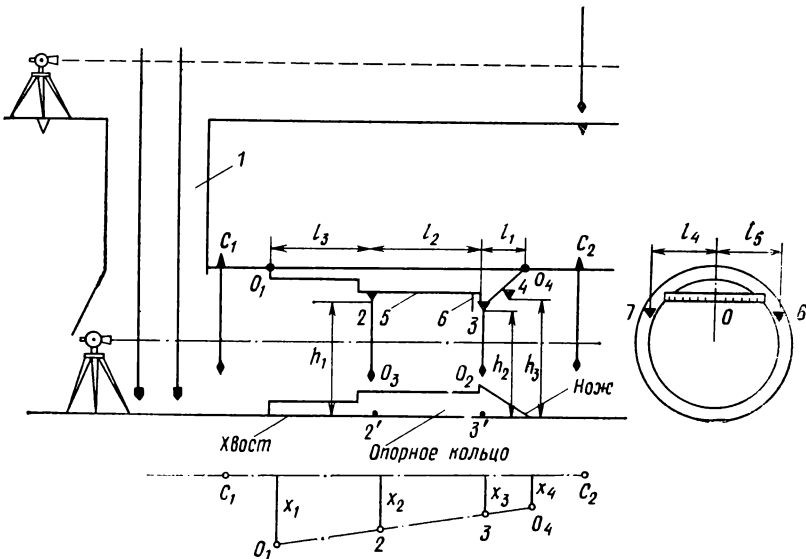


Рис. 224. Геодезический контроль щитовой проходки

и служащих реперами нивелирования. Измеряют горизонтальные расстояния l_1, l_2, l_3 между знаками, а также их превышения h_1, h_2, h_3 над низом оболочки щита. На передней и задней плоскости опорного кольца укрепляют горизонтальные рейки с миллиметровыми шкалами, обращенными в сторону забоя. Нулевые деления реек совмещают с вертикальной плоскостью, проходящей через продольную ось щита. Кроме того, на задней плоскости опорного кольца закладывают на одном уровне контрольные знаки 7 и 6 и измеряют между ними расстояния l_4 и l_5 .

В процессе проходки щита геодезист (при работе в подземных выработках он именуется маркшейдером) должен, пользуясь контрольными знаками, фиксировать отклонения щита от проектного направления в плане, профиле и в вертикальной плоскости, перпендикулярной оси тоннеля, а также руководить работами по исправлению этих отклонений.

Для выявления отклонения оси щита от заданного направления в плане необходимо определить положение его крайних точек в хвостовой O_1 и ножевой O_4 частях. Поскольку первая из них находится под обделкой тоннеля, а вторая у забоя, эти точки из тоннеля не видны. Поэтому для контроля положения щита пользуются осевыми знаками 2 и 3 следующим образом. Вдоль рейки 5 перемещают отвес O_3 , устанавливая его в створе точек C_1 и C_2 , и берут отсчет по рейке x_2 . Затем в створе тех же знаков устанавливают отвес O_2 у рейки 6 и берут по ней отсчет x_3 . Отклонения x_1 и x_4 хвоста и ножа щита от оси тоннеля находят экстраполированием из соотношений:

$$(x_1 - x_2)/(x_2 - x_3) = l_3/l_2 \quad (x_3 - x_4)/(x_2 - x_3) = l_1/l_2,$$

откуда

$$x_1 = x_2 + (x_2 - x_3)l_3/l_2$$

$$x_4 = x_3 + (x_2 - x_3)l_1/l_2.$$

Положение оси щита в продольном профиле определяют по результатам нивелирования знаков 2, 3 и 4. Вычисленные отметки по измеренным ранее превышениям h_1, h_2, h_3 передают на низ оболочки щита и находят его продольный уклон i по формуле

$$i = (H'_2 - H'_3)/l_2,$$

где H'_2 и H'_3 — отметки низа оболочки щита в точках 2' и 3'.

Величину поперечного уклона (кручение) щита определяют по разностям отметок контрольных знаков 7 и 6.

Так же, как и при прокладке труб способом продавливания, отклонения щита от проектного положения исправляют поочередным включением соответствующих домкратов (на рис. 224 они не показаны).

В настоящее время широко используются автоматические методы ведения щита с помощью лазерных устройств.

§ 153. ГЕОДЕЗИЧЕСКИЕ РАБОТЫ ПРИ СТРОИТЕЛЬСТВЕ СООРУЖЕНИЙ ИНЖЕНЕРНЫХ СЕТЕЙ

Опускные колодцы водозаборов. Особенность геодезических работ при строительстве сооружений этого вида состоит в том, что они не только обеспечивают контроль монтажа опускного колодца, но и продолжаются в процессе его погружения, вплоть до достижения им проектной глубины.

От пунктов геодезической сети выносят в натуру и закрепляют временными знаками центр колодца и его главные оси. По заданному проектом радиусу колодца разбивают ось круговой траншеи для опалубки его нижней (ножевой) секции. После геодезического контроля положения и размеров опалубки приступают к монтажу панелей нижней секции; вертикальность каждой панели выверяется рейкой-отвесом (см. § 129). Для выявления преждевременной неравномерной осадки колодца нивелируют верхний торец образованного панелями цилиндра первого яруса не менее чем в восьми точках.

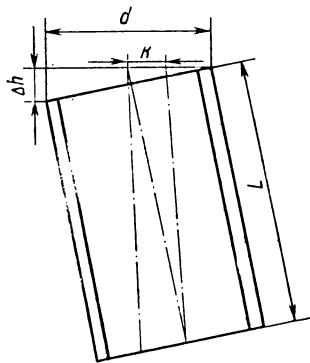


Рис. 225. Определение крена опускного колодца

При монтаже панелей последующих ярусов, помимо проверки их вертикальности, радиальными промерами от отвеса, опущенного над центром колодца, контролируется соблюдение его проектной формы.

Перед погружением колодца на его наружной стороне закладывают контрольные знаки (осадочные марки). Знаки размещаются равномерно в количестве не менее 8 по окружности горизонтального сечения панелей последнего яруса.

В процессе опускания колодца знаки регулярно нивелируются от трех опорных реперов, расположенных по разным сторонам от колодца вне зоны возможных деформаций грунта. По результатам нивелирования определяют величину Δh наибольшего отклонения верхнего сечения колодца от горизонтального положения.

Из рис. 225 видно, что соответствующая величина крена k будет

$$k = (\Delta h/d) L,$$

где d — диаметр колодца; L — глубина погружения.

Нивелирование для определения крена опускного колодца выполняют через каждые 0,5 м погружения.

Уклонение оси колодца от вертикали исправляют подведением подкладок под нож опережающей стороны стенки или усиленной выемкой грунта из-под отстающей стороны.

Радиальные канализационные отстойники. Строительство больших радиальных отстойников диаметром

40 м осуществляется из крупногабаритных панелей массой до 9 т и требует качественного геодезического обеспечения. Геодезические работы начинаются с разбивки осей котлована. По окончании разработки котлована выносят в натуру центр отстойника и его главные оси. Далее выполняется бетонная подготовка; после ее выверки разбивают по радиусам оси железобетонных башмаков — фундаментов с пазами для установки стеновых панелей, расположенных по окружности отстойника (см. § 132).

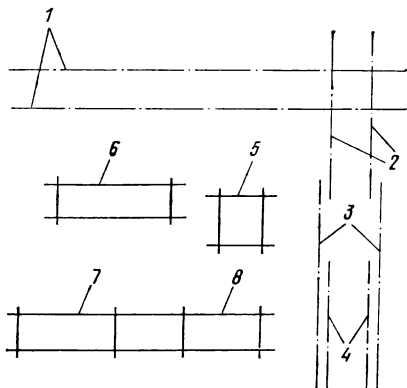


Рис. 226. Разбивочные оси на строительной площадке КБСГ

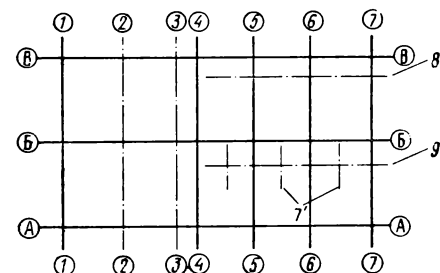


Рис. 227. Схема разбивочных осей котельной

Перед началом монтажа панелей нивелированием выверяется горизонтальность паза каждого башмака и его фактическая отметка. После установки панелей отстойника в проектное положение выверяют рейкой-отвесом их вертикальность и фиксируют на них риски для монтажа ригелей лотков на заданной проектной высоте.

Фактические отметки опорных поверхностей ригелей определяются геометрическим или гидростатическим нивелированием до укладки на них лотков. Для всех ригелей отметки должны быть одинаковы и равны проектным.

Кустовые базы сжиженных газов (КБСГ). На рис. 226 представлена схема разбивки осей на строительной площадке КБСГ. Основными осями, определяющими компоновку всех сооружений стройплощадки, являются оси железнодорожных путей 1 и оси эстакады 2, которые выносят в натуру от пунктов разбивочной опорной сети. В технологической связи с ними находятся оси узкоколейных путей 3 и оси фундаментов — стаканов 4 под резервуары для хранения газов. К упомянутым осям привязываются оси насосно-компрессорного цеха 5, оси цехов наполнения 6 и ремонта 7 баллонов, оси вспомогательных помещений 8, а также оси внутри площадочных трубопроводов для перемещения сжиженных газов. Геодезическое обслуживание возведения сооружений КБСГ выполняется в порядке, изложенном в гл. 19; специфической особенностью геодезических работ в данном случае является контроль планового и высотного положения резервуаров, устанавливаемых на фундаменты.

Здания котельных. Основными осями водогрейной котельной с тремя котлами ТВГ-8 (рис. 227) являются продольные

А—А и В—В и поперечные 1—7 и 7—7 габаритные оси здания. От этих осей разбивают промежуточные поперечные оси: ось фильтров химводоо чистки 2—2, ось фундаментов сетевых насосов 3—3, оси колонн каркаса 4—4, 5—5, 6—6, разделяющие котельные помещения, и поперечные оси котлов 7'. Параллельно осям А—А, В—В выносятся в натуру оси дымососов 8 и продольные оси котлов 9. Монтируемые в котельной трубопроводы привязываются к основным строительным конструкциям здания.

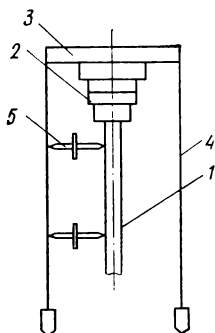


Рис. 228. Геодезическая выверка вертикального вала насоса

Монтаж оборудования на основных станций. Геодезическое обслуживание монтажа оборудования насосных станций начинается с разбивки фундаментов, на которые в соответствии с разбивочными чертежами наносятся и закрепляются оси анкерных болтов насосов и двигателей. После контроля положения осей на фундамент устанавливают агрегаты, затягивают анкерные болты и выверяют фактическое положение агрегата стальной рулеткой и гидростатическим нивелированием, а также горизонтальность вала (для горизонтальных насосов). Отклонение агрегата от проектного положения в плане и по высоте не должно превышать ± 10 мм, а отклонение вала от горизонтального положения — $0,1$ мм на 1 м длины вала.

При выверке вертикальных насосов (рис. 228) контролируют вертикальность его вала 1 по способу четырех струн (на рис. 228 показаны две струны). Вначале с помощью нивелира приводят в горизонтальное положение торец полумуфты 2 насоса. Затем на полумуфту ставят крестовину 3 с четырьмя отвесами на струнах 4 толщиной 0,3—0,4 мм; грузы отвесов помещают в сосуды с маслом. Расстояние между струнами и валом в верхней и нижней точках измеряют микроштихмасом 5. Микроштихмас — концевой мерный прибор с микрометричным винтом, предназначенный для определения внутренних размеров деталей с погрешностью 0,01 мм. Для повышения точности измерений момент соприкосновения головки микроштихмаса с струной фиксируется электрическим контактом. Выявленные отклонения вала от вертикального положения должны быть в пределах 0,05 мм на 1 м длины вала; исправление отклонений большей величины достигается вращением регулировочных (отжимных) винтов вала. Контроль монтажа агрегата завершается выверкой соосности валов насоса и двигателя; несовпадение осей валов более 0,2 мм может привести к вибрации установки и преждевременному износу подшипников.

§ 154. ИСПОЛНИТЕЛЬНАЯ СЪЕМКА ПОДЗЕМНЫХ КОММУНИКАЦИЙ

Исполнительная съемка подземных коммуникаций производится в процессе строительства, в открытых траншеях и котлованах до засыпки их грунтом. Поэтому она является более точной и достовер-

ной, а в организационном отношении — более простой, чем съемка существующих подземных коммуникаций (см. § 145). Для всех видов инженерных сетей, подлежащих исполнительной съемке, определяют плановое положение створных точек оси коммуникации через каждые 50 м на прямолинейных участках, углов поворота, главных точек кривых, колодцев и камер, точек вводов и выводов у наружных стен зданий, мест ответвлений от магистральной коммуникации, точек пересечения с другими коммуникациями. При вертикальной съемке определяют отметки тех же точек, отметки мест изломов и изгибов в плане и по высоте, мест изменений уклонов и сечений коммуникации, а для колодцев и камер — отметки дна, обечайки, люков и верха труб.

В процессе съемки водопроводных сетей снимают центры стыковых соединений, водомерные узлы, водоразборные колонки, пожарные гидранты, углы компенсаторов. При съемке сооружений водопроводных сетей определяют их габариты, отметки низа труб у входа в сооружение или выхода из него, отметки дна водозаборов, резервуаров и отстойников, отметки полов насосных станций и фильтрующих залов.

По канализационным сетям съемке подлежат центры стыковых соединений, углы решеток дождеприемников, аварийные выпуски. При съемке сооружений канализационных сетей определяют их габариты, отметки дна, верха и низа лотков отстойников, отметки верха и дна распределительных камер метантенков, отметки бортов и лотков каналов аэротенков.

При съемке тепловых сетей определяют плановое положение центров сварных соединений и опор, углов компенсаторов, задвижек; при съемке газовых сетей снимают центры стыковых соединений, углы наружных граней газораспределительных пунктов, регуляторы давления, углы компенсаторов и определяют отметки верха крышек коверов.

Для определения планового положения подземных трубопроводов теодолитные ходы прокладывают по дну траншей.

При значительных глубинах траншей для производства линейных измерений в горизонтальной плоскости точки оси трубопровода выносятся на поверхность с помощью отвеса и фиксируются на досках, уложенных поперек траншей. Если над траншеей сохранились обноска (см. рис. 221), ось трубопровода снимается по нанесенным на обноска рискам.

В процессе исполнительной съемки определяют назначение и технические характеристики коммуникаций: материал и размеры колодцев и камер, материал и диаметр труб. Составляемый по результатам съемки исполнительный чертеж предъясняется при сдаче объекта в эксплуатацию; на его основе в дальнейшем составляется план подземных коммуникаций. Исполнительный чертеж включает в себя топографический план в масштабе 1 : 500, продольный профиль по оси сооружения, планы и разрезы колодцев и камер, эскиз поперечных сечений коллекторов и каналов с указанием диаметров расположенных в нем труб и каталог координат выходов и углов поворота коммуникаций.

ГЕОДЕЗИЧЕСКИЕ РАБОТЫ ПРИ ТЕХНИЧЕСКОЙ
ЭКСПЛУАТАЦИИ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ

§ 155. СУЩНОСТЬ ТЕХНИЧЕСКОЙ ЭКСПЛУАТАЦИИ ЗДАНИЙ
И СООРУЖЕНИЙ. ГЕОДЕЗИЧЕСКИЕ НАБЛЮДЕНИЯ
ЗА ДЕФОРМАЦИЯМИ ИХ НЕСУЩИХ КОНСТРУКЦИЙ

Каждое здание или сооружение характеризуется определенными эксплуатационными качествами: прочностью и устойчивостью конструкций, герметичностью, теплозащитными и звукоизоляционными свойствами. Под действием природных и функциональных факторов эти качества постепенно теряются. Целью технической эксплуатации зданий и сооружений является поддержание в них заданных проектом эксплуатационных качеств в течение установленного срока службы. Техническая эксплуатация включает комплекс научно обоснованных организационных и технических мероприятий по контролю параметров эксплуатационной пригодности, уходу за зданиями и сооружениями, а также контроль при их реконструкции, ремонте и перемещении.

Среди факторов, вызывающих износ и разрушение зданий, весьма существенными являются горизонтальный прогиб (выпучивание) стеновых панелей и внутренних несущих стен, а также их отклонение от вертикали; они возникают вследствие погрешностей монтажа конструкций, перегрузки стен и неравномерной осадки фундамента.

Для определения выпучивания и невертикальности стен производят их боковое нивелирование (см. § 128). Теодолит центрируют над концом смещенной на 1 м оси стены и берут отсчеты по рейке, устанавливаемой перпендикулярно стене в точках, указанных на рис. 229, а.

Величина уклонения Δh панели от вертикали вычисляется как разность отсчетов в нижней (1) и верхней (3) точках панели (рис. 229, б):

$$\Delta h = a_1 - a_3.$$

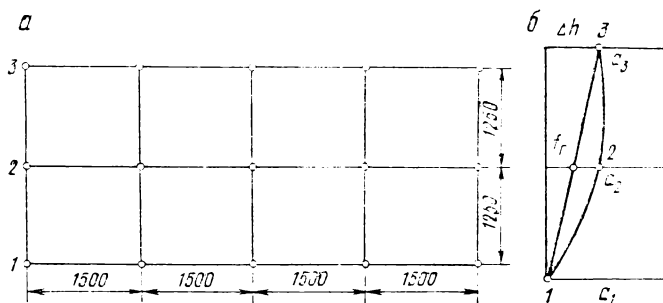


Рис. 229. Определение горизонтального прогиба стены:

а — схема расположения нивелируемых точек; б — горизонтальный прогиб

Горизонтальный прогиб f_{Γ} для данного сечения (точки 1, 2, 3) определяется из соотношения

$$f_{\Gamma} = (a_1 + a_3)/2 - a_2. \quad (23.1)$$

По результатам нивелирования составляется план, на котором «рельеф» панели изображается линиями равных отсчетов по рейке. Анализ этого плана позволяет отличить деформационные отклонения от неровностей технологического характера.

Измерение вертикальных прогибов $f_{\text{В}}$ панелей и балок перекрытий осуществляется геометрическим или гидростатическим нивелированием. Для каждой балки определяются отметки по оси пролета в трех точках: на опорах H_1 и H_3 и в середине H_2 . По аналогии с формулой (23.1) для вычисления $f_{\text{В}}$ пользуются соотношением:

$$f_{\text{В}} = H_2 - (H_1 + H_3)/2. \quad (23.2)$$

Крупноразмерные плиты нивелируются в трех сечениях вдоль рабочего пролета по три точки в каждом сечении.

Величина $f_{\text{В}}$, отнесенная к длине пролета l , называется относительным вертикальным прогибом; допустимые значения $f_{\text{В}}/l$ приведены в табл. 31.

Т а б л и ц а 31

Элементы зданий	Предельный относительный прогиб
Элементы перекрытий с плоскими потолками	
при $l < 7$ м	1/200
» $l \geq 7$ м	1/300
Элементы перекрытий с ребристыми потолками	
при $l < 5$ м	1/200
» $5 \text{ м} < l < 7$ м	1/300
» $l > 7$ м	1/400
Металлические балки междуэтажных перекрытий	
главные	1/400
прочие	1/250

Перед приемкой полносборного здания в эксплуатацию, а в дальнейшем — в течение всего эксплуатационного периода определяют неравномерность осадок фундаментов колонн каркасных зданий и выгиб f несущих стеновых панелей бескаркасных зданий. Для этого в первом случае нивелируют фундаменты колонн, во втором — марки, заложенные на концах (H_1 и H_3) и в середине (H_2) выбранной горизонтальной линии цоколя.

Абсолютная величина выгиба f вычисляется по формуле (23.2). Допустимые значения деформаций приведены в табл. 32.

Для установления динамики всех описанных выше деформаций наблюдения за ними выполняются через каждые шесть месяцев.

Т а б л и ц а 32

Вид деформаций	Предельные деформации	
	для песчаных грунтов	для глинистых грунтов
Разность осадок фундаментов колонн для межсезонного интервала l	0,002 l	0,002 l
Относительный выгиб $f_{отн}$ в долях от длины изгибаемого участка стены для крупнопанельных зданий	0,0005	0,0007
для кирпичных зданий	0,0007	0,0010

В результате перегрузки конструкций, неправильного армирования, температурных воздействий и неравномерной осадки фундамента в теле зданий и сооружений возникают трещины. Выяснив причину их появления, необходимо установить, стабилизировались трещины или продолжают раскрываться. Для этого по обе стороны каждой трещины закладывают металлические стержни, между которыми периодически измеряют расстояние с точностью до 0,1 мм специальным прибором — индикатором часового типа.

§ 156. ГЕОДЕЗИЧЕСКОЕ ОБСЛУЖИВАНИЕ ЛИФТОВЫХ УСТАНОВОК

Производство и приемка строительных и монтажных работ по сооружению лифтовых установок сопровождаются регулярным геодезическим контролем, осуществляемым в соответствии с требованиями общесоюзного стандарта. Первой стадией этого контроля является проверка положения закладных частей для кронштейнов направляющих и фактических размеров лифтовой шахты. Проверка выполняется стальной прокомпарированной рулеткой на каждом этаже шахты, начиная от приямка. Допустимые отклонения от проекта не должны превышать (мм):

по ширине и глубине шахты	30
по разности диагоналей шахты (в плане)	25
по положению закладных частей	
в плоскостях стен шахты и пола машинного помещения	10
из плоскостей стен шахты и пола машинного помещения внутрь стен и пола	10
(отклонения закладных частей из плоскости стен шахты и пола машинного помещения наружу не допускаются)	
смещение осей дверных проемов относительно вертикальной оси шахты	10

Далее выверяется вертикальность стенок лифтовой шахты. С этой целью изготавливается специальный деревянный шаблон 1 (рис. 230), размеры которого равны наружным размерам кабины. На доски шаблона наносят осевые риски 2 и укладывают его на укрепленные сверху шахты деревянные брусья 3 таким образом, чтобы осевые риски совпали с осями кабины. В точках a , b , c , d шаблона прикреп-

ляют отвесы — стальные проволоки диаметром 1—1,2 мм с грузами 3—20 кг в зависимости от глубины шахты. После прекращения колебаний отвесов измеряют расстояния между ними и стенами шахты (4, 5, 6, ... 11). Отклонения стен от вертикали не должны превышать:

15 мм	при глубине шахты $h < 45$ м
20 мм	» » » $45 \text{ м} \leq h \leq 75$ м
30 мм	» » » $75 \text{ м} \leq h \leq 100$ м

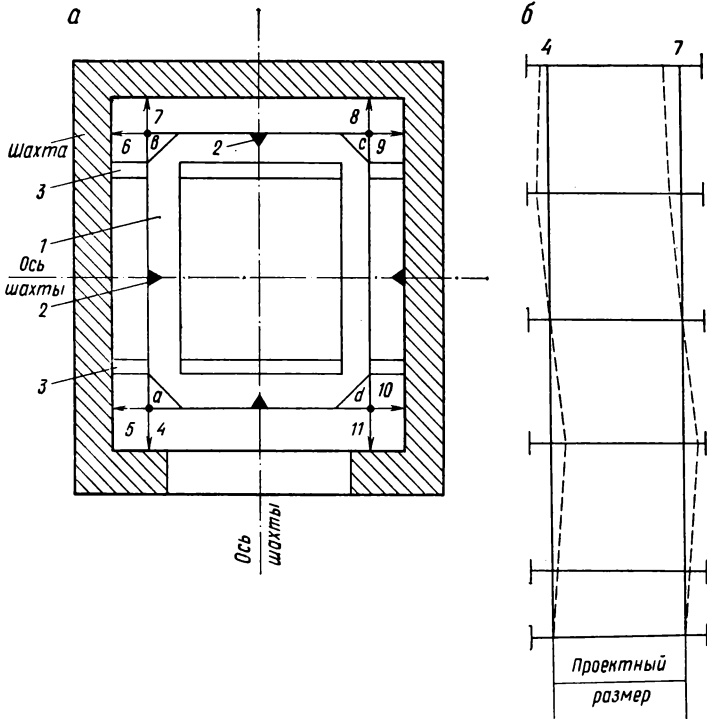


Рис. 230. Контроль вертикальности стен лифтовой шахты: а — установка шаблона с отвесами; б — исполнительная схема

По результатам измерений составляют исполнительные схемы для каждой из четырех стен шахты (рис. 230, б).

В процессе монтажа оборудования лифтовой установки геодезическому контролю подлежат положение направляющих кабины и противовеса, осей буферных подставок, подбебодочных балок и рамы лебедки. Лифт принимается в эксплуатацию при соблюдении следующих допусков

Отклонение направляющих кабины и противовеса от вертикали:	
при $h < 50$ м	1 : 5000 h
» $h \geq 50$ м	10 мм
Прямолинейность направляющих и их параллельность между собой	2 мм
Смещение оси буфера от плоскости направляющих	5 мм

Отклонение подбедрочных балок от горизонтального положения:	
в поперечном направлении	1 мм на 1 м длины
в продольном направлении	3 мм на 1 м длины
Отклонение плоскости рамы лебедки от горизонтального положения:	
в поперечном направлении	1 мм на 1 м длины
в продольном направлении	1 мм на 1 м длины
Отклонение канатоведущего шкива от вертикальной плоскости	1 мм на длине, равной диаметру шкива
Отклонение дверей шахты от вертикального положения	2 мм на всю высоту двери
Разность длин диагоналей каркаса кабины	5 мм
Отклонение станции управления от вертикального положения	5 мм

Все перечисленные геометрические параметры лифтового оборудования измеряются традиционными геодезическими средствами — стальной рулеткой, нивелиром, шаблонами. Помимо этого тонкими металлическими пластинками установленной толщины — щупами — контролируются зазоры, т. е. просветы между отдельными элементами оборудования. Например, зазор между грузами противовеса не должен превышать 5 мм на 1 дм длины, зазор между створками раздвижных дверей шахты допускается не более 2 мм и т. д.

§ 157. ГЕОДЕЗИЧЕСКИЕ РАБОТЫ ПРИ ПЕРЕДВИЖКЕ ЗДАНИЙ

К числу актуальных технических проблем современного городского хозяйства относятся расширение улиц и проездов, повышение этажности существующих зданий, приспособление функционирующих промышленных зданий и сооружений к требованиям новых, более совершенных технологических схем производства. Одним из путей решения этих проблем является передвижка зданий, позволяющая сохранить ценные исторические и архитектурные памятники и сэкономить денежные средства и строительные материалы.

Основанием для выбора направления и характера передвигаемого здания является генеральный план, составляемый в масштабах 1 : 100—1 : 500 в зависимости от площади участка передвижки. На генеральном плане наносят весь комплекс прилегающих к зданию строений и указывают предлагаемое новое положение здания. Проектное задание на передвижку разрабатывается с использованием имеющихся в жилищных отделах или заводских конторах и других организациях поэтажных планов в масштабе 1 : 200.

В дополнение к этому производится детальная съемка подвала передвигаемого здания. Съемка ведется на основе замкнутого полигонометрического хода I разряда, окружающего здание, и нескольких диагональных ходов, прокладываемых через дверные и оконные проемы.

Исходная сторона I—IV сети, образующей прямоугольник, строится на заданном расстоянии b от фасадной линии и параллельна ей. Для этого на фасаде крепятся два кронштейна, визирные цели кото-

рых *A* и *B* проектируются отвесами на поверхность земли и фиксируются временными знаками. Установив над проекцией точки *A* теодолит, наводят зрительную трубу на точку *B* и на продолжении створа закладывают знак *IV* на расстоянии l_1 от *A*. Переведя трубу через зенит, вдоль нового направления откладывают расстояние l и закрепляют знак *I*. Углы и линии плановой разбивочной сети измеряются с точностью соответственно $10''$ и $1 : 15\,000$ (рис. 231).

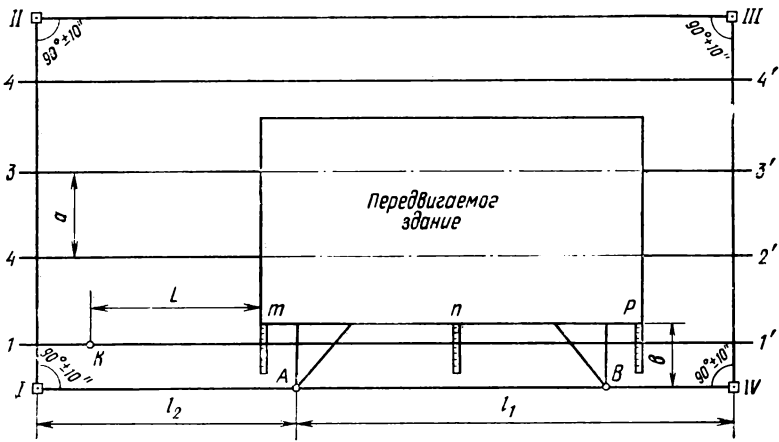


Рис. 231. Плановая основа для геодезического контроля за передвижкой здания

Высотное обоснование образуют несколько строительных реперов, заложенных как в передвигаемом, так и в близлежащих зданиях. На строительные реперы и на пункты плановой разбивочной сети передаются отметки от реперов государственного нивелирования по программе II класса. Под здание подводятся опоясывающие его двутавровые балки (рандбалки, рис. 232), а также поперечные балки, размещаемые равномерно по всей длине здания. Они воспринимают изгибающие усилия и образуют под зданием жесткий каркас.

Для обеспечения контроля высотного положения балок и их горизонтальности на цоколь здания выносятся и окрашиваются риски, отстоящие от верха балок на 400—500 мм. В установленных проектом местах снаружи и внутри здания крепятся стальные миллиметровые шкалы, необходимые для наблюдений за осадкой здания за время его передвижки. Шкалы нивелируют по программе II класса и вычисляют абсолютные отметки их нулей.

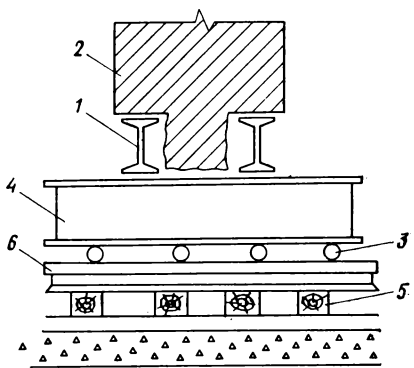


Рис. 232. Схема расположения рандбалок и ходовых балок под передвигаемым зданием:

- 1 — рандбалка; 2 — стена здания; 3 — каток; 4 — ходовая балка; 5 — шпала; 6 — рельс

По обе стороны здания вдоль створов $I-II$ и $IV-III$ (см. рис. 231) разбивают оси рельсовых путей $1-1'$, $2-2'$, $3-3'$ и $4-4'$, откладывая по направлению, заданному теодолитом, проектные межосевые интервалы a . Оси рельсовых путей, являющиеся одновременно осями будущих проемов в здании, фиксируются рисками на его торцах и закрепляются с обоих концов металлическими штырями.

По створу осей рельсовых путей производится разметка под установку шпал, укладываемых на асфальтобетонное покрытие. Высотное положение шпал контролируется нивелированием с допуском ± 3 мм. Установка на шпалы рельсов производится по теодолиту с применением специальных шаблонов. Правильность установки выверяется промерами стальной рулеткой расстояний между путями. Вдоль одного из рельсов откладывается от торца здания и фиксируется краской расстояние L , на которое должно быть передвинуто здание. После раскладки на рельсах металлических полнотелых катков масса здания передается на подведенные под него ходовые балки. При посадке здания на катки вновь нивелируют миллиметровые шкалы на стенах здания; повторное нивелирование выполняют после каждой остановки здания.

Для контроля движения здания в продольном направлении к нижней полке крайней ходовой балки под торцом здания приваривается штырь, на который надевается кольцо стальной рулетки (см. рис. 231).

Рулетка натягивается вдоль внешней стороны рельса, и у риски K , фиксирующей конечное положение здания, по рулетке делают отсчет и записывают его в журнал. По мере движения здания рулетку наматывают на барабан и повторяют отсчеты по ней при каждой остановке здания. Разности отсчетов по рулетке выразят пройденные участки пути между смежными остановками.

Контроль поперечного сдвига здания осуществляется боковым нивелированием реек, устанавливаемых в точках m , n , p верхней части ходовой балки.

Изложенная методика геодезических работ при передвижке здания имеет достаточно общий характер; вносимые в нее изменения будут зависеть от имеющихся в распоряжении инженерного персонала геодезических приборов. Так, контроль пройденного зданием пути может производиться светодальномером, для чего фасад здания оборудуется отражателями.

Осадку здания можно определять по результатам тригонометрического нивелирования, используя при этом высокоточные теодолиты (например, Т2 или 2Т-5К) и расстояния до визирных целей, измеренные светодальномером.

**ГЕОДЕЗИЧЕСКИЕ РАБОТЫ ПРИ
ГИДРОМЕЛИОРАТИВНОМ СТРОИТЕЛЬСТВЕ****§ 158. ОБЩИЕ СВЕДЕНИЯ О СЕЛЬСКОХОЗЯЙСТВЕННЫХ
МЕЛИОРАЦИЯХ**

Сельскохозяйственными мелиорациями называют комплекс мероприятий, направленных на ослабление неблагоприятных природных условий, отрицательно влияющих на получение устойчивых высоких урожаев.

Ведущее место среди этих мероприятий принадлежит гидромелиоративному строительству, т. е. строительству сооружений, способствующих созданию в активном слое почвы оптимальной влажности.

Объектами гидромелиоративного строительства являются оросительные и осушительные системы.

Оросительная система имеет целью пополнить запас воды в недостаточно увлажненной почве и состоит из следующих элементов: из источника орошения вода подается в магистральный канал водозаборным сооружением (например, насосной станцией). Отсюда вода транспортируется в распределительные и межхозяйственные каналы, затем во внутрихозяйственные каналы, участковые распределители, временные оросители, выводные и поливные борозды.

При пересечении каналами дорог, водотоков, оврагов соответствующие участки каналов заменяются трубами, акведуками, дюкерами.

В местах перелома профиля дна канала создаются сопрягающие сооружения — перепады и быстротоки, а для регулирования режима канала — водосбросные сооружения.

Для опорожнения каналов от излишней воды на время ремонта проектируют водосборно-сбросную сеть в виде каналов, расположенных по естественным понижениям местности.

На землях с неблагоприятными гидрогеологическими условиями применяется лотковая оросительная сеть, в которой распределение воды производится по каналам—лоткам. Лотки собираются из железобетонных звеньев, укладываемых в местах их стыков на опоры.

В целях лучшего использования посевных площадей сооружаются закрытые оросительные системы. Все каналы таких систем заменены уложенными в траншеях трубами: магистральный трубопровод, межхозяйственные и внутрихозяйственные трубопроводы и поливные трубопроводы, подающие воду в дождевальные установки.

Одним из важнейших этапов строительства открытой оросительной сети является вертикальная планировка орошаемых земель, обеспечивающая равномерное увлажнение почвы и улучшение эксплуатации сельскохозяйственных машин.

Для отвода воды с избыточно увлажненных земель служат открытые и закрытые осушительные системы.

Каналы-осушители регулирующей части этой системы поглощают излишнюю влагу из почвы и доставляют ее в транспортирующие собиратели, впадающие в магистральные каналы (проводящая часть осушительной системы).

Из магистральных каналов вода направляется в водоприемник, которым могут служить река, ручей, овраг или озеро. Туда же поступают потоки поверхностных вод, перехваченных нагорными каналами оградительной части осушительной системы.

Закрытая осушительная сеть, называемая также закрытым трубчатым дренажем, состоит из дрен, т. е. бетонных или гончарных труб.

Поступающий в дрены избыток воды из почвы стекает по ним в закрытые коллекторы, которые, в свою очередь, впадают в открытые коллекторы, последние направляют дренажные воды в открытые каналы проводящей сети — транспортирующие собиратели и магистральные каналы, а иногда непосредственно в водоприемник.

Для наблюдений за работой дренажной системы в местах слияния нескольких закрытых коллекторов устраивают бетонные смотровые колодцы.

В ряде случаев до начала или в период эксплуатации осушительной системы бывает необходимо увеличить пропускную способность водоприемника путем расширения, углубления или спрямления его русла. Выполняемый при этом комплекс работ называется регулирующим русла водоприемника.

§ 159. СТАДИИ ПРОЕКТИРОВАНИЯ И СОСТАВ ИЗЫСКАНИЙ ПРИ ГИДРОМЕЛИОРАТИВНОМ СТРОИТЕЛЬСТВЕ

Проектирование объектов гидромелиоративного строительства обычно осуществляется в одну или две стадии.

Если площадь мелиорируемой территории не превышает 1500 га, проект составляется в одну стадию (однотайный проект). В большинстве остальных случаев разрабатываются проект и рабочая документация.

Помимо своей общей цели — выяснения технической возможности, экономической целесообразности и сметной стоимости строительства, проект должен определить общие размеры и размещение мелиорируемых земель, источники снабжения водой оросительных и водоприемников осушительных систем, установить источники и количество получаемой энергии и стройматериалов, необходимых для осуществления строительства, дать основные технические решения проектируемых работ и сооружений, объемы работ и очередность строительства.

Для составления проекта гидромелиоративного строительства по всей площади, подлежащей мелиорации, проводятся изыскания. В материалах изысканий отражаются топографические, геологические, гидрогеологические, гидрологические условия района строительства, знание которых необходимо для разработки системы мелиорации и агротехнических мероприятий, для сельскохозяйственного освоения и использования мелиорируемых земель, а также

сведения по экономике землепользования и условиям производства строительных работ.

В этом обширном комплексе изысканий ведущее место принадлежит инженерно-геодезическим работам, которые обеспечивают исходным материалом все стадии проектирования и одновременно создают топографическую основу для всех остальных видов изысканий.

В соответствии с основными этапами гидромелиоративного строительства его инженерно-геодезическое обслуживание включает следующие виды работ, часть которых рассмотрена в гл. 20:

- 1) геодезическое обоснование и топографические съемки территории строительства, нивелирование поверхности для проектирования вертикальной планировки, съемка рек и нивелирование их уровней, промерные работы, регулирование русел водоприемников;
- 2) привязка инженерно-геологических выработок;
- 3) проектирование и разбивка элементов оросительных и осушительных систем;
- 4) определение на местности границ затоплений;
- 5) исполнительная съемка объектов гидромелиоративного строительства, наблюдения за их деформациями и оползневыми явлениями.

§ 160. ТОПОГРАФИЧЕСКИЕ СЪЕМКИ ТЕРРИТОРИИ ГИДРОМЕЛИОРАТИВНОГО СТРОИТЕЛЬСТВА

К топографическим картам, используемым при проектировании оросительных и осушительных систем, предъявляются особые требования в части детализации и точности изображения рельефа.

Рельеф определяет всю схему построения мелиоративной системы, поэтому топографическая карта должна правильно отражать его общую структуру и содержать качественные характеристики, позволяющие с требуемой точностью определять направления и величины уклонов поверхности. Недопустимая ошибка при определении уклона неизбежно вызовет несоответствие действительного уклона проекту. В результате потребуются исправление проектной схемы — смещение каналов в плане, дополнительные изломы в профиле или заглубление сверх нормы.

Различные малозаметные детали рельефа — бугры, западинки, блюдца, не учитываемые при обычной съемке, должны изображаться на топографических планах, предназначенных для составления проектов орошения и осушения. Значительно увеличивается количество подписываемых отметок; например, для масштаба 1 : 5000 вместо принятых 5 отметок на 1 дм² плана подписывается 20 отметок. Возрастает и плотность высотной геодезической основы, доводимая в этом случае до 1—2 реперов нивелирования на 1 км² площади.

В то же время расположение элементов мелиоративных систем в плане может быть определено со сравнительно небольшой точностью. Так, допустимая ошибка определения длины поливных борозд составляет 3—4 м, конфигурация закрытой дренажной сети должна быть определена с точностью до 2 м. Указанные особенности определяют

характер топографических съемок мелиорируемых территорий; в зависимости от их размеров и рельефа эти съемки можно разделить на три группы.

1. Для массивов орошения и осушения площадью до 3000 га выполняется мензульная или комбинированная съемка в масштабе 1 : 5000 с высотой сечения рельефа 0,5—1,0 м. Для удобства проектирования, а также при большой густоте речных точек планы масштаба 1 : 5000 увеличиваются в 2,5 раза, т. е. до 1 : 2000. Съемка площадок под головные водозаборные сооружения производится в масштабе 1 : 1000 с высотой сечения рельефа 0,5—1,0 м.

2. На территории площадью от 3000 до 10 000 га выполняется сплошная комбинированная съемка в масштабе 1 : 10 000 с высотой сечения рельефа 1,0 м и съемка участков водозабора и площадок под сопрягающие и водосбросные сооружения в масштабе 1 : 1000—1 : 2000 с высотой сечения рельефа 0,5—1,0 м.

3. Проектирование гидромелиоративного строительства на площади свыше 10 000 га осуществляется по картам масштаба 1 : 25 000 с высотой сечения рельефа 1,0—2,0 м. Для проектирования мелкой сети производится съемка типового участка в масштабе 1 : 10 000 с высотой сечения рельефа 0,5—1,0 м; топографическая основа для составления проекта вертикальной планировки создается нивелированием по квадратам типовых участков площадью 100—500 га. Планы таких участков составляются в масштабах 1 : 1000—1 : 2000 с высотой сечения рельефа 0,25—0,50 м.

Кроме того, независимо от площади орошаемых или осушаемых массивов выполняются топографические съемки трасс магистральных каналов в масштабе 1 : 5000 с высотой сечения рельефа 0,5 м, участков водозабора и водоприемника в масштабах 1 : 1000—1 : 2000 с той же высотой сечения, площадок под гидротехнические сооружения в масштабах 1 : 500—1 : 2000 с высотой сечения рельефа 0,5—1,0 м, а также съемки существующих рек и сооружений на них.

§ 161. СЪЕМКА РЕК И ТРАССИРОВАНИЕ РЕГУЛИРУЕМЫХ РУСЛ ВОДОПРИЕМНИКОВ

Для разработки проекта использования реки в качестве источника орошения или водоприемника осушительной сети производятся мензульная или тахеометрическая съемка реки, нивелирование ее уровня и промеры глубин. В процессе съемки должны быть получены данные для составления плана поймы реки, определения ее продольного уклона и формы поперечных сечений.

Плановая основа для съемки реки создается в виде магистрального теодолитного хода, прокладываемого вдоль одного из ее берегов (рис. 233). Лес и кустарники, покрывающие обычно пойму, препятствуют угловым и линейным измерениям; поэтому вершины хода приходится выбирать и на другом берегу, располагая стороны хода под некоторым углом к фарватеру. Для сгущения съемочного обоснования на обоих берегах засечками определяют дополнительные пункты.

При длине снимаемой части русла более 3 км теодолитных ход заменяется в открытой местности разрядной триангуляцией, а в за- лесенной — звеньями короткобазисной параллактической полигоно- метрии или рядом четырехугольников без диагоналей.

Вдоль магистрального хода разбивается пикетаж, а в характер- ных местах русла — поперечники: в начале и конце прямолинейного участка русла, в местах его расширения и сужения, на перекатах, на поворотах фарватера.

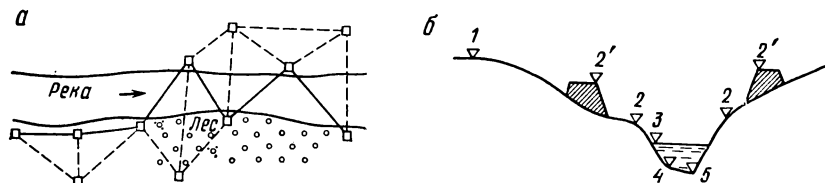


Рис. 233. Съемка речной поймы:

а — плановая основа съемки; б — съемка поперечника

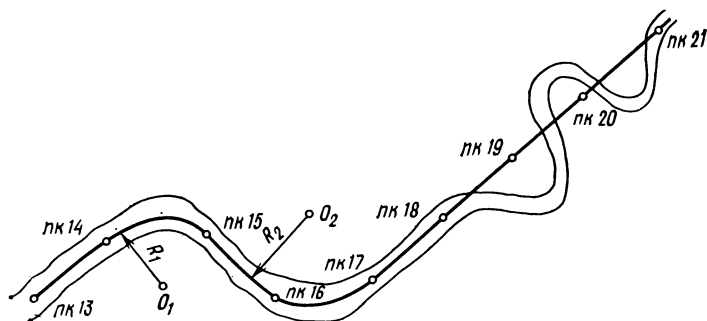


Рис. 234. Выправление русла регулируемой реки

Высоты пунктов высотного съемочного обоснования определяются нивелированием IV класса. При нивелировании поперечников рейка устанавливается в следующих точках (см. рис. 233): горизонт высоких вод 1, бровка русла с обеих его сторон 2, урез воды 3 и не менее двух точек 5 и 4 на дне реки. Если река является водоприемником, дополни- тельно нивелируются русловые валы 2', служащие защитой поймы от затопления ее паводковыми водами, и через каждые 20 м — точки между русловым валом и горизонтом высоких вод. Расстояния между точками поперечника определяются нитяным дальномером.

Съемка небольших рек ведется от магистрали способами ординат, полярным и угловыми засечками.

Нивелирование уровня реки и промерные работы выполняются в соответствии с изложенным в гл. 20.

При спрямлении русла регулируемой реки в новую трассу всегда включаются участки существующего русла (рис. 234). Начиная от устья реки, трассу провешивают и закрепляют столбами концы каж- дого спрямления. Вешение производится вброд или в лодки, в зави-

симости от глубины реки. По трассе разбивается пикетаж; устья боковых каналов, оси существующих сооружений закрепляются плюсовыми точками. Если придать руслу прямолинейную форму невозможно или нецелесообразно, оно выправляется в виде извилины, т. е. двух круговых кривых с центрами по обе стороны от соединяющей их прямой вставки.

§ 162. ГЕОДЕЗИЧЕСКИЕ РАБОТЫ ПРИ ПРОЕКТИРОВАНИИ И РАЗБИВКЕ ЭЛЕМЕНТОВ ОРОСИТЕЛЬНЫХ И ОСУШИТЕЛЬНЫХ СИСТЕМ

Направление трасс оросительных и осушительных каналов старшего порядка (магистральные, распределительные, транспортирующие, нагорные) в нескольких вариантах выбирают по планам и картам масштабов 1 : 5000—1 : 10 000 с высотой сечения рельефа 0,5—2,5 м.

При выполнении камерального трассирования намечают уклоны трассы канала, примерное местоположение гидротехнических сооружений и насосных станций, рассчитывают габариты канала и вычисляют объемы земляных работ для каждого варианта по формуле

$$V = \left[\frac{s_1 + s_2}{2} - \frac{(h_1 - h_2)^2}{6} m \right] d, \quad (24.1)$$

где S_1, S_2 — площади поперечных сечений канала; h_1, h_2 — глубина канала на первом и втором поперечных сечениях; d — расстояние между поперечными сечениями канала; m — коэффициент откоса.

Площадь P поперечного сечения канала определяется из соотношения

$$P = (b + mh) h, \quad (24.2)$$

где b — ширина канала по дну; h — глубина канала.

Окончательный вариант трассы канала принимается после обследования всех вариантов на местности.

По полученным графически с карты координатам вершин углов поворота трассы вычисляют длины ее прямых участков по формуле

$$d = \sqrt{(x_2 - x_1)^2 + (y_2 - y_1)^2}.$$

В процессе полевого трассирования от устья канала по трассе прокладывают теодолитный ход, разбивают пикетаж и кривые. Трассу привязывают к пунктам опорной геодезической сети; вне зоны земляных работ, на расстоянии 5 км друг от друга, закладывают грунтовые реперы.

Все вершины углов поворота, а также пикеты через каждые 500 м закрепляют створными знаками на расстоянии 20—50 м от трассы (рис. 235); на каждом пикете и в характерных местах рельефа разбивают поперечники. Для разбивки поперечника на пикете, вынесенном на кривую, устанавливают над пикетом теодолит и измеряют угол на смежные пикеты. Биссектриса измеренного угла определит направле-

ние поперечника, нормального к кривой. Разбивку трасс осушителей, распределителей, межхозяйственных и других каналов младшего порядка производят по измеренным на карте длинам и углам, составленным с осью основного канала.

Оси гидротехнических сооружений выносят на местность также от точек, лежащих на оси канала.

Все пункты уложенной на местности трассы канала нивелируют по программе IV класса. По результатам нивелирования составляют

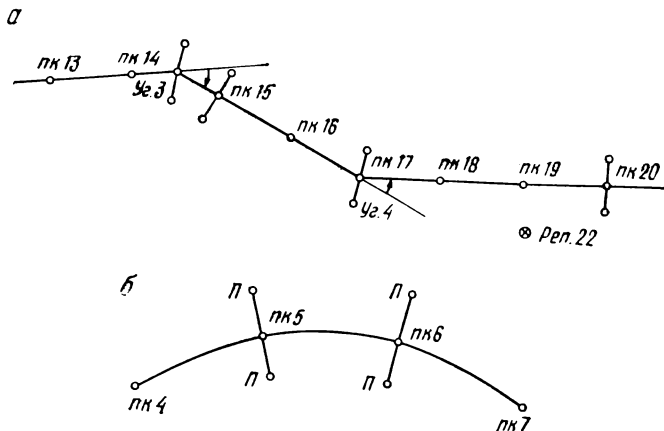


Рис. 235. Полевое трассирование канала:

a — план трассы; *b* — разбивка поперечника на кривой

профиль (горизонтальный масштаб 1 : 5000—1 : 10 000, вертикальный — 1 : 100), на котором намечают проектные линии дна канала и нормального горизонта воды, дамбы, места и виды гидротехнических сооружений, указывают типовое сечение канала и приводят результаты подсчета объемов земляных работ.

Разбивочные работы при сооружении каналов сводятся к перенесению на местность границ выемок, закреплению их временными знаками и определению направления откосов с помощью специальных шаблонов. Так, при разбивке выемки на ровной местности (рис. 236, *a*) от оси канала откладывают по перпендикуляру расстояния до бровок, вычисленные по формуле

$$d = (b/2) + mh. \quad (24.3)$$

На закрепленных деревянными кольями бровках устанавливают шаблоны, задающие крутизну откоса, и указывают глубину выемки.

При разбивке выемки на косогоре (рис. 236, *b*) расстояния до бровок d_1 и d_2 определяют из соотношений

$$\left. \begin{aligned} d_1 &= \frac{n}{n-m} \left(\frac{b}{2} + mh \right) \\ d_2 &= \frac{n}{n+m} \left(\frac{b}{2} + mh \right) \end{aligned} \right\}. \quad (24.4)$$

где $n = \text{ctg } \beta$ — величина, обратная поперечному уклону участка трассы.

В этом случае установка откосного шаблона производится по уровню.

Роль геодезических работ при сооружении лотковой оросительной сети заключается в обеспечении правильности монтажа сборных конструкций: лотковых звеньев, свайных опор и их фундаментов. Соответственно повышаются и требования точности, предъявляемые к разбивкам элементов сети этого вида. При выносе в натуру поперечных сечений каналов допустимые погрешности определяются точностью земляных работ — величиной порядка 50 мм. Разбивка лоткового канала должна быть выполнена с ошибками, не превышающими 20 мм в плане и 10 мм по высоте.

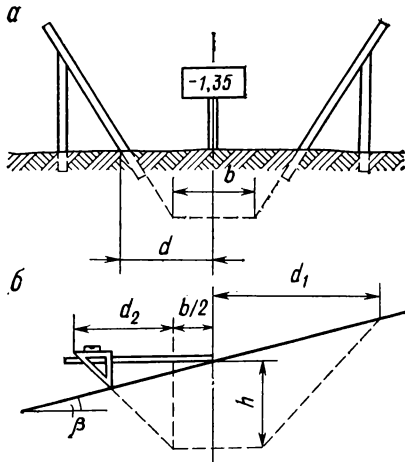


Рис. 236. Разбивка выемки при сооружении канала:
а — на ровной местности; б — на косогоре

Через каждые 8 м трассы (длина одного лоткового звена) разбиваются поперечные оси фундаментов свайных опор; проектное расстояние между их центрами должно быть выдержано с точностью 5 мм; с такой же ошибкой должно быть обеспечено положение плиты фундамента по высоте.

От центров фундаментов производится разбивка котлованов, дно которых планируется с точностью 20 мм. На установленную по периметру котлована обноску теодолитом переносят оси фундаментов. Монтаж свайных опор также контролируется теодолитом: уклонение верха опоры от вертикали допускается не более 15 мм.

Исполнительная съемка смонтированной лотковой оросительной сети состоит в проверке створности осей свайных опор и контрольной нивелировке уложенных на опорах седел.

Геодезические работы по переносу в натуру проекта закрытой дренажной сети начинаются с полевого трассирования коллекторов. Вдоль оси каждого из них (ось будущей траншеи) разбивают пикетаж с таким расчетом, чтобы пикеты совпали с устьями дрен, т. е. примерно через 20 м. Согласно пикетажу по трассе коллекторов разбивают центры смотровых колодцев, и по углам, заданным в проекте, выносят направления отдельных дрен. От этих дрен линейными промерами разбивают оси промежуточных дрен. Допустимое отклонение действительного расстояния между дренами от проектного составляет 1,0 м, а расхождение параллельных дрен на концах не должно превышать 1/500 длины дрены.

По осям дрен через 20 м разбивают пикетаж, после чего трассы дрен и коллекторов нивелируют с точностью IV класса.

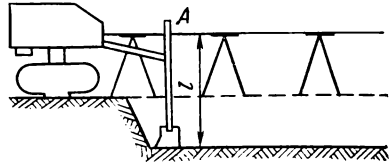


Рис. 237. Контроль выемки грунта траншеи коллектора с помощью копирного троса

Параллельно оси каждой траншеи разбивают линию с уклоном, равным проектному уклону коллектора. Вдоль этой линии через каждые 10 м на одинаковой высоте по нивелиру забивают кольца с натянутой проволокой, называемой копирным тросом. Отметка верхушки каждого столба должна быть равна отметке соответствующей точки дна траншеи плюс постоянное расстояние l от штриха A на рукоятке ковша до режущей кромки зубьев ковша экскаватора (рис. 237). Контроль за соблюдением проектного уклона дна траншеи во время работы экскаватора осуществляется по совпадению штриха A с копирным тросом.

По окончании строительства закрытого дренажа производится исполнительное нивелирование коллекторов, дрен и открытых проводящих каналов. Отклонение фактических отметок концов труб от проектных должно находиться в пределах ± 15 мм для дрен и ± 30 мм для коллекторов.

В последние годы достигнуто значительное сокращение объемов полевых работ путем применения материалов аэрофотосъемки в начальной стадии проектирования гидромелиоративного строительства. Проекты оросительных и осушительных систем составляются на стереоприборах по крупномасштабным аэрофотоснимкам. После фотограмметрической обработки по снимкам строят продольные и поперечные профили каналов и вычисляют объемы земляных работ. Полевое трассирование осуществляется по данным, взятым с фотопланов, путем линейных промеров до точек трассы от хорошо опознанных контуров местности.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. *Александровская Э. К.* Методы измерения и анализа перемещений высоких бетонных плотин. М., Информэнерго, 1978.
2. *Барিশолов В. Ф.* Строительство наружных тепловых сетей. М., Стройиздат, 1974.
3. *Большаков В. Д., Гайдаев П. А.* Теория математической обработки геодезических измерений. М., Недра, 1977.
4. *Буденков Н. А., Ганьшин В. Н.* Геодезические работы при речных и озерных изысканиях. М., Недра, 1979.
5. *Воронин Л. М.* Особенности проектирования сооружений АЭС. М., Атомиздат, 1980.
6. *Ганьшин В. Н., Косыков Б. И., Хренов Л. С.* Справочное руководство по крупномасштабным съемкам. М., Недра, 1977.
7. *Гендель Э. М.* Передвижка, подъем и выпрямление сооружений. Ташкент, «Узбекистан», 1975.
8. *Гирнис В. В., Корольков П. М.* Контроль качества монтажных и сварочных работ на АЭС. М., Стройиздат, 1980.
9. *Гирифельд В. Я., Морозов Г. Н.* Тепловые электрические станции. М., Энергия, 1973.
10. *Глотов Г. Ф.* Курс инженерной геодезии. М., Недра, 1972.
11. *Гончаров С. П.* Монтаж парогенераторов ТЭС. М., Энергия, 1969.
12. *Даниленко Т. С.* Геодезическое обеспечение монтажных работ. М., Недра, 1971.
13. *Даниленко Т. С.* Организация и производство геодезических работ при крупном строительстве. М., Недра, 1975.
14. *Дубровский В. Б., Лавданский П. А., Нешумов Ф. С.* Строительство атомных электростанций. М., Энергия, 1979.
15. *Железняков Г. В.* Гидрометрия. М., Колос, 1972.
16. *Загороднюк В. Т.* Лазерные устройства в горной промышленности и строительстве. Новочеркасск, ПТИ, 1978.
17. *Ильин П. К., Петрошук В. В., Цейтлин Г. Ю.* Организация и производство портовых гидротехнических работ. М., Транспорт, 1972.
18. *Инженерная геодезия.* Под редакцией П. С. Закатова. М., Недра, 1976.
19. *Инструкция* по съемке и составлению планов подземных коммуникаций. М., Недра, 1978.
20. *Инструкция* по технической эксплуатации производственных зданий и сооружений. М., Министерство судостроительной промышленности, 1970.
21. *Инструкция* по топографо-геодезическим работам при инженерных изысканиях для промышленного, сельскохозяйственного, городского и поселкового строительства (СН—212—73). М., Стройиздат, 1974.
22. *Ковхаев Г. А.* Перенос точек плановой основы на монтажные горизонты. — Геодезия и картография, 1978, № 6.
23. *Котлов А. Ф.* Методические указания по обеспечению точности монтажа крупнопанельных зданий и определению экономической эффективности повышения качества. М., МИСИ им. В. В. Куйбышева, 1979.
24. *Кудрявцева Е. А.* Исполнительные съемки на территории городов. М., Недра, 1976.
25. *Левчук Г. П., Новак В. Е., Конусов В. Г.* Прикладная геодезия. Основные методы и принципы инженерно-геодезических работ. М., Недра, 1981.
26. *Лукин А. С., Боков М. А., Рошупкин В. Д.* Руководство по расчету точности геодезических работ в промышленном строительстве. М., Недра, 1979.
27. *Лукьянов В. Ф.* Расчеты точности инженерно-геодезических работ. М., Недра, 1981.
28. *Маслов А. В., Гордеев А. В., Батраков Ю. Г.* Геодезия. М., Недра, 1980.

29. *Методические указания по производству геодезических работ при строительстве сухих доков, слипов, стапелей, наливных камер.* М., ВНИИТС, 1976.
30. *Методические указания по наблюдениям за осадками фундаментов и деформациями конструкций на тепловых электростанциях.* М., Энергия, 1973.
31. *Мовчан С. Ф., Сокольский Я. А.* Геодезические работы при монтаже строительных конструкций. М., Высшая школа, 1973.
32. *Неумывакин Ю. К.* Практическое руководство по геодезии для архитектурной службы района. М., Недра, 1979.
33. *Руководство по натурным наблюдениям за деформациями гидротехнических сооружений и их оснований геодезическими методами.* М., Гидропроект, 1980.
34. *Сердюков В. М.* Фотограмметрия в инженерно-строительном деле. М., Недра, 1970.
35. *Сироткин М. П.* Справочник по геодезии для строителей. М., Недра, 1980.
36. *Смирнов Г. Н., Горюнов Б. Ф., Курлович Е. В.* Порты и портовые сооружения. М., Стройиздат, 1979.
37. *Справочное руководство по инженерно-геодезическим работам.* Под ред. В. Д. Большакова и Г. П. Левчука. М., Недра, 1980.
38. *Строительные нормы и правила. Правила производства и приемки работ. Геодезические работы в строительстве.* СНиП III—2—75. М., Стройиздат, 1976.
39. *Сытник В. С., Ключин А. Г.* Геодезический контроль точности возведения зданий и сооружений. М., Недра, 1981.
40. *Сытник В. С.* Контроль и обеспечение точности при возведении зданий и инженерных сооружений. М., Стройиздат, 1977.
41. *Сытник В. С.* Основы расчета и анализа точности геодезических измерений в строительстве. М., Стройиздат, 1974.
42. *Сытник В. С.* Строительная геодезия. М., Недра, 1974.
43. *Уставич Г. А., Шестаков С. И., Тыщук О. Л.* Геодезические работы при эксплуатации оборудования реакторного зала АЭС. — Геодезия и картография, 1982, № 5.
44. *Фельдман В. Д., Карцева И. Г.* Инструкция по производству геодезических работ при строительстве крупнопанельных зданий. М., Мессоргстрой, 1977.
45. *Хейфец Б. С., Данилевич Б. Б.* Практикум по инженерной геодезии. М., Недра, 1979.
46. *Шальнов А. П.* Строительство газовых сетей и сооружений. М., Стройиздат, 1970.

ОГЛАВЛЕНИЕ

Предисловие	3
ОБЩАЯ ЧАСТЬ	5

РАЗДЕЛ ПЕРВЫЙ ОСНОВНЫЕ СВЕДЕНИЯ И ОПРЕДЕЛЕНИЯ

Введение	5
§ 1. Задачи геодезии	5
§ 2. Связь геодезии с другими науками. Роль геодезии в научных исследованиях, народнохозяйственном строительстве и обороне страны	8
§ 3. Краткие сведения из истории геодезии. Организационные формы геодезической службы СССР	10
Глава 1. Сведения о фигуре Земли. Применяемые в геодезии системы координат	13
§ 4. Сведения о фигуре Земли	13
§ 5. Системы координат, применяемые в геодезии.	15
§ 6. Учет кривизны земной поверхности при измерении горизонтальных расстояний	17
§ 7. Понятие о системе плоских прямоугольных координат Гаусса — Крюгера	18
Глава 2. Ориентирование линий	21
§ 8. Углы ориентирования	21
§ 9. Понятие об определении азимута астрономическим методом.	24
§ 10. Понятие о гироскопическом ориентировании.	26
Глава 3. Топографические планы и карты	27
§ 11. Топографические планы	27
§ 12. Топографические карты	29
§ 13. Содержание планов и карт	33
§ 14. Решение задач на топографических планах и картах.	36
§ 15. Измерение площадей по топографическим планам и картам.	40
Глава 4. Элементы математической обработки результатов геодезических измерений	42
§ 16. Измерения. Погрешности измерений	42
§ 17. Точность измерений	44
§ 18. Оценка точности результатов непосредственных измерений.	45
§ 19. Формула Бесселя	47
§ 20. Обработка результатов многократных равноточных измерений одной величины	48
§ 21. Средняя квадратическая погрешность функций измеренных величин. Понятие о двойных измерениях	51
§ 22. Обработка результатов многократных неравноточных измерений	55
§ 23. Общие сведения о совместной обработке результатов измерений многих величин	56

РАЗДЕЛ ВТОРОЙ ГЕОДЕЗИЧЕСКИЕ ИЗМЕРЕНИЯ

Глава 5. Угловые измерения	59
§ 24. Общий принцип измерения углов на местности и устройство теодолита	59

§ 25. Зрительная труба	61
§ 26. Уровни	63
§ 27. Отсчетные устройства	65
§ 28. Приспособления для центрирования	63
§ 29. Типы теодолитов	70
§ 30. Инструментальные погрешности	74
§ 31. Поверки и юстировка теодолита	75
§ 32. Систематические погрешности измерения горизонтальных углов	78
§ 33. Измерение горизонтальных углов	81
§ 34. Точность измерения горизонтальных углов	83
§ 35. Измерение вертикальных углов	85
§ 36. Общие сведения о высокоточных угловых измерениях	88
Глава 6. Линейные измерения	89
§ 37. Общие сведения о линейных измерениях	89
§ 38. Мерные ленты и рулетки	90
§ 39. Измерение линий землемерными лентами и стальными рулетками	92
§ 40. Вычисление длин линий	94
§ 41. Точность измерений линий лентами и рулетками	96
§ 42. Общие сведения об оптических дальномерах	99
§ 43. Нитяный дальномер	99
§ 44. Дальномеры двойного изображения	101
§ 45. Общие сведения о светодальномерах	105
§ 46. Понятие о параллактическом способе измерения длин линий и определении неприступных расстояний	110
Глава 7 Нивелирование	113
§ 47. Задачи и виды нивелирования	113
§ 48. Сущность геометрического нивелирования	113
§ 49. Нивелирные знаки	115
§ 50. Влияние кривизны Земли и рефракции на результаты геометрического нивелирования	116
§ 51. Классификация нивелиров	118
§ 52. Устройство нивелиров с цилиндрическими уровнями	119
§ 53. Устройство нивелиров с компенсатором	121
§ 54. Нивелирные рейки	124
§ 55. Поверки и юстировки уровенных нивелиров	125
§ 56. Поверки нивелира Н-ЗК	127
§ 57. Погрешности геометрического нивелирования	127
§ 58. Производство технического нивелирования	129
§ 59. Общие сведения о высокоточном нивелировании	130
§ 60. Понятие о лазерных нивелирах	132
§ 61. Тригонометрическое нивелирование	133
§ 62. Точность тригонометрического нивелирования	134
§ 63. Принцип гидростатического нивелирования	135
РАЗДЕЛ ТРЕТИЙ	
ГЕОДЕЗИЧЕСКИЕ СЕТИ	
Глава 8. Государственные геодезические сети и сети сгущения	137
§ 64. Общие сведения о плановых геодезических сетях	137
§ 65. Общие сведения о высотных геодезических сетях	139
§ 66. Государственные геодезические сети	140
§ 67. Геодезические сети сгущения	143
Глава 9. Геодезические съемочные сети	145
§ 68. Общие сведения	145
§ 69. Проложение теодолитных ходов	147
§ 70. Вычислительная обработка теодолитных ходов	148
§ 71. Микротриангуляция	152

§ 72. Техническое нивелирование	157
§ 73. Привязка съёмочных сетей к пунктам опорных геодезических сетей	159

РАЗДЕЛ ЧЕТВЕРТЫЙ
ТОПОГРАФИЧЕСКИЕ СЪЕМКИ

Глава 10. Общие сведения о топографических съемках.	162
§ 74. Виды съемок, их классификация	162
§ 75. Понятие о выборе масштаба съемки и высоты сечения рельефа.	163
Глава 11. Теодолитная съемка	163
§ 76. Сущность теодолитной съемки	163
§ 77. Способы съемки ситуации	164
§ 78. Камеральные работы при теодолитной съемке.	165
Глава 12. Тахеометрическая съемка. Нивелирование поверхности.	165
§ 79. Сущность тахеометрической съемки. Приборы.	165
§ 80. Производство тахеометрической съемки	168
§ 81. Нивелирование поверхности	170
Глава 13. Элементы мензульной съемки	173
§ 82. Сущность мензульной съемки. Приборы.	173
§ 83. Проверки мензульного комплекта.	175
§ 84. Производство мензульной съемки	176
Глава 14. Элементы фотосъемок и фотограмметрии.	178
§ 85. Предварительные понятия	178
§ 86. Общие сведения по аэрофототопографическим съемкам.	179
§ 87. Аэрофотоснимок, его свойства и масштаб.	181
§ 88. Смещение изображения точек снимка вследствие влияния угла его наклона. Трансформирование снимков.	182
§ 89. Смещение изображения точек вследствие влияния рельефа местности. Поправка за рельеф. Радиус рабочей площади снимка.	183
§ 90. Сгущение планово-высотного обоснования аэросъемки.	184
§ 91. Составление фотопланов и фотосхем.	186
§ 92. Дешифрирование фотоизображений	186
§ 93. Способы съемки рельефа при аэрофотосъемке.	188
§ 94. Связь между координатами точек местности и снимка. Формула для определения превышений по снимкам.	189
§ 95. Наземная стереофототопографическая съемка	191
§ 96. Применение фотограмметрических методов при изыскании, строительстве и эксплуатации сооружений.	193
§ 97. Понятие о цифровых моделях местности.	194
§ 98. Понятие о точности топографических планов.	196
§ 99. Понятие об обновлении топографических планов.	198

СПЕЦИАЛЬНАЯ ЧАСТЬ	200
------------------------------------	------------

РАЗДЕЛ ПЯТЫЙ
ИНЖЕНЕРНО-ГЕОДЕЗИЧЕСКИЕ РАБОТЫ

Глава 15. Инженерно-геодезические изыскания	200
§ 100. Общие сведения. Виды и задачи инженерно-геодезических изысканий	200
§ 101. О масштабах и видах топографических съемок, выполняемых при изысканиях	202
§ 102. Геодезические работы при изысканиях сооружений линейного типа	203
§ 103. Разбивка круговых кривых. Вынос пикета на кривую.	205
§ 104. Детальная разбивка круговых кривых.	207

Глава 16. Элементы инженерно-геодезического проектирования	209
§ 105. Общие сведения о проекте производства геодезических работ	209
§ 106. Проектирование продольного и поперечного профилей автомобильной дороги	210
§ 107. Вертикальные кривые. Заключительные соображения об изысканиях и проектировании сооружений линейного типа	212
§ 108. Общие сведения о вертикальной планировке	213
§ 109. Проектирование геодезической строительной сетки	215
Глава 17. Геодезические разбивочные работы. Исполнительные съемки	216
§ 110. Общие принципы и необходимая точность геодезических разбивочных работ	216
§ 111. Общие сведения из теории размерных цепей	218
§ 112. Элементы геодезических разбивочных работ	219
§ 113. Способы разбивки сооружений	224
§ 114. Исполнительные съемки	226
Глава 18. Геодезические наблюдения за смещениями и деформациями инженерных сооружений	229
§ 115. Общие сведения о смещениях и деформациях инженерных сооружений	229
§ 116. Измерение горизонтальных смещений сооружений	230
§ 117. Наблюдение за осадками сооружений	232
§ 118. Наблюдения за креном сооружений	233
§ 119. Фотограмметрические методы измерения деформаций	234
§ 120. Основные сведения по технике безопасности при выполнении инженерно-геодезических работ	234
РАЗДЕЛ ШЕСТОЙ	
ИНЖЕНЕРНО-ГЕОДЕЗИЧЕСКИЕ РАБОТЫ ПРИ СТРОИТЕЛЬСТВЕ РАЗЛИЧНЫХ СООРУЖЕНИЙ	
Глава 19. Геодезические работы в промышленном, гражданском, сельскохозяйственном и теплоэнергетическом строительстве	236
§ 121. Топографическая основа для составления проектов сооружений промышленного, гражданского, теплоэнергетического и сельскохозяйственного строительства	236
§ 122. Создание геодезической разбивочной основы на строительной площадке	237
§ 123. Разбивка и закрепление осей сооружений	240
§ 124. Геодезические работы при сооружении котлованов	241
§ 125. Геодезические работы при возведении фундаментов	243
§ 126. Построение разбивочной основы на исходном горизонте	246
§ 127. Проектирование осей и передача отметок на монтажные горизонты	248
§ 128. Геодезические работы при монтаже колонн и укладке подкрановых балок	251
§ 129. Геодезические работы при строительстве крупнопанельных и каркасно-панельных зданий	254
§ 130. Геодезические работы при возведении зданий в скользящей опалубке	257
§ 131. Наблюдения за осадками и деформациями объектов промышленного и гражданского строительства	260
§ 132. Геодезические работы при строительстве тепловых и атомных электростанций	262
Глава 20. Геодезические работы при гидротехническом строительстве	271
§ 133. Топографические материалы для проектирования гидротехнических сооружений	271
§ 134. Геодезические работы при гидрологических изысканиях	272

§ 135. Геодезические работы при геологических и гидрогеологических изысканиях для гидростроительства	274
§ 136. Создание геодезических разбивочных сетей на строительной площадке гидроузла и вынос в натуру осей сооружений	275
§ 137. Геодезические работы по перенесению на местность проектного контура водохранилища	282
§ 138. Геодезические работы при строительстве судоподъемных сооружений и доков	283
§ 139. Геодезические работы при строительстве оградительных и причальных портовых сооружений	285
§ 140. Наблюдения за деформациями гидротехнических сооружений	290
§ 141. Общие сведения о топографической съемке шельфа	293
Глава 21. Геодезические работы в градостроительстве	295
§ 142. Топографическая основа для составления проектов планировки и застройки городов	295
§ 143. Геодезические опорные сети на территориях городов	296
§ 144. Особенности съемки застроенной территории	299
§ 145. Съемка существующих подземных коммуникаций	301
§ 146. Дежурный план застройки города	303
§ 147. Вынос в натуру красных линий	304
§ 148. Вынос в натуру проекта вертикальной планировки	305
§ 149. Применение фотограмметрии при архитектурных обмерах	306
Глава 22. Геодезические работы при строительстве систем водопровода, канализации и теплогазоснабжения	310
§ 150. Топографическая основа для составления проектов систем водопровода, канализации и теплогазоснабжения	310
§ 151. Вынос в натуру трасс подземных трубопроводов	311
§ 152. Геодезические работы при прокладке подземных трубопроводов	313
§ 153. Геодезические работы при строительстве сооружений инженерных сетей	318
§ 154. Исполнительная съемка подземных коммуникаций	320
Глава 23. Геодезические работы при технической эксплуатации зданий и сооружений	322
§ 155. Сущность технической эксплуатации зданий и сооружений. Геодезические наблюдения за деформациями их несущих конструкций	322
§ 156. Геодезическое обслуживание лифтовых установок	324
§ 157. Геодезические работы при передвижке зданий	326
Глава 24. Геодезические работы при гидромелиоративном строительстве	329
§ 158. Общие сведения о сельскохозяйственных мелиорациях	329
§ 159. Стадии проектирования и состав изысканий при гидромелиоративном строительстве	330
§ 160. Топографические съемки территории гидромелиоративного строительства	331
§ 161. Съемка рек и трассирование регулируемых русл водоприемников	332
§ 162. Геодезические работы при проектировании и разбивке элементов оросительных и осушительных систем	334
Список литературы	338