М. П. СИРОТКИН

СПРАВОЧНИК ПО ГЕОДЕЗИИ ДЛЯ СТРОИТЕЛЕЙ

М. П. СИРОТКИН

СПРАВОЧНИК ПО ГЕОДЕЗИИ ДЛЯ СТРОИТЕЛЕЙ

Издание четвертое

МОСКВА «Недра» 1981

УДК 528.3 : 002.2(038)

Сироткин М. П. Справочник по геодезии для строителей. 4-е изд.— М.: Недра, 1981. 359 с.

Дано описание съемочных нивелирных и трассировочных работ, выполняемых для строительства. Рассмотрены работы с топографическими картами при использовании их для строительного проектирования. Приведены сведения о разбивочных работах и о наблюдениях за смещением сооружений.

В четвертом издании (3-е изд. — 1975 г.) учтены изменения, принятые в нормативных материалах за прошедшее время.

Для инженерно-технических работников и мастеров по специальностям промышленного, городского и гидротехнического строительства, водоснабжения и канализации, тепло- и газоснабжения, сельского строительства.

Табл. 30, ил. 177, список лит. — 143 назв.

С $\frac{20701-291}{043(01)-81}$ 71—81 1902020000

© Издательство «Недра», 1981

Предисловие к четвертому изданию

Книга написана для строителей с учетом уровня их геодезической подготовки и соответствующих этому уровню обязанностей при создании топографической основы для изысканий и проектирования сооружений, а также при выносе на местность проекта сооружений.

Справочник написан в расчете на то, что он может оказаться полезным строителю любой специальности (промышленное и городское строительство, гидротехническое строительство, водоснабжение и канализация и др.). Поэтому в книге кратко освещены вопросы организации геодезических работ для строительства, приведены сведения о современных геодезических приборах и методах измерений и съемок, освещены разбивочные работы. Наиболее подробно рассмотрены те геодезические работы, которые строитель обязан выполнять самостоятельно. Особое внимание уделено в книге поверкам геодезических приборов.

В конце справочника имеются «Приложения», содержащие примеры разбивочных чертежей и др.

В книге также приведены сведения о государственном геодезическом надзоре, технике безопасности, лазерах, типах и точности электронных дальномеров, гироскопическом определении азимута, новых угломерных приборах и нивелирах, перечерчивании планов и карт с изменением их масштабов, автоматических системах проектирования сооружений линейного типа, типах и устройстве фототеодолитов, полевых и камеральных работах фототеодолитной съемки, специальных фототеодолитных съемках, применении аэрофотосъемки в строительстве, разбивках при строительстве подкрановых путей, об особенностях геодезических работ в городах.

Книга содержит данные о новых достижениях в геодезической науке и практике, в частности сведения об электронике и автоматике, что нашло также отражение и в списке литературы, использованной при составлении рукописи книги.

Научный редактор

Часть I
ОБЩАЯ ЧАСТЬ

ГЛАВА I
СВЕДЕНИЯ, ОТНОСЯЩИЕСЯ К ОРГАНИЗАЦИИ И ПОСТАНОВКЕ РАБОТ

§ 1. Роль и задачи строителя при выполнении геодезических работ для строительства

В зависимости от степени сложности и объема геодезических работ на специалиста-строителя возлагается:

1) общее руководство и контроль за организацией и ходом выполнения геодезических работ в случаях, когда непосредственное выполнение работ и руководство ими осуществляются геодезистами;

2) непосредственная проверка качества геодезических работ;

3) непосредственное выполнение геодезических работ.

В зависимости от занимаемой должности в задачи строителя может входить:

1) утверждение плана и сметы на геодезические работы;

2) выполнение организационных работ;

3) инспектирование и приемка работ;

4) выполнение съемок участков, отводимых под строительство (полевые и камеральные работы);

5) выполнение нивелирных работ по трассам сооружений линейного типа (полевые и камеральные работы);

6) выполнение разбивочных работ на строительной площадке или по трассе;

7) определение объемов выполненных земляных и бетонных работ;

8) проверка разбивочных работ, выполненных другими лицами.

§ 2. Организация геодезических работ при строительстве

При строительстве возможны четыре основные формы организации геодезических работ.

1. Геодезические работы выполняются полностью силами субподрядной геодезической организации или силами специально созданной на строительстве геодезической группы. В этом случае в задачу строителей входят утверждение планов и смет на геодезические работы, а также контроль за ходом геодезических работ. Такая форма организации работ целесообразна при строительстве крупных и сложных инженерных сооружений, промышленных предприятий, городов.

2. Наиболее сложные геодезические работы выполняются силами геодезической организации или геодезической группы, а строите-

ли выполняют менее сложные геодезические работы. В этом случае строители решают те же задачи, которые указаны в пункте 1, а также непосредственно выполняют полевые и камеральные геодезические работы. Такая форма организации геодезических работ практикуется при жилищном строительстве в городах.

3. Наиболее сложные геодезические работы выполняются силами геодезической организации или геодезической группы, менее сложные — прикомандированным к каждому сравнительно небольшому строительному объекту техником-геодезистом. За строителями в этом случае остаются лишь контрольные функции. Такая форма организации применяется при каркасно-панельном строительстве жилых домов.

4. Все геодезические работы (съемочные и разбивочные) на данном строительном объекте выполняются строителями. Такая форма организации при существующей программе по геодезии в строительных вузах и техникумах возможна только на небольших и несложных строительных объектах, например при строительстве одного-двух жилых домов, одного общественного здания, объектов сельскохозяйственного строительства и т. п.

Уровень современных геодезических знаний строителя должен позволить ему выполнить съемку участка под небольшие объекты и произвести все разбивки зданий, включая вводы в дом коммуникаций и вертикальную планировку около здания. Однако строитель должен понимать назначение и содержание любых геодезических работ на строительстве, чтобы компетентно участвовать в разработке и утверждении их программ и планов и вести наблюдения за их выполнением.

§ 3. Виды геодезических работ, выполняемых для строительства

В зависимости от назначения и этапов строительства геодезические работы делятся на следующие виды: съемочные и трассировочные; разбивочные; исполнительные съемки; наблюдения за деформациями сооружений.

Съемочные и трассировочные работы предшествуют проектированию сооружений и проводятся в период изысканий. Цель изысканий состоит в обеспечении проектирования сооружений материалами по изучению топографических, геологических, гидрологических, экономических условий территории предполагаемого строительства. Изучение топографических условий сводится к выполнению топографических съемок территории, к трассированию сооружений линейного типа (дорог, линий электропередач — ЛЭП, трубопроводов и т. п.), к определению координат и отметок точек геологической разведки и точек гидрологических изысканий. В результате геодезических работ, выполненных в период изысканий, получают следующие материалы:

1) топографические карты и планы местности;

2) продольные и поперечные профили трасс сооружений линейного типа;

3) продольные и поперечные профили рек;

4) каталоги координат и высот точек геологических выработок — скважин, шурфов, шахт и др.;

5) каталоги координат и высот точек использованной государственной и вновь созданной для строительных целей геодезической опорной сети.

Проектирование крупных объектов строительства обычно начинают в период изысканий и ведут его по мере поступления изыскательских материалов. При этом нередко в процессе проектирования возникает необходимость в новых, дополнительных изыскательских работах.

Разбивочные работы ведутся при возведении сооружений и предназначаются для выноса с проекта на местность осей и точек сооружения.

Исполнительная съемка выполняется в процессе возведения сооружений и по завершении строительства и имеет целью контроль выполненного строительства и составление нового плана местности.

Наблюдения за деформацией сооружений ведутся с начала возведения сооружений и продолжаются в период эксплуатации последних.

§ 4. Порядок хранения и получения топографо-геодезических материалов

Основные виды топографо-геодезических материалов, для хранения и получения которых установлен особый порядок, следующие:

1) оригиналы планов или карт;
2) дубликаты (вторые экземпляры) планов или карт;
3) продольные и поперечные профили трасс, сооружений, рек;
4) каталоги координат пунктов плановой геодезической опорной сети;
5) каталоги отметок реперов и марок высотной геодезической опорной сети;
6) оттиски планов и карт;
7) копии всех перечисленных выше материалов.

Оригиналы топографических планов и карт, оригиналы каталогов координат и высот пунктов геодезической опорной сети СССР хранятся в Центральном картографо-геодезическом фонде СССР и его филиалах, а городских территорий — в одной из следующих организаций: в Архитектурно-планировочном управлении города, в Управлении главного архитектора города, в отделе коммунального хозяйства.

Дубликаты планов и карт хранятся в учреждении (предприятии), выполнившем съемку.

Копии геодезических материалов изготовляются преимущественно там, где хранятся их оригиналы или дубликаты, и там же создается фонд, из запасов которого эти копии выдаются по особым заявкам нуждающимся в них предприятиям и организациям. Последние ведут строгий учет полученных копий, учет возвращенных обратно в фонд или израсходованных в процессе выполнения работ.

§ 5. Нормы и расценки на геодезические работы

Для составления смет на геодезические работы пользуются нормами выработки и тарифными ставками зарплаты технического пер-

Таблица 1*

Масштаб съемки	Сечение рельефа, м	Категория трудности				
		I	II	III	IV	V
1:1000	1	0,13 / 7,69	0,085 / 11,76	0,06 / 16,67	0,035 / 28,57	0,02 / 50,00
1:1000	0,5	0,10 / 10,0	0,06 / 16,67	0,04 / 25,0	0,024 / 41,67	0,018 / 55,56
1:1000	0,25	0,072 / 13,89	0,041 / 24,39	0,024 / 41,67	0,014 / 71,43	0,010 / 100,0
1:500	0,5	0,04 / 25,0	0,022 / 45,45	0,013 / 76,9	0,009 / 111,1	0,005 / 200,0
1:500	0,25	0,031 / 32,3	0,018 / 56,6	0,009 / 111,1	0,008 / 125,0	0,004 / 250,0

* В числителе приводится норма выработки в квадратных километрах в день, в знаменателе — время в днях, затрачиваемое на съемку 1 км² площади.

сонала и рабочих. В настоящее время действуют «Единые нормы выработки на топографические и геодезические работы», разработанные для всеобщего и обязательного пользования. Иные нормы выработки допускаются только для тех работ, которые не предусмотрены в Единых нормах. В частности, в последних отсутствует много видов геодезических разбивочных работ. Все вновь разработанные нормы должны быть согласованы с Главным управлением геодезии и картографии (ГУГК) при Совете Министров СССР. Необходимо иметь в виду, что нормы выработки со временем изменяются — преимущественно повышаются в связи с совершенствованием техники исполнения работы и внедрением новых приборов. Следует заметить, что разбивочные работы часто представляют собой различные по характеру и сравнительно мелкие трудовые операции, сильно затрудняющие их нормирование в целом.

В зависимости от условий местности нормирование полевых геодезических работ осуществляют для пяти категорий трудности. Для примера в табл. 1 приводится выписка построения норм из Единых норм (изд. 1954 г.) для топографической съемки в масштабах 1 : 1000 и 1 : 500, в которой предусмотрены съемка и полевое вычерчивание контуров и рельефа; вычерчивание кальки контуров; составление кальки высот; изготовление выкопировок по рамкам для сводок; оформление всех материалов в соответствии с требованиями инструкции. Для выполнения этих работ создается бригада, в состав которой входят один топограф, один младший техник и два рабочих III разряда.

Для составления сметы на геодезические работы следует знать стоимость в рублях единицы работ, например стоимость 1 км² топографической съемки.

Рассчитаем стоимость 1 км² топографической съемки, выполняемой в масштабе 1 : 1000, с горизонталями через 0,5 м для III категории трудности.

Как видно из табл. 1, для съемки 1 км² требуется 25 рабочих дней.

Заработная плата за 1 рабочий день:

1 топограф	4 р. 00 к.
1 младшего техника	3 р. 20 к.
2 рабочих III разряда	4 р. 80 к.
Итого	12 р. 00 к.

Месячные оклады условно приняты: старшего топографа — 100 р., младшего техника — 80 р., рабочего III разряда — 60 р., число рабочих дней в месяце — 25.

Для получения полной стоимости единицы работы на зарплату начисляют административно-хозяйственные расходы, стоимость амортизации и ремонта приборов и оборудования, стоимость аренды помещений, расходы по охране труда и технике безопасности и другие установленные законом начисления. Для облегчения расчетов смет в некоторых ведомствах начисления выражаются каким-либо коэффициентом. В нашем случае такой коэффициент, допустим, равен 2,1.

Кроме того, если выполненне работ связано с отъездом с постоянного места жительства на срок более одного месяца, то зарплата увеличивается на сумму полевого довольствия обычно в размере 60% от суммы установленной зарплаты. Примем, что в нашем случае работа выполнялась с таким выездом. Тогда общая стоимость одного рабочего дня бригады выразится суммой $(12\text{ р. }00\text{ к.} + 12\text{ р. }00\text{ к.} \times \frac{60}{100}) \cdot 2{,}1 = 40\text{ р. }32\text{ к.}$

Таким образом, полная стоимость 1 км² съемки составит $(40\text{ р. }32\text{ к.}) \times 25 = 1008\text{ р. }00\text{ к.}$

Составление смет на геодезические работы требует предварительного изучения опыта, накопленного ведомствами, выполняющими геодезические работы (Главное управление геодезии и картографии при Совете Министров СССР, Государственный институт по проектированию городов, Городской геолого-геодезический трест г. Москвы, Гидропроект и др). Кроме того, для облегчения составления смет выпускаются прейскуранты цен на геодезические работы. В настоящее время в Государственном комитете Совета Министров СССР по делам строительства разработаны и изданы справочники укрупненных показателей стоимости проектных и изыскательских работ, в которых предусмотрены и геодезические работы. Весьма важно иметь в виду, что нормировочные справочники и прейскуранты стоимости регулярно пересматриваются и изменяются, а поэтому при составлении смет следует пользоваться новейшими данными.

§ 6. Увязка геодезических работ с требованиями строительства. Инструкции

При составлении плана геодезических работ для строительства какого-либо объекта требуется наметить такой состав, объем и точ-

ность геодезических работ, которые бы полностью соответствовали требованиям изысканий, проектирования и возведения всего комплекса зданий и сооружений на данной строительной площадке.

Это важная и ответственная задача для геодезистов и строителей. Преувеличенный несоразмерно задачам строительства состав, объем или точность геодезических работ вызовут неоправданно излишний расход сил и средств и могут быть причиной задержки строительных работ; наоборот, преуменьшение состава, объема или точности геодезических работ могут привести к браку в строительстве.

Общеобязательные инструкции и наставления по топографическим съемкам в масштабах от 1 : 100 000 до 1 : 2000, а также по созданию горизонтальной и высотной геодезической опорной сети 1, 2, 3, 4 классов выпускает ГУГК. Этим разрешается проблема методики и точности поименованных работ в пределах СССР. Методы и точность топографических съемок в масштабах 1 : 1000 и 1 : 500, вместе с опорной геодезической сетью для них, методы и точность выноса проекта планировки и застройки на местность, состав геодезических работ по стадиям проектирования и строительства разрабатываются ведомствами, ведущими строительство.

Накопленный опыт выполнения и использования геодезических работ и материалов позволил ряду проектных и строительных организаций регламентировать состав и объем геодезических работ и материалов для строительства. С этой целью разрабатываются инструкции, руководящие технические указания и наставления. В настоящее время изданы и действуют, например, следующие пособия такого рода: 1) Инструкция по топографо-геодезическим работам при инженерных изысканиях для промышленного, сельскохозяйственного, городского и поселкового строительства СН 212-73 (М., Стройиздат, 1974); 2) Инструкция по составу и объему изысканий для гидроэнергетического строительства (И—34—61, часть 1): инженерно-геодезические изыскания (Госэнергоиздат, 1962 г.); 3) Инструкция по определению на местности проектного контура водохранилища (И—43—71) (изд-во «Энергия», 1971 г.); 4) Руководство по наблюдениям за деформациями оснований и фундаментов зданий и сооружений (М., Стройиздат, 1975); 5) Указания по производству геодезических работ при строительстве каркасно-панельных зданий (ВСН—49—70) (изд. Технического управления Главмосстроя, 1971 г.).

Хотя литература о геодезических работах в строительстве достаточно обширна, вопрос о целесообразном составе, объеме, точности и методах выполнения этих работ еще нельзя считать полностью решенным, и он нуждается в дальнейшей теоретической разработке.

§ 7. О строительных допусках

Качество строительства в значительной мере зависит от точности изысканий, проектирования и процесса возведения сооружений. Строительные допуски — это допускаемые без ущерба для качества строительства погрешности в отношении местоположения, взаимного расположения зданий и сооружений, их формы, размеров и прочности, положения по высоте, правильности определения параметров гидроэнергетических установок и водохранилищ и др.

В настоящее время официально еще не установлены размеры строительных допусков для многих случаев необходимых расчетов точности способов, состава и объема геодезических работ. Иногда требуется специальный анализ технологии изысканий, проектирования или строительства, проводимый совместно строителями и геодезистами с целью определения необходимого состава и точности геодезических работ.

Соблюдение многих строительных допусков вовсе не связано с геодезическими работами, например, при изготовлении строительных материалов, изделий и конструкций на заводах. А, например, допуски, характеризующие точность выноса на местность главных и основных осей сооружений от пунктов геодезической опорной сети, полностью зависят от точности геодезических работ. В этом случае предельные ошибки последних не должны превышать строительных допусков в отношении положения городских кварталов, красных линий, осей отдельных зданий и др.

Соблюдение строительных допусков при возведении каждого отдельного сооружения (здания) зависит обычно от ряда причин, таких, как точность изготовления строительных конструкций, точность детальных геодезических разбивок (выполняемых от главных и основных осей сооружения или от специально созданной внутренней геодезической опорной сети), от точности сборки сооружения из строительных конструкций или возведения его из монолитного железобетона или кирпичной кладки. В этом случае на долю геодезических работ отводится только часть строительного допуска, что часто требует более высокой точности геодезических работ, чем при выносе на местность главных и основных осей сооружений. В практике принято заранее рассчитывать такую точность геодезических работ, ошибки которых не превышают половины строительного допуска, а при очень высоких требованиях — не более одной трети допуска.

Строительные допуски характеризуют качество строительства, поэтому они привлекают к себе неослабное внимание со стороны строительных организаций. Госстрой СССР разрабатывает для каждого вида строительства (жилищного, промышленного, гидротехнического, дорожного и т. д.) особые правила и нормы строительства (СНиП), где приводятся размеры строительных допусков. СНиП периодически пересматриваются и изменяются в соответствии с изменениями технологии строительного производства, а это, в свою очередь, требует пересмотра и изменения существующих методов геодезических работ.

В настоящее время руководствуются СНиП, которые были введены в 1962 г. как обязательные для всех проектных и строительных организаций Советского Союза. СНиП содержат основные, наиболее принципиальные требования, правила и нормы, проверенные в практике проектирования и строительства и направленные на широкое внедрение передовой строительной техники, на повышение качества и снижение стоимости строительства. В Госстрое СССР составлен и издан в виде брошюры «Перечень действующих общесоюзных нормативных документов по строительству» [29], в котором приводятся наименования всех действующих на 1 июля 1978 г. СНиП, технических условий, инструкций и других нормативных документов по изысканиям, проектированию и строительству.

§ 8. Геодезическо-маркшейдерская служба в строительно-монтажных организациях

Работы по созданию геодезической опорной сети и топографические съемки территории страны выполняются силами преимущественно ГУГК, и только небольшая часть этих работ выполняется силами строительно-монтажных управлений, но зато последними же производятся все работы по выносу проекта планировки и застройки на местность. Для этого в строительно-монтажных управлениях существует геодезическо-маркшейдерская служба.

Госстрой СССР разработал и ввел в действие с 1 октября 1970 г. «Положение о геодезическо-маркшейдерской службе в строительно-монтажных организациях», чтобы придать этой службе более правильные организационные формы и определить ее роль и задачи в строительстве. «Положение» распространяется на все строительные организации, независимо от их ведомственной подчиненности.

В «Положении» предусмотрены [110] следующие основные виды работ для геодезическо-маркшейдерской службы: 1) составление проектов геодезическо-маркшейдерских работ; 2) создание геодезической опорной сети; 3) вынос в натуру проекта планировки и застройки (разбивочные работы); 4) геодезический контроль за правильностью строительно-монтажных работ и ведение «Журнала геодезическо-маркшейдерского контроля»; 5) хранение всех топографо-геодезических материалов и проектной документации, необходимой для геодезическо-маркшейдерских работ на данном строительном объекте (генплан, стройгенплан, рабочие и разбивочные чертежи); 6) исполнительные съемки с составлением соответствующих технических документов и подготовка последних для сдачи строительного объекта рабочей или государственной комиссии.

В обязанности геодезическо-маркшейдерской службы также входит: 1) участие в составлении и рассмотрении календарных планов строительных и монтажных работ на каждой строительной площадке; 2) изучение и проверка технической и проектной документации в части геометрических размеров, изучение конструкций объектов и технологии строительного производства; 3) участие в комиссиях по сдаче — приемке законченных строительством объектов.

Документы о выявленных при геодезическо-маркшейдерском контроле нарушениях в отношении геометрических параметров объекта, подписанные представителем геодезическо-маркшейдерской службы, обязательны для строительно-монтажных организаций.

«Положением» определяются функции геодезическо-маркшейдерской службы генеральной подрядной, субподрядной и специализированной строительно-монтажных организаций. К функциям первой относятся составление планов и программ геодезическо-маркшейдерских работ, установление систем координат и высот на строительных площадках, установление порядка производства геодезических работ на стройплощадках, предоставление необходимых материалов субподрядной организации и заказчику, согласование их работ на стройплощадке, выборочный контроль за соблюдением геометрических параметров объекта.

Главный геодезист или главный маркшейдер строительно-монтажного треста или приравненных к нему организаций осуществляет техническое и методическое руководство работами, контроль за ни-

ми, участвует в рассмотрении и согласовании: а) стройгенплана, б) проектов организации строительства, в) производства геодезическо-маркшейдерских работ, г) расстановке кадров. Следит за качеством строительно-монтажных работ; организует обеспечение геодезическо-маркшейдерской службы приборами, инструментами, оборудованием, материалами, условиями хранения технической документации; обобщает и распространяет опыт передовиков геодезическо-маркшейдерской службы, организует повышение квалификации ее сотрудников; координирует и контролирует работы геодезическо-маркшейдерских служб субподрядных и специализированных организаций, участвует в разработке мероприятий по технике безопасности.

Главный геодезист или главный маркшейдер треста представляет трест в любых организациях, учреждениях и предприятиях по вопросам геодезии и маркшейдерии. Он может давать указания организациям треста и линейному персоналу стройплощадок при серьезных нарушениях геометрических параметров объекта и нарушениях СНиП и приостанавливать строительство.

В обязанности линейного инженерно-технического персонала стройплощадок входят по «Положению» детальные разбивочные работы от вынесенных осей и подсчет объемов работ. Производители работ и мастера не должны приступать к строительно-монтажным работам до завершения основных геодезическо-маркшейдерских разбивок на стройплощадке. Линейный персонал при строительстве несложных объектов может выполнять все функции геодезическо-маркшейдерской службы строительно-монтажной организации.

§ 9. Государственный геодезический надзор

Госгеонадзор является одним из основных подразделений ГУГК. Он создан для того, чтобы вести государственный надзор за выполнением геодезических работ всеми ведомствами, в том числе и строительными организациями, за исключением Министерства обороны СССР.

Свою деятельность Госгеонадзор осуществляет силами территориальных инспекций, адреса которых помещены в «Иструкции о государственном геодезическом надзоре» (М., Недра, 1967). В этой инструкции перечислены следующие задачи Госгеонадзора:

а) выдача ведомственным организациям разрешений на производство геодезических, картографических и аэрофотосъемочных работ на территории СССР;

б) осуществление контроля за выполнением, качеством и стоимостью этих работ;

в) осуществление государственной приемки завершенных геодезических и картографических работ, выполненных ведомственными организациями;

г) учет производимых на территории СССР аэрофотосъемочных, геодезических и картографических работ, систематизация и хранение геодезических и картографических материалов для использования их в общегосударственных целях;

д) проведение контроля по наблюдению за сохранностью знаков государственной геодезической сети СССР;

е) выдача всем учреждениям, организациям и предприятиям

геодезических данных и сведений по геодезической, картографической и аэрофотосъемочной изученности территории страны;

ж) ведение дежурной справочной карты.

Примечание. Слово «геодезнческих» применяется вместо «топографо-геодезических» по инструкции, поскольку строители изучают курс геодезии, охватывающий и съемочные, т. е. топографические, работы.

§ 10. Техника безопасности

При выполнении геодезических работ, в особенности полевых, необходимо соблюдать правила техники безопасности. Все ведомства и организации, деятельность которых связана с геодезическими работами, обязательно разрабатывают правила или инструкции по технике безопасности применительно к тем конкретным условиям среды, в которых предстоит выполнять геодезические работы.

Для периода изыскательских работ, которые обычно ведутся на необжитой или неблагоустроенной территории, опасности для работающих возникают в случаях грозы, горных обвалов и селевых потоков; лесных пожаров; труднопроходимых болот; крутых подъемов и спусков; ненадежных средств переправы через реки, ущелья, овраги. Опасность представляют также дикие звери, ядовитые пресмыкающиеся и насекомые.

На площадках развернутого строительства соблюдаются правила техники безопасности, принятые для данного строительного объекта, причем этими правилами должны быть предусмотрены и геодезические работы. На городских и других застроенных территориях в правилах должна быть предусмотрена опасность со стороны местного транспорта и линий электропередач высокого напряжения.

О мерах безопасности при грозе, как явлении, наиболее часто наблюдающемся почти на всех широтах, написана обстоятельная статья [80], основное содержание которой следовало бы вносить в правила по технике безопасности.

В правилах по технике безопасности должны быть описаны способы оказания первой помощи пострадавшим при несчастных случаях.

Никто не может быть допущен к геодезическим работам без предварительного изучения и сдачи экзамена по правилам техники безопасности.

ГЛАВА II

ПОГРЕШНОСТИ ИЗМЕРЕНИЙ

§ 11. Виды погрешностей измерений, исключение грубых и систематических погрешностей из результатов измерений

Геодезические измерения сопровождаются погрешностями, от которых зависит точность получаемых результатов.

Поскольку точность измерений, выполняемых для строительства, должна быть увязана со строительными допусками, необходимо знать как величины погрешностей, так и причины их появления.

Погрешности могут быть грубыми, систематическими и случайными.

Грубые погрешности возникают в результате промахов при измерениях или вычислениях. Грубые погрешности в измерениях и вычислениях приводят к браку в строительстве, нередко с тяжелыми последствиями. Поэтому грубые погрешности совершенно недопустимы и должны полностью исключаться путем контрольных измерений и вычислений. Измерения контролируют прежде всего путем их повторения. Надежность контроля при трех повторных измерениях будет выше, чем при двух, поэтому чем ответственнее сооружение, тем больше оснований к многократному повторению измерений. Надежность контроля повышается также, если повторные измерения выполнять отличающимися один от другого приемами и приборами.

Надежность контроля вычислений можно повышать путем повторения вычислений другим лицом (вычисления «во вторую руку»).

Измерения и вычисления контролируют также путем подсчета невязок, например, в сумме измеренных углов, в сумме приращений координат, в сумме превышений (см. § 59, 83).

Систематические погрешности возникают в процессе измерений в результате однообразного и непрерывного действия какой-либо определенной причины. Если рулетка оказалась длиннее своей номинальной длины, например, на 1%, причем удлинение произошло вследствие того, что каждое наименьшее деление рулетки наносилось с погрешностью +1%, то прочтенное по рулетке расстояние будет меньше измеренного на 1%. Если погрешности таких размеров неприемлемы, то следует либо отказаться от прибора, либо ввести поправки в прочитанное по рулетке расстояние (в данном случае абсолютная величина поправки равна 1% от прочтенного по рулетке расстояния и имеет знак плюс). Для принятия того или иного решения необходимо знать лишь длину рулетки с точностью, значительно более высокой, чем 1%. Для этого рулетку, как и всякий другой прибор, измеряющий расстояния, необходимо компарировать (см. § 22). Кроме того, от влияния систематических погрешностей можно избавиться если не полностью, то в значительной степени путем соответствующей организации измерительного процесса. Например, устанавливая нивелир на равных расстояниях от задней и передней реек (см. § 65), можно исключить влияние систематических погрешностей за счет оставшейся после поверки нивелира непараллельности оси визирования и оси уровня или за счет влияния кривизны Земли.

Систематические погрешности могут быть как одностороннего действия, так и переменного (периодические погрешности). В некоторых случаях при измерении приходится считаться с остаточным влиянием систематических погрешностей, так как они не всегда исключаются полностью, несмотря на принятые меры. К тому же нередко в данном процессе измерений существуют различные виды источников систематических погрешностей и не все из них удается выявить и изучить полностью.

Случайными называются такие неизбежные при измерениях мелкие погрешности, закономерность появления которых при небольшом ряде измерений данной величины не обнаруживается. Причины появления случайных погрешностей разные: ограниченная точность мерного прибора, помехи среды, невозможность безошибочно оценивать на глаз доли делений шкалы мерного прибора и др. Случайными эти погрешности называют потому, что невозможно уста-

новить, какие из причин и как действуют в данный момент измерений. Можно, однако, путем совершенствования техники измерений или путем улучшения условий для измерений уменьшить вредное влияние случайных погрешностей, но исключить их полностью не удается. Поэтому очень важно установить, каково при данных условиях измерений влияние случайных погрешностей на результаты измерений, так как точность геодезических работ определяется величинами главным образом случайных погрешностей и только в некоторых случаях еще и влиянием неисключенных систематических погрешностей. Все это очень важно знать при увязке точности геодезических работ со строительными допусками.

Исследованиями установлено, что в любых одинаковых условиях (один и тот же прибор, одна и та же внешняя среда, один и тот же исполнитель) измерений какой-либо одной величины случайные погрешности обладают следующими свойствами:

1) по абсолютному значению они не превосходят определенной величины, соответствующей данным условиям измерений;

2) чем больше абсолютная величина случайной погрешности, тем реже она встречается в данном ряду измерений;

3) погрешности со знаком плюс появляются так же часто, как и со знаком минус;

4) среднее арифметическое из случайных погрешностей на основании третьего свойства будет неограниченно приближаться к нулю с увеличением числа измерений данной величины.

На основании этого же свойства случайных погрешностей можно заключить, что среднее арифметическое из результатов измерений одной и той же величины будет в силу компенсации погрешностей с разными знаками приближаться к истинному значению этой величины при увеличении числа измерений. На основании этого считают, что среднее арифметическое из результатов даже сравнительно небольшого числа измерений будет ближе к истинному значению, чем любой отдельно взятый результат. Поэтому среднее арифметическое из результатов измерений принято называть вероятнейшим значением измеренной величины, а отклонение результата измерений от среднего арифметического — вероятнейшей погрешностью.

Таким образом, если l_1, l_2, l_3, ..., l_n — отдельные результаты измерений величины l, то ее вероятнейшее значение будет

$$l_0 = \frac{l_1 + l_2 + l_3 + \ldots + l_n}{n}. \qquad (II.1)$$

Вероятнейшие погрешности δ получаются так:

$$\delta_i = l_i - l_0, \qquad (II.2)$$

где $i = 1, 2, \ldots, n$ — текущий номер измерения.

Алгебраическая сумма δ равна нулю при любом числе измерений.

Ввиду того что истинные значения измеряемых величин неизвестны, при оценке точности измерений пользуются вероятнейшими значениями измеряемых величин. Однако в некоторых случаях известны истинные значения функций измеренных величин, например сумма горизонтальных углов или сумма превышений в замкнутом многоугольнике. С этими теоретическими известными из геометрии

суммами сравнивают суммы соответствующих измеренных величин, получая так называемые невязки. Иногда за истинное значение величины принимают полученное с более высокой точностью, чем точность оцениваемых измерений. Например, точность базиса, на котором компарируют рабочий мерный прибор, всегда значительно выше точности измерений рабочим мерным прибором.

Если X — величина, которую считают истинной, а l_i — измеренные значения той же величины, то разности Δ_i

$$l_i - X = \Delta_i$$

называются истинными погрешностями.

Основным критерием для оценки точности измерений в СССР принята средняя квадратическая погрешность измерений. Для характеристики точности любого отдельно взятого измерения пользуются средней квадратической погрешностью m одного измерения, которую при оценке точности по истинным случайным погрешностям вычисляют по формуле

$$m = \sqrt{\frac{[\Delta^2]}{n}}, \qquad (II.3)$$

где n — число измерений.

Точность линейных измерений обычно характеризуют относительной погрешностью, представляющей собой отношение абсолютной величины погрешности к измеренной величине, выраженное в виде простой дроби с числителем единица, т. е.

$$\frac{m_l}{l} = \frac{1}{N}, \qquad (II.4)$$

где $N = \frac{l}{m_l}$.

Знаменатель N относительной погрешности вычисляют с сохранением двух цифр, отличающихся от нуля. Иногда относительную погрешность выражают в процентах.

Пример. На базисе длиной 200 м, измеренном стальной лентой с точностью 1 : 2000, определялась точность измерения расстояний нитяным дальномером. После шестнадцати измерений дальномером были получены следующие расхождения (в метрах) по сравнению с длиной базиса, принимаемые за истинные погрешности:

$\Delta_1 = -0,4$;	$\Delta_5 = +0,7$;	$\Delta_9 = -0,4$;	$\Delta_{13} = -0,5$;
$\Delta_2 = -0,6$;	$\Delta_6 = +0,4$;	$\Delta_{10} = +0,6$;	$\Delta_{14} = +0,4$;
$\Delta_3 = +0,5$;	$\Delta_7 = -0,5$;	$\Delta_{11} = +0,5$;	$\Delta_{15} = -0,6$;
$\Delta_4 = -0,6$;	$\Delta_8 = +0,4$;	$\Delta_{12} = -0,6$;	$\Delta_{16} = +0,5$.

После возведения в квадрат всех Δ и суммирования по формуле (II.3) получаем

$$m = \sqrt{\frac{4,34}{16}} = \pm 0,52 \text{ м}.$$

В относительной мере это будет равно

$$\frac{m}{200}=\pm\frac{0{,}52}{200}=\pm\frac{1}{380}.$$

Среднюю квадратическую погрешность одного измерения по вероятнейшим погрешностям δ вычисляют по формуле

$$m=\sqrt{\frac{[\delta^2]}{n-1}}, \qquad (II.5)$$

где n — числo измерений.

Для характеристики точности вероятнейшего значения измеренной величины, т. е. точности арифметического среднего, пользуются формулой

$$M=\frac{m}{\sqrt{n}}=\sqrt{\frac{[\delta^2]}{n(n-1)}}. \qquad (II.6)$$

Очень важно помнить, что m и M не безошибочны; их точность зависит от числа n измерений. Установлено, что средние квадратические погрешности самих среднн квадратических погрешностей имеют такие значения:

$$m_m=\frac{m}{\sqrt{2(n-1)}}, \qquad (II.7)$$

$$M_M=\frac{m_m}{\sqrt{n}}=\frac{m}{\sqrt{2n(n-1)}}. \qquad (II.8)$$

Поэтому, например, лишь при $n=10$ $m_m=0{,}24\ m$.

Пример. Вычислить вероятнейшее значение l_0 длины линии по результатам l ее девятикратного измерения (табл. 2) и оценить его точность.

Таблица 2

№	l, м	δ_l, см	δ^2
1	2	3	4
1	148,36	—0,1	0,0
2	38	+1,9	3,6
3	37	+0,9	0,8
4	34	—2,1	4,4
5	36	—0,1	0,0
6	35	—1,1	1,2
7	37	+0,9	0,8
8	38	+1,9	3,6
9	34	—2,1	4,4
	l_0=148,361	$[\delta]$=+0,1	$[\delta^2]$=18,8

$$m = \pm \sqrt{\frac{18{,}8}{8}} = \pm 1{,}53 \text{ см},$$

$$m_m = \pm \frac{1{,}5}{\sqrt{16}} = \pm 0{,}38 \text{ см},$$

$$M = \pm \frac{1{,}53}{\sqrt{9}} = \pm 0{,}51 \text{ см},$$

$$M_M = \pm \frac{0{,}38}{\sqrt{9}} = \pm 0{,}13 \text{ см}.$$

Таким образом, вероятнейшее значение длины измеренной линии равно 148,36±0,05 м.

Средняя квадратическая относительная погрешность этого значения

$$\frac{M}{l_0} = \pm \frac{1}{2900} \cong 0{,}03\%$$

§ 12. Предельная величина случайной погрешности измерений

В теории вероятностей доказывается, что при измерениях какой-либо величины случайная погрешность, превосходящая утроенную среднюю квадратическую погрешность, может появиться 3 раза при 1000 измерениях (вероятность 0,003), а появление случайной погрешности, большей удвоенной средней квадратической погрешности, возможно в 5 случаях из 100 (вероятность 0,05). Поэтому часто принимают

$$\Delta_{\text{пред}} = 3m \qquad \text{(II.9)}$$

либо

$$\Delta_{\text{пред}} = 2m. \qquad \text{(II.10)}$$

§ 13. Погрешности функций измеренных величин

Очень часто приходится оценивать точность не самих измеренных величин, а их функций, например суммы или разности, произведения или частного и т. д. Исходными величинами в таких случаях служат средние квадратические погрешности измеренных величин. В теории ошибок измерений выведены формулы для расчета ошибок функций измеренных величин. Приведем некоторые из этих формул.

1. Произведение измеренной величины на постоянное число

$$u = kx,$$

где k — постоянное число; x — результат измерения.

Средняя квадратическая погрешность произведения равна

$$m_u = km_x. \qquad \text{(II.11)}$$

Пример. Вычислить среднюю квадратическую погрешность в длине C окружности, диаметр которой $d=6{,}32$ м измерен несколько раз со средней квадратической погрешностью $M_d=\pm 2$ см.

Так как $C=\pi d$, то $C=3{,}14\cdot 6{,}32$ м $=19{,}84$ м и $m_C=\pi M_d=\pm 3{,}14\times$ $\times 2$ см $=\pm 6{,}28$ см $\approx 6{,}3$ см. В данном случае значение $\pi=3{,}14$ считается безошибочным.

Средняя квадратическая относительная погрешность определения длины окружности

$$\frac{m_C}{C}=\pm\frac{0{,}063\text{ м}}{19{,}84\text{ м}}=\pm\frac{1}{320}.$$

2. Сумма величин x, y, z, ..., w (в том числе и алгебраическая), измеренных независимо одна от другой,

$$u=x\pm y\pm z\pm\ldots\pm w.$$

В этом случае

$$m_u^2=m_x^2+m_y^2+m_z^2+\ldots+m_w^2$$

или

$$m_u=\sqrt{m_x^2+m_y^2+m_z^2+\ldots+m_w^2}. \qquad (II.12)$$

Пример. Вычислить абсолютные и относительные средние квадратические и предельные погрешности в длине L линии, измеренной по частям l_1, l_2, l_3, l_4 со средними квадратическими погрешностями каждого результата соответственно

$$m_1=\pm 3\text{ см};\quad m_2=\pm 2\text{ см};\quad m_3=\pm 4\text{ см};\quad m_4=\pm 1\text{ см};$$

$$L=l_1+l_2+l_3+l_4=436{,}28\text{ м};$$

$$m_L^2=3^2+2^2+4^2+1^2=30\text{ см};$$

$$m_L=\sqrt{30\text{ см}}=\pm 5{,}48\text{ см}=\pm 0{,}05\text{ м};$$

$$\text{пред }\Delta_L=\pm 5{,}48\cdot 3=16{,}44\text{ см}=\pm 0{,}16\text{ м};$$

относительная средняя квадратическая погрешность $\frac{0{,}05}{436{,}28}=\frac{1}{8700}$;

относительная предельная погрешность $\frac{0{,}16}{436{,}28}=\frac{1}{2700}$.

В частном случае, когда при n слагаемых их средние квадратические погрешности одинаковые, т. е. $m_x=m_y=m_z=\ldots=m_u=m$,

$$m_u=m\sqrt{n}, \qquad (II.13)$$

т. е. погрешность суммы одинаково точных величин возрастает пропорционально корню квадратному из числа измеренных величин.

Пример. Вычислить среднюю квадратическую погрешность суммы четырех углов, каждый из которых измерен со средней квадратической погрешностью, равной ±0,5′.

$$m_u = \pm 0{,}5' \sqrt{4} = \pm 1'.$$

3. Функция линейного типа

$$u = k_1 x + k_2 y + \ldots + k_n w,$$

где x, y, z, ..., w — независимо измеренные величины; k_1, k_2, ..., k_n — постоянные коэффициенты.
Здесь

$$m_u^2 = k_1^2 m_x^2 + k_2^2 m_y^2 + \ldots + k_n^2 m_w^2. \qquad (II.14)$$

Пример. Вычислить среднюю квадратическую погрешность функции

$$u = \frac{1}{2} x + 4y - \frac{1}{3} z, \quad \text{если } m_x = \pm 2;\ m_y = \pm 1;\ m_z = \pm 3:$$

$$m_u = \sqrt{\frac{1}{4} \cdot 4 + 16 \cdot 1 + \frac{1}{9} \cdot 9} = \sqrt{18} = \pm 4{,}2.$$

4. Произведение независимо измеренных величин (функция общего вида)

$$u = x \cdot y \cdot \ldots \cdot w.$$

В этом случае

$$\left(\frac{m_u}{u}\right)^2 = \left(\frac{m_x}{x}\right)^2 + \left(\frac{m_y}{y}\right)^2 + \ldots + \left(\frac{m_w}{w}\right)^2. \qquad (II.15)$$

Следовательно, для оценки точности произведения независимо измеренных величин следует суммировать квадраты не абсолютных, а относительных средних квадратических погрешностей измерений.

Пример. Вычислить среднюю квадратическую погрешность площади F прямоугольника ($F = bh$), стороны которого b и h определены со средними квадратическими погрешностями m_b и m_h.

$$\left(\frac{m_F}{F}\right)^2 = \left(\frac{m_b}{b}\right)^2 + \left(\frac{m_h}{h}\right)^2.$$

Для площади квадрата, т. е. когда $b = h$, $m_b = m_h = m$,

$$\frac{m_F}{F} = \frac{m}{b} \sqrt{2}.$$

Оценка точности по разностям двойных измерений

В геодезической практике часто производят двукратные измерения определяемых величин, например линий. В этом случае среднюю квадратическую погрешность одного измерения вычисляют по формуле

$$m = \sqrt{\frac{[d^2]}{2n}}, \qquad (II.16)$$

где $d_i = l_i' - l_i''$ — разность результатов l_i' и l_i'' двукратного измерения, n — число разностей, $i = 1, 2, ..., n$.

Пример. По данным, приведенным в табл. 3, вычислить среднюю квадратическую погрешность m однократного измерения.

Таблица 3

№ линии	Результаты измерений, м		Разность d, см	d^2
	первого l'	второго l''		
1	151,62	151,56	+6	36
2	149,37	149,41	—4	16
3	150,88	150,81	+7	49
4	152,06	152,04	+2	4
5	151,27	151,33	—6	36
6	150,30	150,25	+5	25
7	149,92	149,98	—6	36
8	152,11	152,09	+2	4
9	150,36	150,35	+1	1
10	152,65	152,69	—4	16
			$[d]=+3$	$[d^2]=223$

$$m = \pm\sqrt{\frac{223}{20}} = \pm 3{,}3 \text{ см}.$$

§ 14. Неравноточные измерения. Весовое среднее

Если измерять одну и ту же величину разными по точности приборами или приемами, то результаты измерений будут неравноточными.

Когда необходимо вычислить среднее значение из неравноточных результатов, приходится учитывать вес каждого результата. Вес — это число, характеризующее точность какого-либо одного результата по отношению к другим результатам. Если разные измерения одной и той же величины отличались только числом измерений, то за вес каждого отдельного результата можно принять число измерений.

Среднее арифметическое из результатов неравноточных измерений называют общей арифметической срединой или весовым средним. Его значение вычисляют по формуле

$$l_0 = \frac{l_1 p_1 + l_2 p_2 + \ldots + l_n p_n}{p_1 + p_2 + \ldots + p_n} = \frac{[lp]}{[p]}, \qquad (II.17)$$

где p_i — веса измерений; l_i — результаты измерений; $i = 1, 2, ..., n$.

Установлено, что вес измерения обратно пропорционален квадрату соответствующей средней квадратической погрешности, т. е.

$$p = \frac{c}{m^2}, \qquad (II.18)$$

где c — коэффициент пропорциональности.

Вес общей арифметической средины равен сумме весов отдельных групп измерений, т. е.

$$p_1 + p_2 + p_3 + \ldots + p_n = [p]. \qquad (II.19)$$

При оценке точности неравноточных измерений вводится понятие о средней квадратической погрешности измерения, вес которого равен единице. Ее значение вычисляется по формуле

$$\mu = \sqrt{\frac{[p\delta^2]}{n-1}}, \qquad (II.20)$$

где δ — уклонение результатов измерения от весового среднего; n— число групп измерений.

Средняя квадратическая погрешность весового среднего вычисляется по формуле

$$M = \frac{\mu}{\sqrt{[p]}} = \sqrt{\frac{[p\delta^2]}{(n-1)[p]}}. \qquad (II.21)^*$$

Пример. По данным, приведенным в табл. 4, вычислить общую арифметическую средину и ее среднюю квадратическую погрешность.

Таблица 4

№ по порядку	Результаты измерений, м	Вес, p	δ, см	$p\delta$, см	$p\delta^2$, см
1	134,68	2	+3	+6	18
2	134,63	3	—2	—6	12
3	134,64	4	—1	—4	4
4	134,65	7	0	0	0
5	134,66	5	+1	+5	5
	l_0=134,65	21		+1	39

Весовое среднее будет равно

$$l_0 = 134{,}60 + \frac{0{,}08\cdot 3 + 0{,}03\cdot 2 + 0{,}04\cdot 4 + 0{,}05\cdot 7 + 0{,}06\cdot 5}{3+2+4+7+5} =$$

$$= 134{,}60 + \frac{11}{21} = 134{,}653 \approx 134{,}65 \text{ м};$$

$$\mu = \sqrt{\frac{[p\delta^2]}{n-1}} = \sqrt{\frac{39}{4}} = \pm 3{,}1 \text{ см};$$

$$M = \frac{\mu}{\sqrt{[p]}} = \frac{\pm 3{,}1}{\sqrt{21}} = \pm 0{,}7 \text{ см}.$$

Относительная средняя квадратическая погрешность

$$\frac{M}{l_0} = \frac{0{,}007}{134{,}65} = \frac{1}{19\,900}.$$

§ 15. Некоторые формулы допустимых невязок

Контроль геодезических измерений осуществляется путем подсчета невязок. Вместе с тем с помощью невязок дается оценка точности измерений в отношении влияния случайных погрешностей и оставшихся неисключенными мелких систематических погрешностей.

Величины невязок получают путем вычитания «теоретического» значения величины из того, которое получено при данных измерениях.

Например, невязка f_β в сумме измеренных углов β многоугольника выражается формулой

$$f_\beta = \Sigma\beta_{изм} - \Sigma\beta_{теор},$$

где $\Sigma_{\beta_{теор}}$ — теоретическая сумма углов.

Эту невязку принято называть полученной в отличие от невязки допустимой. Величину последней устанавливают путем расчетов, основанных на исследовании источников влияния случайных погрешностей, а иногда и мелких неисключенных систематических погрешностей, присущих данным измерениям.

Результаты измерений контролируют путем сравнения полученной и допускаемой невязок, причем должно соблюдаться условие

$$f_{получ} \leqslant f_{доп}.$$

Практика показывает, что полученные невязки, как правило, близки по величине к допустимым, а это позволяет считать последние достаточно хорошими характеристиками действительной точности измерений. Поэтому допустимыми невязками следует руководствоваться при расчетах и сопоставлении точности геодезических работ со строительными допусками.

Метод и точность геодезических работ должны быть такими, чтобы допустимые невязки были по крайней мере в два раза меньше установленных строительных допусков, поскольку последние учитывают только допустимые технологические погрешности строительного производства и на погрешности геодезических работ не рассчитаны.

Очень важно иметь в виду, что наибольшая величина погрешности в нивелирном или теодолитном ходе, равная величине полученной невязки, находится в конце хода. Если же ход увязать (что обычно и делают), то наибольшая погрешность будет в середине хода, и она будет равна половине полученной невязки. Увязка хода, таким образом, ведет к повышению его точности.

Необходимо отметить, что проблема согласования точности геодезических работ со строительными допусками полностью еще не разработана отчасти из-за отсутствия в необходимых случаях установленных величин строительных допусков, а отчасти из-за отсутствия методики расчетов ожидаемых погрешностей в геодезических данных.

Примеры:

1. Допустимая невязка в сумме n горизонтальных углов, измеренных двумя полуприемами (КП и КЛ) с отсчитыванием по двум верньерам:

$$f_{\beta_{доп}} = 1{,}5t\sqrt{n},$$

где t — точность отсчетов по верньеру (точность прибора).

Эта формула получена на основании исследований, которыми установлено, что средняя квадратическая погрешность измерения угла полным приемом может быть принята равной

$$m_\beta = \pm 0{,}5t,$$

а предельная

$$3m_\beta = 1{,}5t.$$

Тогда, принимая допустимую невязку равной предельной погрешности в сумме углов, получаем

$$f_{\beta_{доп}} = 1{,}5t\sqrt{n}.$$

2. Допустимая невязка в сумме превышений нивелирного хода

$$f_{h_{доп}} = 2\eta_{км}\sqrt{L},$$

где $\eta_{км}$ — средняя квадратическая случайная погрешность на 1 км нивелирного хода; L — число километров в длине нивелирного хода.

В данном случае предельная погрешность принимается равной удвоенной, а не утроенной средней квадратической погрешности по таким причинам. Средняя квадратическая погрешность нивелирования на 1 км хода сама является ошибкой функции нескольких измеренных превышений в пределах этого кнлометра. Считая, что нормально на одном километре хода должно быть 10 нивелирных станций нивелира, получаем

$$\eta_{км} = m_{ст}\sqrt{10},$$

где $m_{ст}$ — средняя квадратическая погрешность на одной нивелирной стаиции.

В свою очередь, погрешность превышения составляется из погрешностей отсчетов по задней и передней рейкам, а именно:

$$m_{ст} = m_{отсч}\sqrt{2},$$

где $m_{отсч}$ — средняя квадратическая погрешность отсчета по рейке.

В СССР Государственная нивелнрная сеть согласно инструкции ГУГК делится на нивелириую сеть I, II, III, IV классов. Методике отсчитывания по нивелирным рейкам, чувствительностн уровня и качествам зрительной трубы, принятым для каждого класса нивелирования, соответствует своя величина $m_{отсч}$, а следовательно, и величины $m_{ст}$ и $\eta_{км}$. В настоящее время в общеобязательных инструкциях ГУГК предусмотрены следующие величнны η:

I класс $\eta_{км} = \pm 0{,}5$ мм; $2\eta_{км} = \pm 1$ мм;

II » $\eta_{км} = \pm 2{,}5$» $2\eta_{км} = \pm 5$»

III класс $\eta_{км} = \pm 5$ мм $2\eta_{км} = \pm 10$ мм

IV » $\eta_{км} = \pm 10$ » $2\eta_{км} = \pm 20$ »

В нивелирных ходах длиннее 50 км следует учитывать и остаточное влияние систематических погрешностей, величины которых принимаются равными $0{,}1\,\eta_{км}$. Следовательно, полная формула допустимой невязки f в этом случае будет

$$f_{h_{доп}} = \pm \left(2\eta_{км}\sqrt{L} + 0{,}1\eta_{км} L\right).$$

Однако в СССР пользуются такой формулой:

$$f_{h_{доп}} = \sqrt{(2\eta_{км})^2 L + \sigma^2 L^2},$$

где $\sigma = 0{,}1\,\eta_{км}$.

Если длина нивелирного хода не превосходит 50 км, то влияние систематических погрешностей сравнительно мало, и тогда допустимую невязку вычисляют по формуле

$$f_{h_{доп}} = \pm 2\eta_{км}\sqrt{L}.$$

При длине нивелирного хода, не превосходящей 1 км, допустимую невязку следует вычислять по формуле

$$f_{h_{доп}} = 2m_{ст}\sqrt{n},$$

где n — число станций нивелира.

Кроме приведенных четырех классов нивелирования, предусмотренных инструкциями ГУГК, для создания съемочного обоснования (см. § 52), а также при строительных разбивках применяют еще техническое нивелирование. Необходимую точность последнего устанавливают сами ведомства, ведущие подобные работы. Так, в строительстве, согласно инструкции [142], величина допустимой невязки в сумме превышений нивелирного хода определяется по формулам

$$f_{h_{доп}} = \pm 50 \text{ мм } \sqrt{L} \text{ или } f_{h_{доп}} = \pm 10 \text{ мм } \sqrt{n}.$$

ГЛАВА III

ИЗМЕРЕНИЕ ЛИНИЙ

§ 16. Необходимая точность измерения линий при строительстве

Точность линейных измерений при строительстве может быть самой разнообразной. Она зависит от следующих обстоятельств:

1) от вида и класса геодезической опорной сети (см. § 48 и 50), создаваемой для съемки территории строительства, а также от размеров территории и масштаба намечаемой съемки;

2) от вида и класса геодезической опорной сети, создаваемой для переноса с проекта в натуру осей и основных точек зданий и сооружений, что, в свою очередь, зависит от размеров и назначения объектов строительства и сложности строительного комплекса;

3) от конструктивной сложности и размеров отдельных зданий и сооружений, имея в виду детальную их разбивку, контроль за ходом строительства и исполнительную съемку.

При выборе необходимой точности линейных измерений приходится различать два основных случая:

первый, когда точность конечных результатов измерений зависит не только от линейных, но и от угловых измерений (в этом случае выбор точности линейных измерений необходимо делать с учетом ошибок измерения углов, например при создании геодезической опорной сети, при съемках и разбивках полярным способом, угловых засечек и др.);

второй, когда конечный результат достигается с помощью только линейных измерений (напрнмер, определение расстояний между точками и осями строящихся сооружений и зданий, обмер построенных зданий и сооружений, линейные засечки и др.).

Первый случай более сложный и часто требует привлечения геодезистов к выбору необходимой точности линейных измерений. Второй — более простой случай и требует знания строительных допусков и точности, обеспечиваемой приборами, при помощи которых измеряют линии.

Необходимая при строительстве точность линейных измерений колеблется в весьма широких пределах: от $\frac{1}{1\,000\,000}$ до $\frac{1}{200}$. Очень часто точность линейных измерений должна выражаться абсолютными величинами погрешностей, потому что строительные допуски тоже часто выражаются абсолютными величинами, например 1 мм, 1 см и т. д.

Измерять линии следует такими приборами и методами, при которых погрешности измерений были по крайней мере в два раза меньше строительных допусков. При монтажных работах предъявляются повышенные требования к точности установки конструкций. Поэтому при монтаже ответственных конструкций геодезическую разбивку осей требуется производить с погрешностью, в три раза меньшей величины строительных допусков. Во всех случаях точность геодезических измерений должна быть такой, чтобы измерения сами по себе не были причиной нарушения строительных допусков.

§ 17. Приборы и точность измерения ими линий

Приборы, укладываемые на земле

1. Стальная 20-метровая штриховая лента со шпильками. Штриховой лента называется потому, что на ее концах имеются штрихи, между которыми и считается длина ленты. На каждой плоскости ленты отмечены деления через 1; 0,5 и 0,1 м. Во избежание грубых погрешностей при измерении остатков линий, меньших 20 м, подписи метровых делений на одной плоскости возрастают от одного конца ленты, а на другой плоскости — от противоположного конца. Отсчитывание по ленте ведется с точностью до

сотых долей метра путем оценки на глаз частей дециметровых делений ленты.

Штриховые ленты имеют длину не только 20 м, но и 24, 30, 50 и 100 м. Ленты длиной 24 м, часто применяемые как контрольные, имеют такое же число делений и такие же надписи, как и 20-метровая. До начала измерения следует проверить длину рабочей ленты, сличив ее с «нормальной», т. е. с такой, длина которой определена с более высокой точностью. Сличение (компарнрование) длины рабочей ленты с нормальной следует делать с точностью до 1 мм.

При изготовлении стальных штриховых лент со шпилькамн допускают отклонение их длины от номинала (20 м) на ±3 мм, что составляет около 1 : 7000 от длины ленты. Такую величнну отклонения при измерениях не учитывают (т. е. не вводят поправки за компарирование), поскольку лента предназначена для измерений с относительной погрешностью не менее 1 : 2000.

А. А. Лукерьян сконструировал из телефонного кабеля приборы длиной 24, 50, 100 м, которыми достигается такая же точность измерений, как и стальной штриховой лентой.

2. Рулетки. Рулетки бывают стальные и тесьмяные длиной обычно 10 и 20 м. Наименьшее деление на рулетке обычно равно 1 см, поэтому точность отсчитывания по ней возможна до 1 мм; есть рулетки с делениями 1 мм, по ним точность отсчитывания возможна до 0,2—0,3 мм. Однако это не значит, что такой же будет точность измерения расстояний: последняя снижается за счет влияния погрешностей нанесения делений на рулетку, погрешностей, вызываемых разностью температур тела рулетки в момент измерения линии и в момент компарирования, погрешностей за провес и прогиб рулетки и т. п.

Стальные рулетки значительно надежнее тесьмяных. Последние подвергаются деформации и требуют частого компарирования.

Рулетки предназначены для измерения коротких линий.

Точность измерения расстояний стальной рулеткой с сантиметровыми, а тем более с миллиметровыми делениями при тщательном совмещении рулетки с измеряемой лентой и тщательном отсчитывании может быть доведена до 1 : 5000 (при условии незначительной разницы температур измерения и компарирования). При разнице температур в 20° С точность не будет выше 1 : 3000, если, конечно, не вводить поправок за температурное изменение длины рулетки.

Для компарирования стальных рулеток сконструирован [87] настольный компаратор.

Точность тесьмяной рулетки зависнт от качества материала и изготовления, от степенн изношенности, от неравномерности натяжения, и вообще она весьма неопределенна. Поэтому для обмера зданий и конструкций такую рулетку рекомендовать нельзя, но для некоторых измерений при съемке местности и контрольных обмерах земляных работ она вполне пригодна.

3. Шкаловая стальная лента. На концах такой ленты имеются шкалы с миллиметровыми делениями длиной 100 мм. Подписи делений на шкалах могут быть трех типов в зависимости от положения нулевого штриха на задней шкале — в начале, в конце или посередине шкалы.

Соответственно этому для определения длины l интервала между двумя точками, фиксирующими положение ленты, применяют следующие формулы:

$$\left.\begin{array}{ll} \text{первый тип шкалы} & l = l_0 + (\text{п} - \text{з}); \\ \text{второй } \text{»} \quad \text{»} & l = l_0 + (\text{п} + \text{з}); \\ \text{третий } \text{»} \quad \text{»} & l = l_0 + [(\text{з} \pm \text{п}) + (\pm\, \text{з})]; \end{array}\right\} \qquad \text{(III.1)}$$

здесь п и з — отсчеты по передней и задней шкалам, причем на задней шкале третьего типа отсчеты правее нуля шкалы сопровождаются знаком минус, а левее — знаком плюс. На передней шкале, наоборот, правые за нулем отсчеты сопровождаются знаком плюс, а левые — знаком минус. Во всех трех случаях l_0 — длина ленты между нулевыми штрихами шкалы, полученная путем компарирования.

Фиксация точек, между которыми отсчитывают расстояние по каждой уложенной ленте, осуществляется не при помощи шпилек, а путем прочерчивания штрихов на плоскости подкладываемых под концы ленты специальных башмаков, либо путем закрепления в деревянных кольях иголок либо при помощи укрепляемых в земле ножей. При измерении линии шкаловой лентой обязательно измеряют температуру ленты и вводят поправки за разность температур измерения и компарирования. Натяжение ленты при измерении производится с помощью динамометра. При соблюдении этих условий можно измерять линии с точностью до $\frac{1}{7000}$.

4. Инварная шкаловая лента. Инвар как сплав двух металлов (64% стали и 36% никеля) обладает чрезвычайно малым коэффициентом расширения (в 40 раз меньше, чем у стали). Поэтому существенные погрешности в измеренных расстояниях, возникающие обычно из-за неточного определения температуры стальной ленты, при пользовании инварными лентами практически отсутствуют и благодаря этому точность измерений инварной лентой достигает 1 : 100 000.

Подвесные мерные приборы

1. Стальные проволоки со шкалами. Проволоки бывают длиной 24 и 48 м. При измерениях стальными проволоками пользуются динамометрами, при помощи которых достигается натяжение, равное натяжению при компарировании. Фиксирование точек, между которыми определяется расстояние стальной проволокой, осуществляется при помощи специальных штативов. В результате измерений вводятся поправки за разность температур, при которых производилось измерение и компарирование, а также за наклон проволоки к горизонту. Стальными проволоками можно измерять расстояния с относительной погрешностью до 1 : 10 000.

2. Инварные проволоки со шкалами. Длина таких проволок обычно 24 или 48 м. Проволоку подвешивают на особых штативах с блоками, через которые она натягивается грузом 10 кг. Кроме того, устанавливаются еще штативы с целиками для фиксирования расстояния по каждой проволоке. Точность измерения расстояний инварными проволоками со шкалами 1 : 1 000 000 — это наивысшая в настоящее время точность непосредственного измерения расстояний.

Длину ленты или проволоки регулярно определяют на специальных компараторах, причем с такой точностью, которая значительно превышает точность измерения расстояний компарируемой лентой

или проволокой. Натяжение в момент компарирования обычно равно 10 кг, т. е. натяжению, при котором измеряют расстояние.

Мерные приборы компарируют не менее одного раза в год, и после каждого компарирования выдается свидетельство, в котором записывают дату компарирования и уравнение мерного прибора (его длину при температуре компарирования). Мерными приборами, предназначенными для измерений с точностью выше 1 : 2000, пользоваться нельзя, если нет свидетельства об их компарировании в текущем году.

Дальномеры

1. Нитяный дальномер. Нитяный дальномер представляет собой устройство в виде двух дополнительных горизонтальных нитей зрительной трубы (теодолита или нивелира) и дальномерной вертикальной рейки; имеются дальномеры с вертикально расположенными нитями и горизонтальной рейкой. Точность измерения расстояний до 500 м нитяным дальномером составляет около $\frac{1}{300}$. При расстояниях, бо́льших 500 м, точность резко падает, и работа с дальномером становится невозможной из-за плохой видимости делений рейки. Нитяный дальномер широко применяется при топографических съемках местности, но непригоден при строительных разбивках. О правилах работы с нитяными дальномерами см. § 24.

2. Дальномеры двойного изображения. При помощи особого дополнительного оптического устройства к зрительной трубе в последней получаются сразу два изображения одной и той же рейки, причем одно изображение смещено относительно другого. Величина смещения зависит от расстояния прибора до рейки, которое и определяется путем измерения величины смещения. В настоящее время применяют следующие конструкции дальномеров двойного изображения: ДНТ и ДНТ-2 (конструкции В. А. Белицына), ДД-2, ДД-3 и ДД-5 (конструкции И. А. Грейма и Г. Г. Никифорова). Дальномеры двойного изображения позволяют определять расстояния с точностью порядка 1 : 1500—1 : 3000, поэтому ими можно пользоваться не только при съемке местности, но и при строительных разбивках. Подробнее об устройствах и использовании дальномеров этих конструкций говорится в § 25.

3. Электронные дальномеры — светодальномеры и радиодальномеры, которыми измеряют расстояние D по промежутку времени τ, затрачиваемого электромагнитными волнами световых и радиосигналов на прохождение от начальной до конечной точки измеряемого расстояния и обратно, причем

$$D = \frac{1}{2} v + c, \qquad \text{(III.2)}$$

где v — скорость распространения световых и радиоволн; c — поправочная постоянная дальномера.

Международным геодезическим и геофизическим союзом скорость электромагнитных колебаний в вакууме принята на Генеральной ассамблее в 1957 г. (в Торонто) равной 299 792,5 км/с, с погрешностью около ±0,1—0,2 км/с, с относительной погрешностью порядка 1/2 000 000. Величину τ определяют косвенно путем измерения разностей фаз прямого и обратного направлений сигналов. Величину c

постоянной дальномера определяют на специальном базисе. В измеренное в воздушной среде расстояние вводят поправки за температуру, давление и влажность воздуха.

§ 18. Вешение линий на местности

Линии местности, подлежащие измерению, обозначаются в двух крайних точках *A* и *B* (рис. 1, *а*) теми или иными знаками в зависимости от необходимого срока их сохранности.В простейших случаях концы линии обозначаются колышками длиной 10—20 см. В других случаях может возникнуть потребиость закрепить эти точки деревянныимн столбами, обрезками труб и рельсов, железобетонными монолитами и т. д. Перед измерением линию обозначают примерно через каждые 100 м вехами (вешками), устанавливаемыми между точками *A* и *B* в створе, т. е. в отвесиой плоскости, в которой располагается даиная линия *AB*. Если иа таком расстоянии смежные вехи взаимно невидимы, то его сокращают до таких размеров, чтобы с каждой вехи были видны смежные вехи.

Провешивают лиии либо на глаз, если наблюдателю из точки *A* хорошо видна веха в точке *B*, которая устанавливается первой, либо при помощи зрительной трубы. Вешение иа глаз менее точно, но для измереиия линии штриховой лентой со шпильками эта точ-

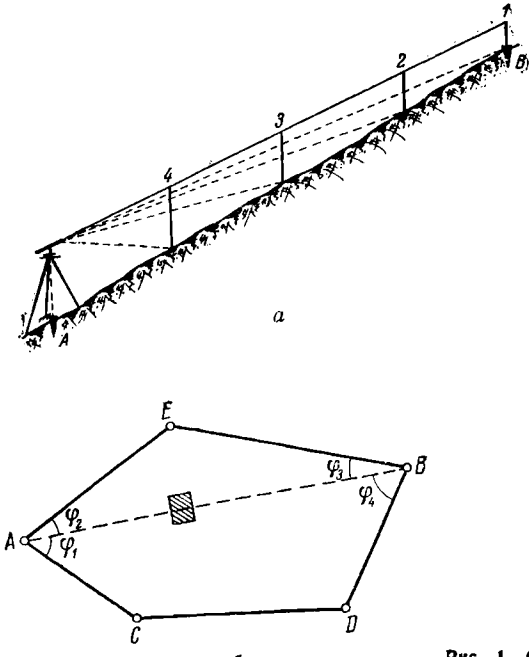


Рис. 1. Схема вешения линий

ность вполне достаточна. Второй устанавливают веху, ближайшую к точке B, а затем ставят вехи, постепенно приближаясь к точке A, над которой стоит либо наблюдатель, либо установлен теодолит, если вешение производится с его помощью. При установке веху ставят так, чтобы ее основание было в створе линии, а затем выправляют ее до вертикального положения, совпадающего со створом линии.

При отсутствии видимости между точками A и B вешение осложняется. В таких случаях применяют различные приемы, например прокладывают теодолитный ход (см. § 55, 56) через точки A, C, D, B, E (рис. 1, *б*), и вычисляют условные координаты этих точек. Затем по координатам точек A и B вычисляют (см. § 46) дирекционные углы (AB) и (BA) линий AB и BA и других линий, после чего вычисляют горизонтальные углы $\varphi_1, \ldots, \varphi_n$ по формулам

$$\varphi_1 = (AC) - (AB),$$
$$\varphi_2 = (AB) - (AE),$$
$$\varphi_3 = (BE) - (BA),$$
$$\varphi_4 = (BA) - (BD).$$

По углам φ_1 и φ_2 можно дважды установить при помощи теодолита направление линии AB, а по углам φ_3 и φ_4 — направление линии BA. Эта задача еще более усложняется, если точки A и B или одна из них окажутся недоступными для установки на них теодолита. В этом случае следует обратиться за помощью к геодезисту.

Вешение через речные долины, лощины, овраги удобнее всего выполнять с помощью теодолита, установленного над одной из крайних точек A и B. Вешение на глаз в этом случае требует последовательного определения точек путем смещения наблюдателя вниз по склону.

§ 19. Лазер

Газовый лазер находит все более широкое применение в геодезии, в частности при устройстве электронных дальномеров (см. § 27). Лазер является источником света, пропускаемого через оптическую систему (коллиматор), в которой лучи приобретают параллельное оптической оси направление и сводятся в очень узкий, прямолинейный световой пучок высокой энергии.

Луч света лазера, хорошо видимый в дневное время, может быть использован как опорная прямая линия, а также как указатель любого заданного направления. Этими свойствами лазера эффективно пользуются и в строительстве, например при контроле за передвижной опалубкой проходческого щита в подземных выработках, за правильностью расположения трубопровода. В соединении с другими устройствами с помощью лазера ведут планировочные работы, створные наблюдения, причем работы эти автоматизированы.

Работа с помощью лазера может выполняться с очень высокой точностью. Например, определение створа с точностью до 0,2″, направление отвесной линии лазерным отвесом с точностью до 0,5″, центр лазерного луча (точка с максимальной освещенностью) фиксируется с помощью особого детектора с точностью до 0,01 мм.

Лазеры с успехом могут применяться и для «вешения линий», создавая своим лучом постоянное, непрерывное, прямолинейное направление.

Во Всесоюзном научно-исследовательском институте горной геомеханики и маркшейдерского дела (ВНИМИ) разработана конструкция лазерного указателя направления ЛУН-1 при проходке горных выработок. Диаметр светового пучка на выходе прибора равен 30 мм, с углом расхождения 25—30″. Дальность действия прибора в зависимости от запыленности рудничной атмосферы составляет 400—1000 м. Для тех же целей предназначен лазерный визир «Линейка-2». Прибор управления лучом ПУЛ-3 позволяет отказаться от нивелира при контроле планировочных работ и устройстве траншей с заданным уклоном.

§ 20. Измерение линий стальной штриховой лентой (со шпильками)

Каждую линию измеряют два раза. Расхождения между отдельными результатами не должны быть больше:

$\frac{1}{3000}$ — на местности при очень хороших условиях для измерений (например, по бетонному или асфальтовому покрытию);

$\frac{1}{2000}$ — на местности при достаточно благоприятных условиях для измерений (например, по ровному лугу);

$\frac{1}{1000}$ — на местности при неблагоприятных условиях для измерений (местность неровная или заболоченная, или заросшая).

Чтобы избежать грубых погрешностей при измерении линий лентой, следует особенно внимательно выполнять следующие действия.

1. Подсчет числа уложенных лент. По окончании измерения линий следует непрерывно проверить число шпилек, оставшихся у переднего рабочего, и число шпилек в руках у заднего рабочего, причем одна шпилька при подсчете должна оставаться вертикально установленной в вырезе ленты. Общее количество шпилек в руках должно быть 5 при комплекте в 6 шпилек и 10 — при комплекте в 11 шпилек.

2. Отсчитывание остатка ленты. Нужно проследить, чтобы не отсчитать от другого конца ленты.

3. Отсчитывание целых метров у цифр 6 и 9 на ленте. Нередко 6 принимают за 9, а 9 — за 6. При отсчете этих цифр следует непременно посмотреть оцифровку соседних метров.

Длину измеряемой линии можно вычислить по формуле А. В. Маслова

$$D = nl_0 + r + \Delta ln, \qquad \text{(III.3)}$$

где n — число уложенных лент или число шпилек у заднего рабочего (при укладывании первой ленты все шпильки находятся у переднего рабочего); l_0 — номинальная длина ленты; r — остаток; Δl — поправка за компарирование ленты.

§ 21. Введение поправки за наклон линий к горизонту

При построении плана и карты местности пользуются горизонтальными проекциями линий местности. Чтобы получить проекцию d измеренной на местности линии AB длиной D (рис. 2), необходимо либо измерить угол наклона ν линии AB к горизонту, либо определить превышение h (см. § 65) между точками A и B.

В первом случае вычисляют горизонтальную проекцию (горизонтальное проложение) по одной из формул:

$$d = D\cos\nu, \qquad \text{(III.4)}$$

$$d = D - \Delta D, \qquad \text{(III.5)}$$

где ΔD — поправка за наклон линии к горизонту,

$$\Delta D = 2D\sin^2\frac{\nu}{2}. \qquad \text{(III.6)}$$

Следует иметь в виду, что D — длина линии, исправленная за компарирование и за разность температур (см. § 22).

Горизонтальные проложения обычно вычисляют по специальным таблицам. Одна из таких таблиц — таблица поправок ΔD — помещена в прилож. 1.

Пример 1. Вычислить горизонтальное проложение линии длиной 146,38 м, имеющей угол наклона к горизонту $\nu = 6°46'$. Пользуясь натуральными значениями тригонометрических функций, находим

$$\cos 60°\,46' = 0{,}993,$$

$$d = 148{,}38 \cdot 0{,}993 = 145{,}36 \text{ м}.$$

Пример 2. Вычислить по данным предыдущего примера поправку и горизонтальное проложение, пользуясь таблицей поправок (см. прилож. 1). Вычисления располагают в табл. 5.

Таблица 5

D, м	ΔD, мм
100	0,697
40	0,279
6	0,042
0,30	0,002
0,08	0,000
146,38	1,020

$d = 146{,}38 - 1{,}02 = 145{,}36$ м.

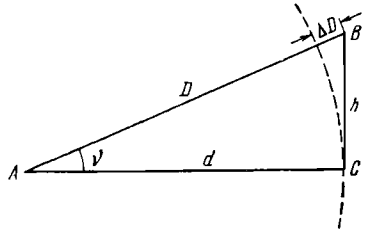


Рис. 2. Поправка за наклон линии к горизонту

Если известно превышение h концов линии, то поправку ΔD вычисляют по приближенной формуле

$$\Delta D = \frac{h^2}{2D} . \qquad (III.7)$$

При отношении $\frac{h}{D} > \frac{1}{10}$ применяют более точную формулу

$$\Delta D = \frac{h^2}{2D} + \frac{h^4}{8D^3} . \qquad (III.7а)$$

Причем в этом случае превышение h должно быть определено из геометрического нивелирования.

Если одна и та же линия имеет отрезки с разной крутизной, то измеряют углы наклона или превышения каждого из этих отрезков, а затем вычисляют поправку за наклон каждого из них. Общая поправка за наклон во всю линию равна сумме поправок всех участков.

Углы наклона линий местности к горизонту обычно измеряют вертикальным кругом теодолита (см. § 39). Если линейные измерения выполняются с точностью не выше 1 : 3000, то поправки ΔD вводятся при углах наклона, бо́льших 1°. Эти углы можно измерять эклиметром.

В некоторых случаях, например при разбивке пикетажа по трассе (см. § 82—85) сооружения линейного типа (дороги, трубопроводы, линии электропередачи и др.), определяют на местности непосредственно длины горизонтальных линий. Для этого при малых (до 2°) углах наклона местности мерный прибор (ленту, рулетку) укладывают непосредственно по поверхности земли, пренебрегая малой разницей в длинах наклонных линий и их горизонтальных проложений. При углах наклона местности, больших 2°, один из рабочих у ленты приподнимает конец ленты так, чтобы оба конца ленты располагались примерно (на глаз) на одной высоте, и проектирует свой конец ленты на землю с помощью отвеса. Погрешность за счет провисания ленты уменьшают с помощью подпорки в средней части линии. Точность измерений здесь будет ниже, чем при укладывании мерного прибора на земле или по сооружению.

При очень больших углах наклона местности измерения ведут не целой лентой, а какой-либо ее частью, например в 3, 5, 10 м в зависимости от крутизны местности. В тех же условиях можно измерять линию нивелирной рейкой либо специальным бруском, длина которого (2, 3 или 4 м) точно отмерена стальной рулеткой. Один конец бруска укладывают в предыдущую точку измеряемой линии, а последующая точка находится на пересечении другого конца горизонтально расположенного бруска и вертикально установленной вешки или бруска произвольной длины. Измеряемая горизонтальная линия будет иметь ступенчатый вид. Остаток линии, меньший длины горизонтального бруска, можно измерить стальной рулеткой.

§ 22. Введение поправок за компарирование и разность температур штриховой ленты или рулетки

Поправка за компарирование

Если длина ленты или 20-метровой рулетки отличается от своего номинального значения более чем на 3 мм, то в результаты измере-

ний необходимо вводить поправки за компарирование. При совпадении длины 20-метровой ленты с номинальным значением длина D измеренной линии равна

$$D = 20 \text{ м} \cdot n + r, \qquad \text{(III.8)}$$

где n — число уложенных лент вдоль линии; r — остаток, меньший длины ленты.

Если же действительная длина ленты равна $(20+q)$ м, причем q — величина расхождения с номиналом, которая может быть либо положительной, либо отрицательной, то формула для вычисления длины линии принимает вид

$$D = 20n + q \cdot n + r + \frac{q}{20} r. \qquad \text{(III.9)}$$

Нужно помнить, что если лента больше своего номинала (в данном случае на величину q), то поправки qn и $\frac{q}{20} r$ имеют знак плюс, если же меньше, то знак минус.

Пример. Вычислить длину линии, измеренной стальной лентой длиной 20,007 м. Лента была уложена 8 раз, и измерен еще остаток, равный 14,37 м. Следовательно,

$$D = 20 \cdot 8 + 0{,}007 \cdot 8 + 14{,}37 + \frac{0{,}007}{20} \cdot 14{,}37 = 174{,}429 \text{ м}$$

или, с округлением до сотых долей метра, $D = 174{,}43$ м.

Поправки за разность температур

Если температура ленты при ее компарировании и при измерении расстояний неодинакова, то в результаты непосредственных измерений нужно вводить поправку ΔD, вычисляемую по формуле

$$\Delta D_t = kD\,(t - t_0), \qquad \text{(III.10)}$$

где $k = 0{,}000012$ — коэффициент расширения стали на 1 °С; t — средняя температура ленты в процессе измерения линии; t_0 — температура компарирования ленты.

При больших изменениях температуры ленты в процессе измерения данной линии следует пользоваться формулой

$$\Delta D_t = k\,l \sum_{1}^{n} (t - t_0), \qquad \text{(III.11)}$$

где l — длина ленты; n — число уложенных лент; t — температура ленты при каждом откладывании. При $t - t_0 \leqslant 8°$ поправка ΔD_t не вводится.

Пример. Вычислить поправку ΔD_t за разность температур в длину линии $D = 284{,}35$ м, если температура компарирования $t_0 = +20°$, а средняя температура ленты при измерении $t = -18°$,

$$\Delta D_t = 0{,}000012 \cdot 284{,}35\,(-18 - 20) = -0{,}0034 \cdot (38) =$$

$$= -0{,}129 \text{ м} \approx -0{,}13 \text{ м}.$$

Как видим, поправка, несмотря на весьма большую разность температур, получилась незначительной и составляет всего лишь

около $\frac{1}{2200}$ от длины измеряемой линии. При разности температур 15° поправка будет около $\frac{1}{6000}$ длины линии. При разности температур до 80° не имеет смысла в любом случае учитывать температуру стальной ленты и вводить поправку за разность температур.

Если при измерениях стальной рулеткой относительная ошибка должна быть порядка $\frac{1}{5000}$, то температуру рулетки следует измерять уже при разности температур более 3°.

§ 23. Источник случайных и систематических погрешностей при измерении линии лентой

Так как грубые погрешности в измерениях совершенно недопустимы, то точность результатов измерений оценивают с учетом лишь случайных и неисключенных систематических погрешностей. Ниже приводится перечень возможных источников этих погрешностей при измерении линий лентой и указываются условия, при которых общее совместное влияние всех источников не приведет к погрешности более $\frac{1}{3000}$ от измеряемой длины.

1. Отклонения конца ленты (или рулетки) при измерениях от створа линии допустимы до 15 см. Это позволяет укладывать мерный прибор в створе линии на глаз.

2. Несоответствие силы натяжения ленты при измерениях силе натяжения ее при компарировании допустимо до 1,5 кг.

3. Неточность отсчитывания по ленте при измерении остатков линии допустима до 1 см при длине линии 100 м и более. Остатки более коротких линий следует измерять стальной рулеткой.

4. Неточность определения длины ленты при компарировании допустима до 3 мм.

5. Неточность определения поправки за наклон линии к горизонту зависит от величины угла наклона, который можно измерять с погрешностью до 50′, и величины превышения, определяемого с погрешностью до 1,5 м на 100 м расстояния.

6. Различие в температурах ленты в моменты компарирования и измерения допустимо до 8°.

7. Провес или прогиб ленты в вертикальной плоскости или изгиб ее в сторону допускается до 0,1 м в одной из точек прибора.

8. Качество почвы или вообще поверхности, на которой располагается мерный прибор (измерения по вязкой и липкой почве), может привести к накоплению недопустимых погрешностей.

§ 24. Измерение расстояний нитяным дальномером

Расстояние D от прибора до рейки (рис. 3) вычисляется в зависимости от дальномерного отсчета l по рейке следующим образом:

$$D = Cl + c; \qquad (III.12)$$

здесь C — коэффициент дальномера; c — постоянное слагаемое дальномера.

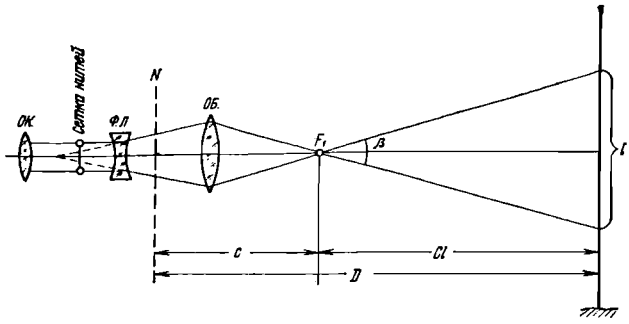


Рис. 3. Схема нитяного дальномера в трубе с внутренней фокусировкой

Произведение Cl соответствует расстоянию от переднего фокуса F_1 объектива до рейки, а c — расстояние от оси вращения трубы до переднего фокуса объектива в трубах с внешней фокусировкой (см. рис. 3). В зрительных трубах теодолитов дальномерные нити устанавливают так, чтобы диастимометрический угол β (угол, измеряющий расстояние) получился равным 34,38′. В этом случае коэффициент дальномера C равен 100. Если на рейке имеются сантиметровые деления, то расстояния в метрах можно вычислять по еще более простой формуле

$$D = n + c, \qquad \text{(III.13)}$$

где n — число сантиметровых делений, прочтенных по рейке между дальномерными нитями, равное числу метров на местности.

Так как на расстояниях, бóльших 10 м, отсчитывать по рейке, имеющей деления 1 см, очень трудно, деления на рейке часто делают равными 2; 5 и 10 см и определяют расстояния согласно формуле (III.12).

У каждого современного теодолита или нивелира имеется паспорт, в котором приводится техническая характеристика прибора и указываются постоянные дальномера C и c.

В трубах с внутренней фокусировкой коэффициенты C и c изменяются с изменением расстояния, поэтому измеренное расстояние вычисляют по формуле

$$D_i = 100 l_i + p_l, \qquad \text{(III.14)}$$

где l_i — отсчет по рейке; p_i — поправка.

Для определения величины поправки p_i на местности по прямой линии длиной 100 м с помощью стальной ленты откладывают отрезки D через каждые 10 м, отмечая их колышками. После этого над крайним колышком центрируют исследуемый прибор, а на остальные колышки последовательно устанавливают дальномерную рейку, по которой берут отсчеты l_i. Для каждого из расстояний вычисляют поправки по формуле

$$p_l = D_l - 100 l_l.$$

Вычисленные поправки целесообразно выписать в метрах в особую таблицу, которой и следует пользоваться при измерении рассто-

Таблица 6

l, см	p, м
1—30	+0,3
31—100	+0,4
101—150	+0,5
151—200	+0,6

яний даным дальномером (табл. 6). Так же поступают и в тех случаях, когда в трубе с внешней фокусировкой коэффициент C не равен 100.

В зрительных трубах с внешней фокусировкой (с выдвигающимся окулярным коленом) постоянное c определяется путем непосредственного измерения расстояний $f_{об}$ от объектива до сетки нитей и расстояния δ от объектива до оси вращения трубы:

$$c = f_{об} + \delta.$$

Труба при этом должна быть отфокусирована на бесконечность. Приближенно можно считать, что c равно полуторной длине трубы.

Коэффициент C вычисляется по формуле

$$C = \frac{(D - c)_м}{l_м}, \qquad \text{(III.15)}$$

в которой D — расстояние от переднего фокуса объектива трубы до точки установки дальномерной рейки, тщательно измеренное лентой. Коэффициент C рекомендуется определять по нескольким измеренным расстояниям D.

Не представляет большой сложности изготовить рейки на самой строительной площадке, при этом так, чтобы коэффициент C дальномера был равен 100, независимо от величины диастимометрического угла β зрительной трубы. Для изготовления дальномерной рейки следует взять сухую и непогнутую (лучше еловую) доску длиной около 4 м, шириной 8—10 см, толщиной 2,5—3 см, тщательно отстрогать ее и покрасить два раза разведенными в масле белилами. После высыхания белил на доску наносят карандашом, начиная с верхнего ее среза, штрихи с интервалами, соответствующими расстоянию на местности, равному 50 м. Для этого на местности очень тщательно отмеряют стальной лентой от колышка, над которым установлен теодолит, длину $50+c$ и забивают в конце линии колышек. Затем рейку устанавливают на этот колышек и наводят зрительную трубу верхней видимой нитью сетки на верхний срез рейки, а место нижней видимой нити, проектирующейся на рейку, помощник наблюдателя по сигналу последнего отмечает карандашом. Для нанесения следующего штриха наводят верхнюю нить на последний отмеченный карандашом штрих, а по нижней нити отмечают новый штрих и так до конца рейки. После этого проверяют с помощью стальной рулетки с миллиметровыми делениями равенство между собой всех образовавшихся по рейке интервалов, разбивают тщательно каждый интервал на круглое число (50, 25 или 10) более мелких делений и раскрашивают их, придавая делениям ту или иную форму (прямоугольника, треугольника).

§ 25. Измерение расстояний дальномерами двойного изображения

На точность нитяного дальномера значительно влияют толщина дальномерных нитей, неточность фокусирования зрительной трубы, вызывающая появление параллакса нитей, и неточность самого отсчитывания по рейке. В дальномерах двойного изображения этих недостатков нет, их действие основано на получении в поле зрения двух изображений одной и той же дальномерной рейки.

В СССР изготовляют дальномеры двойного изображения двух типов: а) дальномеры с постоянным базисом, т. е. с постоянным расстоянием между марками на дальномерной рейке и с переменным дальномерным углом β (рис. 4); б) дальномеры с переменным базисом, т. е. с делениями по всей дальномерной рейке, и с постоянным дальномерным углом. К последнему типу дальномеров относятся и рассмотренный в § 24 нитяной дальномер, и дальномеры ДД-2, ДД-3. К первому же типу дальномеров — конструкции ДНТ, ДНТ-2, Д-54.

Дальномеры ДНТ и ДНТ-2, изготовляемые в виде насадок на объективную часть зрительной трубы теодолитов (рис. 5), позволяют измерять расстояния от 50 до 700 м с относительной средней квадратической погрешностью около 1 : 1500.

Рейка с дальномером ДНТ и ДНТ-2 — горизонтальная, ее длина между осями крайних марок равна 1018 мм, а между осями средних марок — 550 мм. Расстояния от 100 до 180 м измеряют по средним маркам. Изготовляют рейку из дюралюминия.

Насадка ДНТ изготовляется для теодолитов ТТ-50 и других приборов с таким же диаметром оправ объектива, а насадка ДНТ-2 — для теодолитов ТТ-5. В последнем зрительную трубу можно переводить через зенит, не снимая насадки. При работе с насадками ДНТ и ДНТ-2 диафрагма с сеткой нитей заменяется особой бипризмой, на которой тоже имеется сетка нитей, а на окуляр надевается щелевая диафрагма. Насадка дальномера ДНТ, закрепляемая на зрительной трубе винтом (см. рис. 5), состоит из микроскопа и компенсатора. Компенсатор — это оптическая система, позволяющая видеть в зрительной трубе два изображения дальномерной рейки. С помощью маховичков можно смещать изображения одно относительно другого. С помощью микроскопа измеряют величины этих смещений, а затем по ним вычисляют угол β.

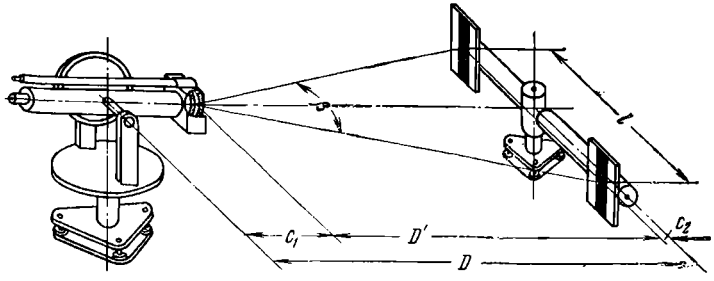


Рис. 4. Схема действия дальномера ДНТ

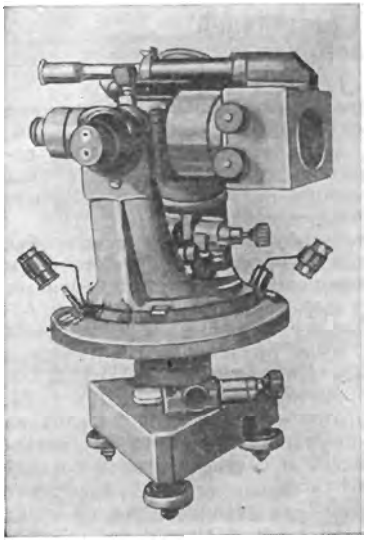


Рис. 5. Дальномерная насадка ДНТ на трубе теодолита

Для измерения угла β (его называют параллактическим углом) наводящим винтом алидады устанавливают трубу так, чтобы середина штанги рейки оказалась на вертикальной нити сетки. После этого наводящим винтом трубы доводят изображение штанги до ребра бипризмы, чтобы получилось двойное изображение марок *а* и *б* рейки (рис. 6), причем маховичком точно доводят до совпадения в вертикальной плоскости осей одноименных марок *а* и *а'*, *б* и *б'*. После этого приступают к измерению угла β, для чего маховичком устанавливают изображения марок так, как показано на рис. 6, *а*, и берут по шкале микроскопа (рис. 7) отсчет n_1. Затем маховичком устанавливают марки согласно рис. 6, *б* и берут второй отсчет n_2. Угол β, выраженный в делениях шкалы, будет равен

$$\beta = n_2 - n_1.$$

Если первый отсчет n_1 взять при положении марок, указанном на рис. 6, *в*, а отсчет n_2 — при положении марок, изображенном на рис. 6, *б*, то будет измерена только половина угла β_1, что следует делать при измерении расстояний, меньших 100 м. В этом случае угол вычисляют по формуле

$$\beta = 2(n_2 - n_1). \qquad \text{(III.16)}$$

Искомое расстояние вычисляют по формуле

$$D = \frac{C}{\beta} + c - \Delta D_\nu + \Delta D_t, \qquad \text{(III.17)}$$

где C — коэффициент дальномера; c — вторая постоянная, состоящая из двух слагаемых (см. рис. 4); c_1 — расстояние от оси вращения прибора до вершины угла β и c_2 — расстояние от оси подставки рейки до плоскости марок рейки (для ДНТ c=0,11 м, а для ДНТ-2 c=0,10 м); ΔD_ν — поправка за наклон; ΔD_t — поправка за температуру.

Коэффициент дальномера C равен

$$C = \frac{l\rho''}{K''},$$

где l — длина рейки между осями марок; ρ=206 265″; K — цена деления шкалы штрихового микроскопа (обычно около 10″).

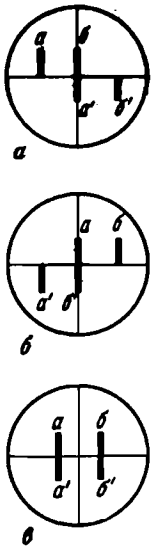
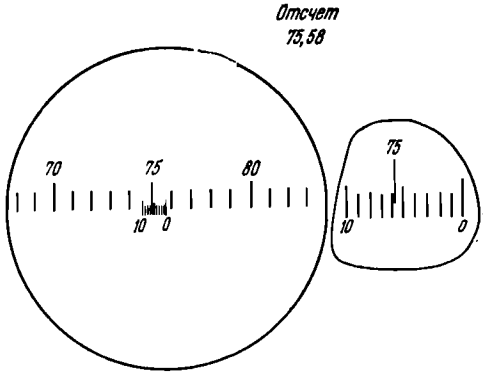


Рис. 6. Взаимное расположение изображений марок при отсчитывании по шкале микроскопа дальномера ДНТ

Рис. 7. Часть отсчетной шкалы микроскопа насадки ДНТ



Коэффициент C выражается пятизначным именованным числом (для крайних марок около 21 000 м, а для средних — около 11 300 м). Коэффициеит C определяют с помощью особого базиса, измеряемого по земле с погрешностью не более 1 : 5000, и вычисляют по формуле

$$C = (D - c + \Delta D_v)\beta.$$

Правила работы с дальномерами ДНТ и ДНТ-2 с необходимой подробностью описываются в паспорте, прилагаемом к каждой насадке.

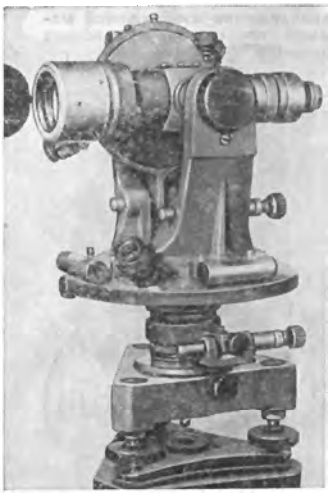
Поправки за наклон к горизонту линий, измеренных дальномером ДНТ-2, вычисляют, как и при измерении линий лентой, по формуле

$$\Delta D_v = 2D \sin^2 \frac{v}{2} \qquad \text{(III.18)}$$

и за изменение длины рейки и шкалы дальномера от температуры по формуле

$$\Delta D_t = \frac{K}{\beta} (\lambda_р - \lambda_{шк})(t - t_0), \qquad \text{(III.19)}$$

где $\lambda_р$ и $\lambda_{шк}$ — коэффициент расширения соответственно рейки и шкалы; t_0 — температура, при которой определялся коэффициент K дальномера; t — температура при измерении расстояния. Если $(t - t_0)$ меньше 10°, то поправку за температуру вследствие ее малости не вводят. Для вычисления расстояний, измеренных дальномерами ДНТ, составлены таблицы.



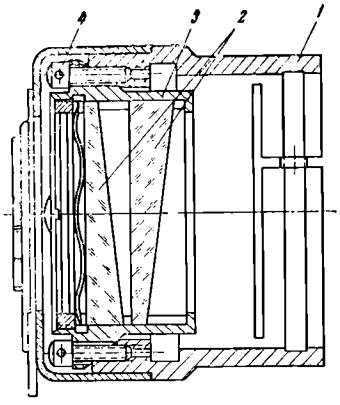


Рис. 9. Разрез насадки ДД-3

Рис. 8. Дальномерная насадка ДД-3 на трубе теодолита

Составленные для дальномеров ДНТ и ДНТ-2 таблицы позволяют вычислять измеряемое расстояние и величину параллактического угла по известному расстоянию и использовать эти данные при выносе дальномерами ДНТ и ДНТ-2 проектных расстояний в натуру с точностью около $^1/_{1500}$.

Дальномер Д-54 повышенной точности и тоже с горизонтальной рейкой Опытный образец этого прибора позволил определить расстояния до 400 м с точностью не ниже 1 : 6000. Дифференциальные дальномеры ДД-2 и ДД-3 конструкции И. А. Грейма и Г. Г. Никифорова — дальномеры с постоянным параллактическим углом (угол β на рис. 10) и переменным базисом (отрезком l на дальномерной рейке). Эти дальномеры изготовляют в виде насадки на объективную часть зрительной трубы (рис. 8).

В корпусе *1* насадки (рис. 9) в оправу *3* помещены два оптических клина *2*, направленные своими основаниями в разные стороны. Одну половину свободного отверстия объектива закрывают клинья, другую — две плоскопараллельные пластинки, благодаря чему в поле зрения трубы видны два изображения рейки под разными увеличениями $\left(\text{линейное увеличение клиньев равно } \frac{90}{89}\right)$.

Рейки к дальномерам ДД (вертикальные или горизонтальные) имеют основную шкалу и верньер, но, используя разность увеличений основной шкалы и верньера, отсчеты производят с точностью до тысячной доли основной шкалы рейки.

Дальномеры ДД-2 и ДД-3 подходят по размерам к наиболее распространенным теодолитам ТТ-50, ТТ-4, ТТ-5, ОТ-10, ОТС и др. и кипрегелям КБ, КБ-1. Исследованиями установлено, что ДД-2 и ДД-3 в преобладающем числе выполненных измерений обеспечили измерение расстояний от 30 до 300 м с точностью, получаемой при измерении стальной штриховой лентой. Таким образом, можно счи-

тать, что дальномеры можно применять вместо штриховой ленты, если измеряемое расстояние не короче 30 м.

Дальномеры ДД-2 и ДД-3 отличаются от других конструкций дальномеров двойного изображения своей компактностью и простотой устройства. Возможность работы с вертикальной рейкой является также положительной их особенностью.

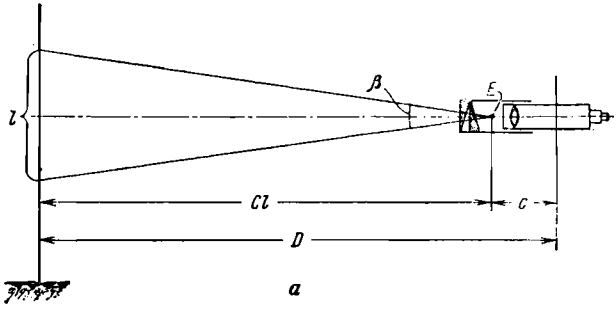
Расстояние, измеренное дальномерами ДД-2 и ДД-3, определяется по той же формуле, что и в нитяном дальномере, т. е.

$$D = Cl + c,$$

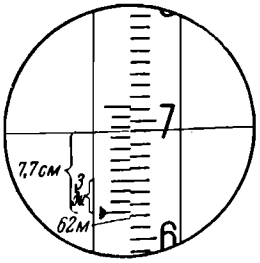
где l — отсчет по рейке, имеющей кроме основной шкалы и верньер (рис. 10, *б*); c — постоянная слагаемая дальномера, представляющая собой расстояние от оси вращения прибора до точки E (вершины диастимометрического угла), располагающейся между объективом и оптическим клином (рис. 10, *а*).

Практически величину c можно определить непосредственно по дальномерной рейке, она равна расстоянию от нулевого штриха основной шкалы рейки до нулевого штриха верньера. Путем смещения верньера рейки на величину $\frac{c}{100}$ делают c равным нулю.

Коэффициент C определяют так же, как и у нитяного дальномера. Перед измерением расстояний путем изменения наклона оправы оптических клиньев при помощи юстировочных винтов *4* (см. рис. 9) оправы *3* устанавливают коэффициент C равным 100.



а



б

Рис. 10. Схема (*а*) дальномера ДД-3 и поле зрения (*б*)

Деления основной шкалы рейки делают равными 1; 2 или 5 см; от этого зависит точность отсчитывания. Независимо от размеров делений рейки, точность отсчитывания по рейке настолько высока, что погрешности отсчитывания мало влияют на точность измерений, чего никак нельзя сказать про погрешности, возникающие при отсчитывании в нитяном дальномере.

Отсчитывать по рейке дальномера ДД-2 весьма просто. Основным индексом, по которому берут отсчет, является нулевой (нижний на рис. 10, *б*) штрих верньера (см. § 29). При отсчете необходимо последовательно определить и записать следующие величины:

1) число подписанных целых делений рейки (младшая цифра из двух подписанных, между которыми расположился нулевой штрих верньера). На рис. 10, *б* это цифра 6. Она определяет число целых десятков метров расстояния;

2) число десятых долей подписанных делений рейки, определяющих число целых метров. На рис. 10, *б* это будет 2 (нулевой штрих верньера стоит между вторым и третьим штрихами верньера);

3) номер штриха верньера, совпадающего со штрихом рейки. На рис. 10, *б* это 3. Эта цифра дает число десятых долей метра расстояния. Таким образом, отсчитанное расстояние равно 62,3 м;

4) число целых и десятых долей верньера от его нулевого штриха до нити сетки, выражающее сотые и тысячные доли метра расстояния. На рис. 10, *б* это будет 77. Окончательный отсчет равен 62,377 м.

Более подробное описание устройства, правил пользования и результатов испытания дальномера ДД-2 можно найти в брошюре, прилагаемой заводом к каждому изготовленному им комплекту дальномера.

Дальномер ДД-3 изготовляют как часть комплекта теодолита ТТ-5, заменившего снятый с производства теодолит ТТ-50.

Применение дифференциальных дальномеров требует частого определения коэффициента дальномера, так как при перевозке и переноске прибора возможно смещение оптических клиньев дальномера и изменение коэффициента дальномера.

Для теодолита ТОМ (см. § 30) заводы выпускают дифференциальный дальномер ДД-5, позволяющий измерять расстояния от 40 до 200 м с относительной средней квадратической погрешностью около $\frac{1}{1000}$. Деления на дальномерной рейке длиной 1,5 м нанесены на инварной ленте. Рейки двусторонние, на одной стороне деления через 2 см, на другой — через 5 см.

Для облегчения вычислений горизонтальных проложений линий, измеренных дальномерами ДД-3 и ДД-5, П. И. Дуриевой составлены таблицы, в которых приводятся также и величины превышений, определяемых при работе с этими дальномерами.

Дальномер ДАР-100 — это одна из конструкций дальномеров двойного изображения с дифференциальным микрометром и вертикальной рейкой, разработанная Г. К. Бесчастным. Этот дальномер отличается от других тем, что в нем имеется особый редукционный оптический клин, с помощью которого непосредственно определяются с точностью около 1 : 2000 горизонтальные проложения линий длиной от 20 до 200 м с углами наклона до $\pm 21^{\circ}$; ДАР-100 устроен подобно дальномеру ДД-3 в виде насадки на объективную часть трубы теодолитов ТТ-5, ТТП, ТН, ОТШ, ТТ-4 и др.

§ 26. Новые оптические дальномеры

1. Дальномер ОТД — прецизионный, с постоянным базисом и переменным параллактическим углом (по типу дальномеров ДНТ) самостоятельный прибор (а не в виде насадки на трубу теодолита), предназначен для измерения расстояний от 35 до 400 м, со средней квадратической погрешностью 1 : 6000. Дальномерная рейка может устанавливаться как в горизонтальном положенни, так и в вертикальном.

Параллактический угол измеряют с помощью оптического компенсатора, а расстояние вычисляют по формуле (III.17). Поправки за наклон при горизонтально расположенной рейке вычисляют по формуле (III.18), а при вертикальном расположении рейки — по формуле

$$\Delta D_v = D' \sin^2(\alpha + 12'). \qquad \text{(III.20)}$$

Поправку ΔD_t за разность температур $t - t_0$ при измерении расстояния и при определении коэффициента дальномера выбирают из специально составленных таблиц.

2. Дальномерная насадка ДН-10 с постоянным параллактическим углом (по типу дальномера ДД) предназначена для измерения расстояний от 20 до 200 м, а с дополнительной рейкой — от 4 до 40 м со средней квадратической погрешностью ±10 см на 100 м расстояния (относительная 1 : 1000).

Масса насадки 90 г, противовеса на окуляре 140 г, масса рейки 2,6 кг. По своим размерам, массе и точности насадка ДН-10 хорошо соответствует малогабаритным оптическим теодолитам Т30 и Т20.

Нониусы дальномерной рейки установлены так, что когда насадка расположена на теодолитах Т30 и Т20, то вторая постоянная C дальномера равна нулю. Превышения и горизонтальные проложения вычисляют по таблицам П. И. Дурневой.

3. Дальномерная насадка ДН-04 отличается от дальномера ДД-3 в основном лишь горизонтально располагающейся дальномерной рейкой, благодаря чему ослабляется отрицательное влияние на точность измерений вертикальной рефракции. ДН-04 позволяет измерять расстояния от 10 до 120 м со средней квадратической погрешностью 3—4 см на 100 м расстояния (относительная средняя квадратическая погрешность не более $^1/_{2500}$).

Насадка имеет массу 150 г, противовес — 200 г, рейка — 3,8 кг; насадка предназначена для теодолитов Т2, Т5, Т10, ОТШ, ТТ-4, ТТ-5, ТН, ТТП.

4. Дальномерная авторедукционная насадка ДНР-06 отличается от предыдущих наличием в ней компенсатора, с помощью которого автоматически получается горизонтальное проложение измеряемых расстояний

Дальномер ДНР-06 действует в пределах от 20 до 200 м, а с дополнительной рейкой — от 2 до 20 м в диапазоне углов наклона ±20°; горизонтальное проложение определяется со средней квадратической погрешностью ±6 см на 100 м длины (около $^1/_{1700}$).

Масса насадки ДНР-06 170 г, противовеса для теодолитов Т5—200 г и для теодолитов Т2, Т10—240 г; рейка с подставками и приставками имеет массу около 5 кг. Насадка предназначена для теодолитов Т2, Т5, Т10, ТТ-5, ТТП, ТН, ТТ-4 и др.

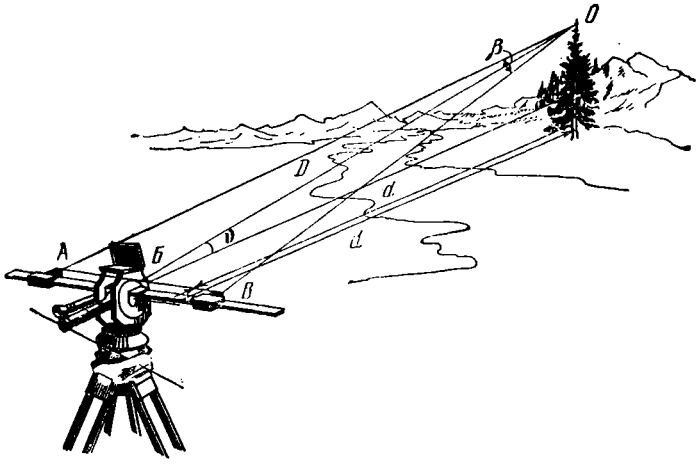


Рис. 11. Схема измерения расстояний дальномером ДВГ

5 Дальномер внутрибазовый ДВГ (по ГОСТ—ДВ-20), двойного изображения, с постоянным параллактическим углом и переменной базой на приборе. Это самостоятельный прибор, предназначен для измерения труднодоступных и недоступных расстояний, для измерения горизонтальных и вертикальных углов и для определения магнитного азимута.

Дальномер ДВГ имеет три коэффициента дальномера: $K=100$, $K=200$, $K=500$ и соответственно позволяет измерять расстояния от 17,5 до 60 м с относительной средней квадратической погрешностью $^1/_{1500}$, от 60 до 120 м с погрешностью $^1/_{1200}$, от 120 до 300 м с погрешностью $^1/_{600}$. С применением дополнительной базовой марки можно измерять расстояния соответственно коэффициентам дальномера от 2 до 75 м, от 75 до 150 м и от 150 до 375 м.

Дальномер ДВГ состоит из следующих основных частей:

1) зрительной трубы с увеличением $14{,}5^{\times}$;
2) горизонтального круга;
3) вертикального круга;
4) базовых линеек.

Дальномер имеет массу 4,2 кг; в комплект дальномера входят веха, марка, штатив. Общая масса дальномера в футляре 9 кг.

Схема действия дальномера ДВГ приведена на рис. 11, где AB— база дальномера, определяемая по шкале, нанесенной на базовых линейках, O — вершина параллактического угла; $Б$ — точка на оси вращения прибора; β — параллактический угол; ν — угол наклона; $D=OБ$—наклонное расстояние от точки O до линии AB; $d_1=D\cos\nu$— горизонтальное расстояние от точки O до линии AB; d — полное горизонтальное расстояние от точки стояния прибора до предмета, равное

$$d=d_1+C-\Delta D_\nu=bK+C-\Delta D_\nu, \qquad (III.21)$$

где C — постоянная дальномера (горизонтальное расстояние от линии AB до точки на оси вращения прибора); ΔD_v — поправка за наклон линии к горизонту; b — база дальномера; K — коэффициент дальномера.

Дальномеры ДН-04, ДНР-06, ДН-08, ДН-10 и ДВ-20 изготовлялись по ГОСТ 11356—65.

По ГОСТ 22549—77 изготовляются дальномеры двойного изображения Д-2, ДНР-5, ДН-8.

Устройство, поверки, правила пользования, результаты исследования дальномеров ОТД, ДН-10, ДН-4, ДНР-6, ДВГ подробно изложены в [40]. Результаты исследований дальномеров ДН-4 и ДНР-6 приводятся в [99] и [126].

§ 27. Типы и точность электронных дальномеров

Создано достаточно большое число конструкций электронных дальномеров различных точности и диапазона действий, в соответствии с чем дальномеры и находят свое применение при создании геодезической опорной сети всех классов точности, на изыскательских работах и в строительстве.

В комплект электронного дальномера в общем случае входят передатчик-приемник сигналов, блок питания, волномер, источник энергии (передвижная электростанция, аккумулятор, сухие батареи), анероид, термометр, психрометр Ассмана (для измерения влажности воздуха).

Источниками излучения в светодальномерах могут быть лампы накаливания, ртутные лампы, газовые лазеры, полупроводниковые лазеры, светодиоды (полупроводники — арсенидо-галлиевые люминесцентные диоды).

Характеристика некоторых типов светодальномеров, изготовляемых в СССР и за рубежом, приведена в табл. 7.

Дальномеры КДГ-3 и ДНК-02, предназначенные для коротких расстояний, при проверке их достоинств на практике показали [51], что эти приборы просты в обращении и высокопроизводительны (на измерение одной стороны полигонометрии затрачивалось 15—30 мин), кроме того, по массе комплекта, потребляемой мощности и производительности они превосходят многие приборы аналогичного типа.

В светодальномере DI 10 измеренное расстояние передается автоматически на световое табло. Этим дальномером можно также откладывать заданное расстояние, что очень важно для строительных разбивочных работ. Имеется опыт применения малогабаритных светодальномеров для разбивки строительной сетки. Ряд конструкций светодальномеров не уступает в точности измерений инварным проволокам, требуя при этом значительно меньше времени на измерения, которые к тому же не ограничиваются так условиями местности, как при измерении проволоками.

Новейшие исследования и разработки конструкций светодальномеров направлены к уменьшению их массы и габаритов, к повышению точности измерений, к автоматизации измерений, к стремлению совместить в одной конструкции линейные и угловые измерения. Ряд светодальномерно-угломерных конструкций уже создан, например:

1) теодолит (США) с газовым лазером, работающим на дистанциях до 30 км днем и до 70 км ночью;

Таблица 7

Наименование дальномера, страна	Источник света	Дальность действия	Точность
ЭОД-1, СССР	Лампа накаливания	Ночью до 30 км	$\pm(10+2\cdot10^{-6}\cdot D)$ мм
«Кварц», СССР	Газовый лазер	0,001—30 км днем и 0,001—50 км ночью	$\pm(10+2\cdot10^{-6}\cdot D)$ мм
КДГ-3, СССР	Полупроводниковый лазер	0,001—2 км	Не более 20 мм
ДНК-02 (насадка к теодолиту), СССР	Светодиод (полупроводник)	0,004—2 км	$\pm(20+2\cdot10^{-5}\cdot D)$ мм
ТД-2 (маркшейдерский), СССР	Лампа накаливания	0,14—4 км днем и до 10 км ночью	$\pm(10+2\cdot10^{-6}\cdot D)$ мм
МСД-1 (маркшейдерский), СССР	Светодиод	0,001—0,3 км	$\pm(1+1\cdot10^{-6}\cdot D)$ мм
Геодиметр модель 8, Швеция	Газовый лазер	0,015—40 км днем и до 60 км ночью	$\pm(10+1\cdot10^{-6}\cdot D)$ мм
ЕОК-2000, ГДР	Светодиод	До 2 км	$\pm(10+1,5\cdot10^{-5}\cdot D)$ мм
Дистомат D1 10 (насадка к теодолиту), Франция — Швейцария	Светодиод	0,002—0,4 км днем и до 1 км ночью	±10—20 мм

2) геодиметр модель 7Т (Швеция), работающий в диапазоне 0,015—0,5 км с точностью измерения расстояний ±10 мм и углов ±6,4″;

3) тахеометр SM-11 (ФРГ), дистанция до 2 км, точность измерения расстояний ±10 мм и углов ±3,2″;

4) тахеометр Reg Elta 14 (ФРГ), созданный на базе того же светодальномера (источник излучения — светодиод), что и SM-11, но угломерная часть — кодовый теодолит Reg Elta с автоматической регистрацией измерений; этот универсальный прибор-автомат «... позволяет за полминуты измерить углы и расстояния с выдачей их на световом табло и регистрацией их на перфоленте без промежуточных считывающих приборов. Перфолента может обрабатываться непосредственно на электронно-вычислительной машине» [12].

Радиодальномеры получили в геодезической практике широкое распространение после того, как в 1957 г. в Южно-Африканском Союзе (ныне ЮАР) была создана английскими специалистами конструкция геодезического радиодальномера, названного теллурометром, позволяющим измерять расстояния от 150 м до 50 км с высокой точностью. Проведенные в СССР измерения теллурометром сторон триангуляции дали такую же точность, какая обеспечивается инварными проволоками.

Разработанные в СССР конструкции радиодальномеров РДГ, ВРД, РДГВ, «Луч» также обеспечивают высокую точность измерений. Исследования радиодальномера ВРД показали, что расстояния до 20 км могут быть измерены с погрешностью не более 1 : 280 000. Радиодальномер «Луч» позволяет измерять расстояния от 200 м до 40 км со средними квадратическими погрешностями $\pm (3+3\cdot 10^{-6}D)$ см. Особенно ценным качеством радиодальномеров является возможность применения их при отсутствии видимости в атмосфере — ночью, в туман, при наличии небольших препятствий.

Дальнейшее повышение точности измерений электронными дальномерами требует, в частности, более точного учета влияния метеорологических условий — температуры, давления, влажности и др. В этой области еще предстоят обстоятельные научные исследования.

ГЛАВА IV

ИЗМЕРЕНИЕ ГОРИЗОНТАЛЬНЫХ И ВЕРТИКАЛЬНЫХ УГЛОВ

§ 28. Типы теодолитов с металлическими кругами

Теодолиты предназначаются для измерения и построения на местности горизонтальных и вертикальных углов. В настоящее время теодолиты изготовляют с металлическими и со стеклянными кругами (оптические теодолиты). Современные теодолиты различаются также по отсчетным устройствам; есть теодолиты с верньерами, с отсчетными микроскопами (штриховыми и шкаловыми), с оптическими микрометрами. В зависимости от точности отсчитывания по кругам теодолиты делятся на высокоточные, средней точности и технические (малой точности).

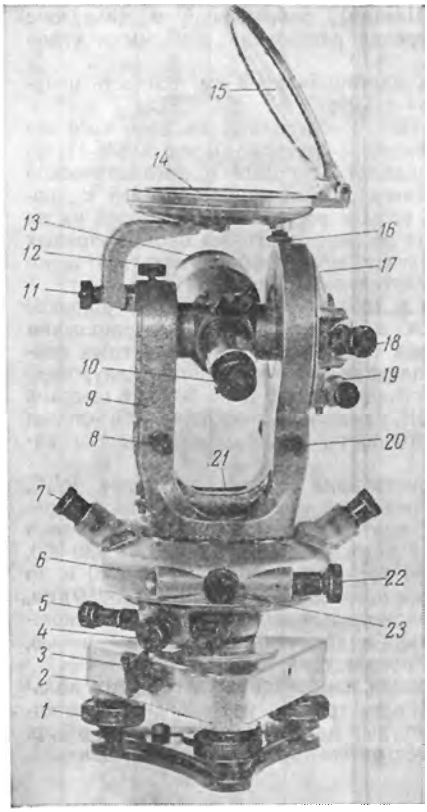


Рис. 12. Теодолит-тахеометр ТТ-5

1 — подъемный винт; *2*—подставка-треножник; *3* — стопорный винт; *4* — закрепительный винт лимба горизонтального круга; *5* — наводящий винт лимба; *6* — горизонтальный круг; *7* — лупа горизонтального круга; *8* — наводящий винт трубы; *9*—подставка трубы; *10* — окуляр трубы; *11* — закрепительный винт буссоли; *12* — закрепительный винт трубы; *13* — объектив трубы; *14* — круглая буссоль; *15* — зеркало буссоли; *16* — арретирный винт буссоли; *17* — вертикальный круг; *18* — лупа вертикального круга; *19* — цилиндрический уровень при вертикальном круге; *20* — наводящее устройство алидады и уровня вертикального круга; *21* — цилиндрический уровень на горизонтальном круге; *22* — наводящий винт алидады горизонтального круга; *23* — закрепительный винт алидады горизонтального круга

С металлическими кругами в последнее время выпускался 30-секундный повторительный* теодолит ТТ-5 (рис. 12), заменивший 30-секундный теодолит ТТ-50. Он имеет съемочный цилиндрический уровень с ценой деления 20″, позволяющий использовать прибор как нивелир.

Специально для строительной практики изготовляется 30-секундный повторительный теодолит ТТП (теодолит-тахеометр проектировочный), изображенный на рис. 13. Это видоизменение конструкции теодолита ТТ-5 и имеет в своем комплекте следующие ценные для строительных разбивок дополнительные части: 1) окулярную насадку, позволяющую проектировать точки вверх и вниз под углом наклона до 75°; 2) накладной уровень с ценой деления 12—17″, служащий для приведения оси вращения трубы в горизонтальное положение, что весьма важно для точности проектирований точек вверх и вниз в процессе строительства; 3) съемный уровень на трубе (цена деления 17—25″), дающий возможность работать теодолитом как глухим нивелиром.

Кроме того, для теодолита ТТП выпускают следующие дополнительные приспособления: 1) дальномерный комплект ДНТ-2 с горизонтальной рейкой; 2) диф-

* Повторительными называются теодолиты, у которых лимб горизонтального круга имеет зажимной и наводящий винты и, следовательно, позволяет измерять углы по способу повторений (см. § 27).

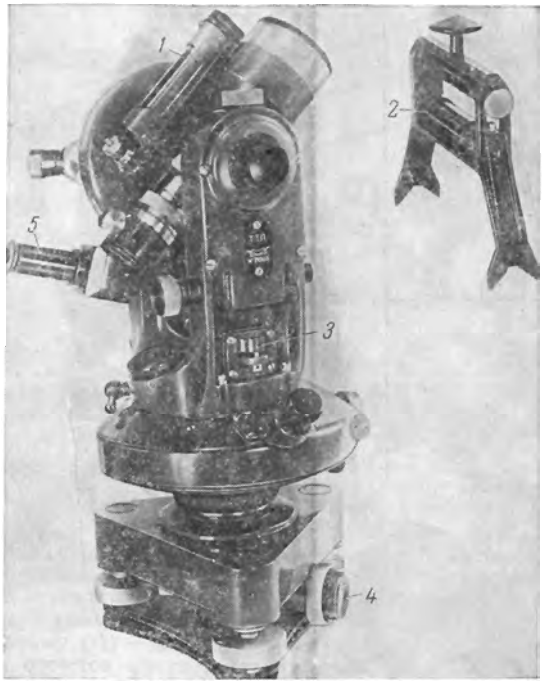


Рис. 13. Теодолит ТТП

1 — цилиндрический уровень на трубе; *2* — накладной (на ось вращения трубы) цилиндрический уровень; *3* — круглый уровень; *4* — оптический центрир; *5* — окулярная насадка

ференциальный дальномер ДД-3 (см. рис. 9) с вертикальной рейкой; 3) круглую буссоль с азимутальным кольцом (в ящике теодолита имеется только ориентир-буссоль); 4) оптический центрир, который может быть установлен вместо нитяного отвеса.

Теодолиты ТТ-50, ТТ-5 и ТТП имеют зрительные трубы с внутренней фокусировкой и увеличением 25*.

По инициативе Московского городского геодезического треста сконструирован теодолит-нивелир ТН (рис. 14), предназначенный для городских съемок и изысканий при строительстве. Уровень на трубе, дающий возможность выполнять геометрическое нивелирование, прикреплен к ней наглухо. Ось вращения трубы скреплена с подставкой более плотно и надежно, чем в теодолите ТТ-5. Здесь кроме хомутика особой конструкции, скрепляющего трубу с подставкой, наводящий винт имеет контрвинт, позволяющий сжимать или совсем отключать пружину наводящего винта. Поверять ТН для целей геометрического нивелирования следует так же, как и глухой нивелир (см. § 69).

Заслуживает внимания в строительной практике малогабаритный 1-минутный теодолит ТМ-1 (рис. 15) со съемной буссолью.

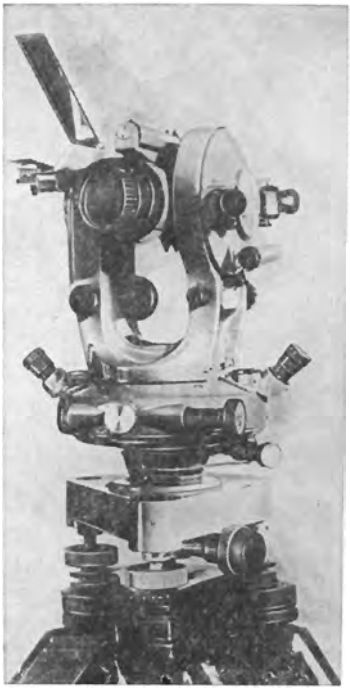


Рис. 14 Теодолит ТН

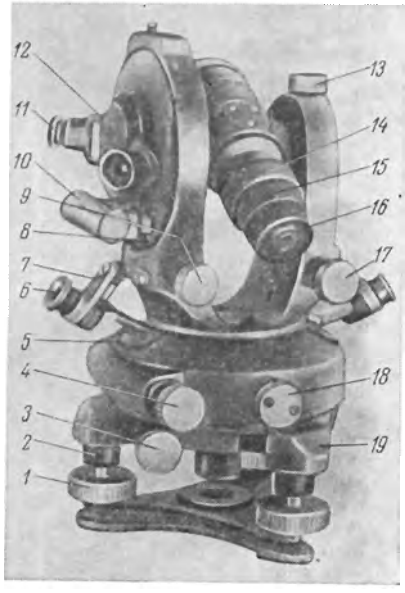


Рис. 15. Теодолит ТМ-1

1 — подъемный винт; *2* — гайка для регулирования хода подъемного винта; *3* — наводящий винт лимба; *4* — наводящий винт алидады; *5*—окно над верньером; *6*—лупа; *7* — луподержатель; *8*— исправительный винт уровня при вертикальном круге; *9* — наводящее устройство уровня; *10* — уровень при вертикальном круге; *11* — лупа; *12* — окно над верньером; *13* — закрепительный винт трубы; *14* — фокусирующее кольцо; *15* — предохранительный колпачок над исправительными винтами сетки нитей; *16* — окулярная трубочка; *17* — наводящий винт трубы; *18* — закрепительный винт алидады; *19* — подставка-треножник

Для измерения больших (до 60°) углов наклона на окулярный конец зрительной трубы навинчивается специальная насадка с темным светофильтром в откидывающейся оправе.

§ 29. Основные части теодолита

Как горизонтальный, так и вертикальный круги теодолитов состоят из лимба и алидады, оси которых должны совпадать. Деления на лимбе нанесены по всей окружности. Подписи штрихов, кратные 5 или 10°, возрастают в направлении движения часовой стрелки. На противоположных частях алидады расположены два верньера, служащие для исключения влияния эксцентриситета али-

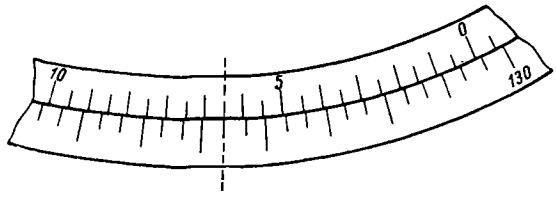


Рис. 16. Верньер 30-секундного теодолита

дады на отсчеты по лимбу (рис. 16). Точность верньера определяется по формуле

$$t = \frac{\lambda}{n}, \qquad (IV.1)$$

где λ — цена одного деления лимба; n — число делений на верньере между крайними подписанными штрихами.

Отсчет, полученный по кругу, является суммой двух слагаемых: 1) отсчета по лимбу и 2) отсчета по верньеру. Отсчет по лимбу берут по ближайшему к нулевому штриху верньера младшему штриху лимба. Этот отсчет на рис. 16 равен 130°20′. Отсчет по верньеру равен произведению его точности на номер его штриха, совпадающего с каким-либо штрихом лимба. На том же рисунке этот отсчет равен 6′30″, а полный отсчет по горизонтальному кругу 130°26′30″.

Обычно по первому (I) верньеру отсчитывают градусы и минуты, а по второму (II) — только минуты и секунды. Среднее арифметическое из отсчетов минут и секунд свободно от влияния эксцентриситета алидады.

Зрительная труба с внутренней фокусировкой имеет следующие основные части: объектив, окуляр, фокусирующую линзу, фокусирующее кольцо (кремальеру) и диафрагму с сеткой нитей.

При измерении углов на наблюдаемый объект направляют визирную ось трубы — прямую, соединяющую точку пересечения средней горизонтальной и вертикальной нитей сетки (крест нитей) и оптический центр объектива. Поэтому наведение трубы на точку практически означает совмещение изображения последней с крестом нитей сетки.

При наведении зрительной трубы на предмет необходимо сначала установить трубу «по глазу», а затем «по предмету». При установке трубы «по глазу» вращением окулярной трубочки добиваются отчетливого изображения нитей сетки. Установка трубы «по предмету» заключается в получении отчетливого изображения наблюдаемого объекта путем вращения кремальеры.

Цилиндрические уровни на горизонтальном круге служат для приведения плоскости внутренних краев делений лимба в горизонтальное положение. Характеристикой уровня является цена его деления, т. е. центральный угол τ (рис. 17), соответствующий одному делению шкалы уровня. Цена деления цилиндрического уровня 30-секундных и 1-минутных теодолитов находится в пределах от 35 до 70″ на 2 мм шкалы. Уровень при алидаде вертикального круга обычно более чувствителен: так, у теодолита ТТ-5 цена де-

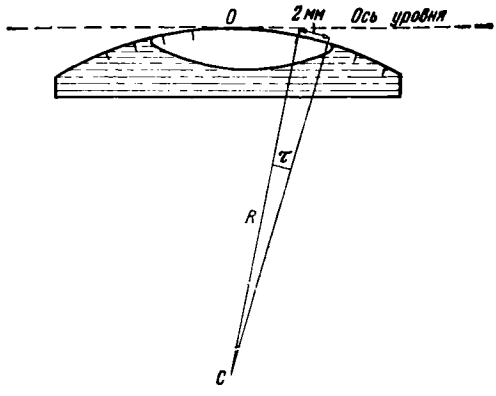


Рис. 17. Цилиндрический уровень

ления бывает порядка 25—35″, а у теодолита ТМ-1 — порядка 50—70″.

Осью цилиндрического уровня (см. рис. 17) называется касательная к кривой продольного сечения уровня в его нуль-пункте. Нуль-пунктом уровня называется точка, расположенная в средней части поверхности ампулы на одинаковых расстояниях от ближайших штрихов шкалы.

§ 30. Оптические теодолиты

Оптическими называют теодолиты со стеклянными кругами и особыми устройствами для отсчитывания — штриховыми или шкаловыми микроскопами либо оптическими микрометрами. Оптические теодолиты представляют собой весьма совершенные конструкции теодолитов высокой, средней и технической точности.

К числу оптических теодолитов технической точности относится теодолит ТОМ — теодолит оптический малый (рис. 18, *а*). Зрительная труба его имеет увеличение 18$^{\times}$. Цена деления лимбов горизонтального и вертикального кругов равна 10′, а отсчеты берутся с точностью до 1′ при помощи штрихов микроскопа, в поле зрения которого одновременно видны деления обоих кругов. На рис. 18, *б* отсчет по лимбу горизонтального круга равен 226°32′, а по лимбу вертикального круга — 359°34′. Влияние эксцентриситета во всех оптических теодолитах исключается измерением угла при КП и КЛ.

Несколько более точен оптический шкаловой теодолит ОТШ (рис. 19), точность отсчитывания по его кругам (с оценкой на глаз доли деления шкалы отсчетного микроскопа) равна 0,1′. Теодолитом ОТШ можно работать и как нивелиром, пользуясь прикрепленным к трубе цилиндрическим уровнем. Теодолит ОТШ имеет устройство (компенсатор), автоматически устанавливающее место нуля вне зависимости от наклона основной оси теодолита. Компенсатор заменяет уровень на алидаде вертикального круга. Увеличение трубы теодолита ОТШ равно 27*. Средняя квадратическая погрешность измерения горизонтального угла одним приемом равна ±7″, а измерения вертикального угла ±10″. К теодолитам средней точности

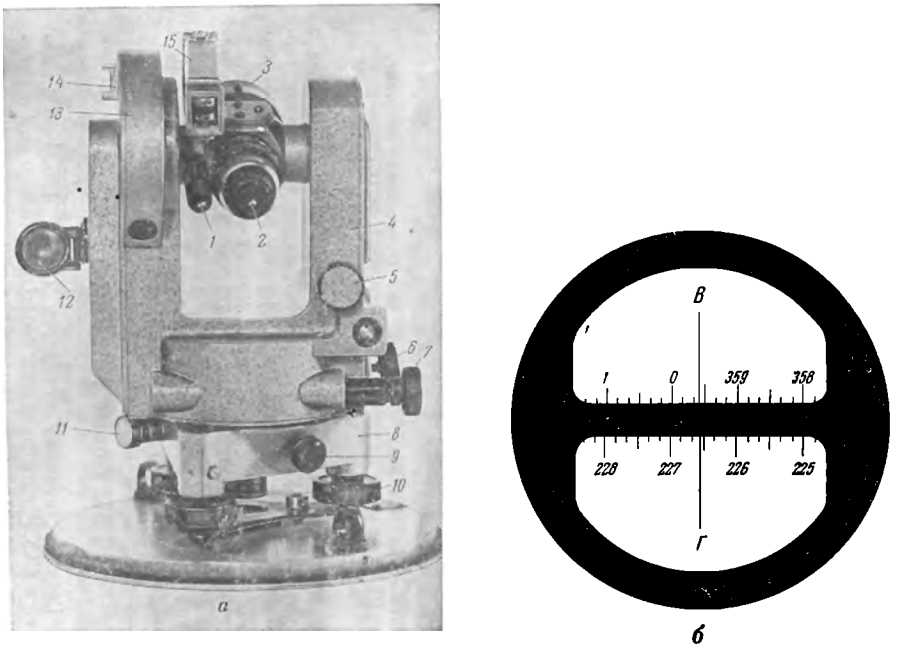


Рис. 18. Теодолит (*а*) оптический малый ТОМ и поле зрения (*б*)

1 — трубка отсчетного микроскопа; *2* — окуляр зрительной трубы; *3* — объектив; *4* — подставка трубы; *5* — наводящий винт трубы; *6* — закрепительный винт алидады горизонтального круга; *7* — наводящий винт алидады; *8* — подставка-треножник; *9* — закрепительный винт лимба; *10* — подъемный винт; *11* — наводящий винт лимба; *12* — зеркало; *13* — вертикальный круг; *14* — пазы для установки буссоли; *15* — цилиндрический уровень на трубе

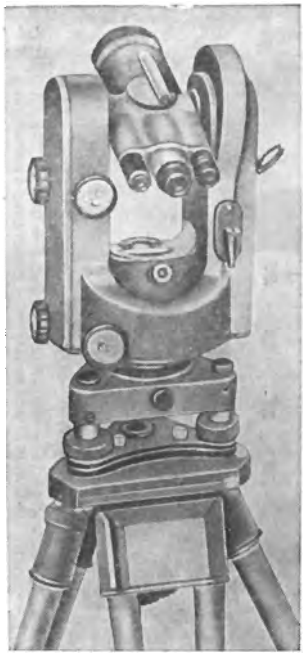


Рис. 19. Оптический теодолит ОТШ

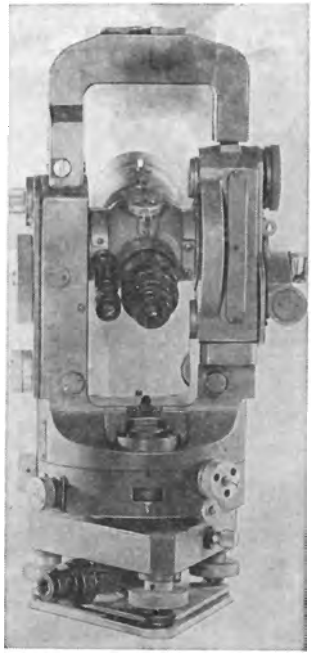


Рис. 20. Оптический теодолит ТБ-1 (ОТС)

относится теодолит ТБ-1 (рис. 20), позволяющий брать отсчеты с помощью оптического микрометра с точностью до 0,5″. Этот теодолит имеет осветительное устройство и поэтому пригоден для ночных работ.

Наиболее точным и совершенным по устройству является в настоящее время оптический теодолит Т-05, предназначенный для измерения горизонтальных углов в триангуляции I класса, со средней квадратической погрешностью ±0,5″.

§ 31. Новые теодолиты

Согласно Государственному стандарту (ГОСТ 10529—63), начиная с 1965 г., в СССР изготовлялись теодолиты только со стеклянными кругами, т. е. «оптические теодолиты» — высокоточные Т05 и Т1; точные Т2, Т5, Т10; технической точности Т15, Т20, Т30. Согласно Государственному стандарту, принятому в 1970 г. (ГОСТ 10529—70), отечественная промышленность, начиная с 1 января 1972 г., изготовляла оптические теодолиты Т05, Т1, Т2, Т5, Т15, Т30. После буквы Т во всех случаях цифра означает величину средней квадратической ошибки, с которой прибор позволяет измерять углы.

Теодолиты Т5, Т15, Т30, вошедшие в стандарт от 1970 г., изготовляются каждый в двух вариантах. Основной вариант теодолита Т5 заменяет изготовляемый до этого теодолит Т10 и имеет уровень при вертикальном круге (ранее Т5 изготовлялся с компенсатором при вертикальном круге, позволяющим устанавливать автоматически МО вертикального круга на нуль в пределах наклона подставки теодолита до 2′). Такой компенсатор будет у дополнительного варианта теодолита с шифром 5К. Основные варианты теодолитов Т15 и Т30 предназначаются для геодезических работ, а Т15М и Т30М — для маркшейдерских. Конструкция вертикальной оси теодолитов Т15М и Т30М позволяет вести работу приборами, подвешенными на консоли. Эти теодолиты имеют поэтому реверсионный уровень (с двусторонней шкалой, сверху и снизу) и электроосвещение во взрывобезопасном исполнении.

Развитие электроники позволило автоматизировать многие процессы в технике, в том числе и технике измерений. Кроме электронных дальномеров в настоящее время создаются в СССР и за рубежом конструкции кодовых теодолитов, автоматизирующих процесс измерения углов. В кодовом теодолите результаты измерений изображаются или в виде цифр на особом табло, или в виде кода на фотопленке. В последнем случае для обработки результатов измерений и расшифровки кода используемая ЭВМ (электронно-вычислительная машина) существенно освобождает от ручного труда. В СССР созданы, например, следующие конструкции кодовых теодолитов:

1) кодовый теодолит, созданный на базе теодолита Т2. На заводских испытаниях в 1969 г. углы этим теодолитом измерялись с точностью 2—3″. Был разработан и действующий макет считывателя фильмов для автоматического декодирования фотопленки и выдачи результатов измерения на перфоленту в международном коде М-2;

2) безлимбовый кодовый теодолит БКТ, в процесс измерений которым входят «автоматическое считывание и регистрация данных»;

3) кодовый теодолит, позволяющий непосредственно получать величины измеренных углов.

Конструкции кодовых теодолитов созданы в Венгрии (секундный кодовый теодолит Ко-В1), в ФРГ (теодолит FLT-3) (результаты обрабатываются на автоматическом приборе — считывателе) и в других странах.

По сравнению с кодовыми цифровыми теодолитами кодовые теодолиты с фоторегистрацией отсчетов имеют ряд преимуществ — они имеют меньшую массу, меньшую стоимость, меньше потребляют электроэнергии. Однако любые кодовые теодолиты пока все же тяжелее и дороже обычных теодолитов.

Созданы конструкции лазерных теодолитов. В конструкции, созданной в ФРГ, лазер скреплен со штативом, лазерный луч проходит через оптическую камеру в зрительную трубу, где специальной призмой отклоняется в направлении визирной оси. Диаметр светового пучка 1 см, а при любом нарушении направления издается предупреждающий гудящий звук. На Ганноверской ярмарке в 1970 г. демонстрировалась лазерная приставка к теодолиту. Луч лазера диаметром 1,4 мм проходит параллельно визирной оси трубы и на 10 см выше. Лазерная приставка может применяться в дорожном строительстве, в мелиоративных, кессонных, свайных, туннельных, канализационных и других работах.

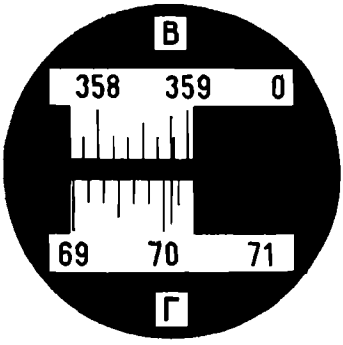


Рис. 21. Поле зрения отсчетного микроскопа теодолита Т30

§ 32. Оптический теодолит Т30

Теодолит Т30 — малогабаритный, повторительный, выпускается промышленностью взамен теодолитов ТМ-1 и ТОМ и предназначается для измерения углов в теодолитных и тахеометрических ходах и для разбивочных работ обычной и технической точности. Зрительная труба с увеличением 20* лучшего качества, чем у теодолита ТОМ, на базе которого он сконструирован. Цена деления горизонтального и вертикального кругов 10′, точность отсчета по кругам 1′.

Втулка вертикальной оси теодолита полая, позволяющая использовать зрительную трубу для центрирования; последнюю при этом располагают вертикально, вниз объективом, и визируют через отверстие во втулке вертикальной оси. Но во втулке имеется и крючок для нитяного отвеса. Закрепительные и наводящие винты лимба расположены в подставке.

Цена деления уровня при алидаде горизонтального круга 46″ на 2 мм шкалы. У вертикального круга уровня нет, взамен его используется уровень при горизонтальном круге. Горизонтальные углы измеряются обычным способом со средней квадратической погрешностью в одном приеме ±30″. Для уменьшения погрешности отсчета и, следовательно, повышения точности измерений следует применять способ повторений. По проведенным полевым исследованиям теодолита Т30 сделано заключение, что, несмотря на отсчитывание минут на глаз, по точности измерения углов он не уступает теодолиту ТТ-50.

Отсчетное приспособление теодолита Т30 показано на рис. 21. Масса теодолита Т30 2,3 кг, металлического футляра — 1,1 кг. Подставка теодолита жестко скреплена с дном футляра, что создает удобства при перенесении теодолита с точки на точку закрепленным на штативе и закрытым футляром. По желанию покупателя в комплект теодолита могут быть включены ориентр-буссоль, уровень на зрительную трубу для использования прибора как нивелира (один из визиров при этом снимается с трубы) и дальномерная насадка ДН-10. Коэффициент дальномера равен 100, вторая постоянная дальномера равна нулю.

§ 33. Оптический теодолит Т20

Теодолит Т20 — малогабаритный повторительный, предназначен для измерения углов в теодолитных и тахеометрических ходах, прокладываемых как на дневной поверхности, так и в горных выработках, под землей (теодолит может быть установлен не только на штативе, но и на консоли).

Отсчет по кругам берется с точностью до 0.2′. Отсчетное приспособление показано на рис. 22. Средняя квадратическая погрешность измерения угла в одном приеме ±20″.

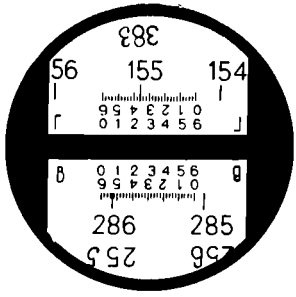


Рис. 22. Поле зрения отсчетного микроскопа теодолита Т20

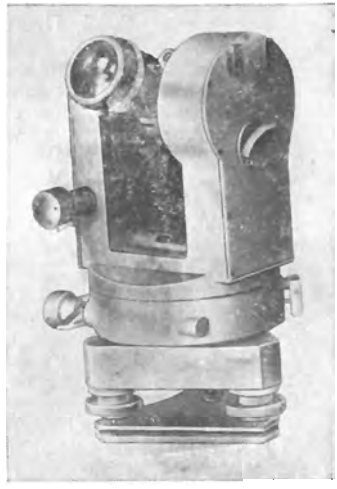


Рис. 23. Теодолит Т15

На зрительной трубе имеется цилиндрический уровень с ценой деления 30″, что позволяет выполнять геометрическое нивелирование.

Увеличение зрительной трубы 20*, коэффициент дальномера равен 100, вторая постоянная *C* дальномера равна нулю.

К теодолиту придается «нивелирующая головка» (облегчающая приведение прибора в горизонтальное положение) и комплект консолей и приспособлений для центрирования теодолита при установке его на консоли.

Масса теодолита 2,2 кг, а вместе с «нивелирующей головкой» 3,5 кг.

Комплект консолей, «нивелирующая головка» и дальномерный комплект ДН-10 включаются в комплект теодолита Т20 только по желанию покупателя.

§ 34. Оптический теодолит Т15

Теодолит Т15 (рис. 23) — повторительный, шкаловый, предназначен для прокладки теодолитных и тахеометрических ходов на поверхности земли и при подземных работах. Специально для последних теодолит будет иметь шифр Т15М, у него будет реверсионный цилиндрический уровень, а также электрическое освещение во взрывобезопасном исполнении.

У теодолита Т15 при вертикальном круге имеется оптический компенсатор, устанавливающий автоматически место нуля вертикального круга на нуль (в пределах наклона подставки теодолита на ±2′).

§ 35. Поверки теодолита

Чтобы обеспечить ожидаемую точность измерения углов, теодолит должен удовлетворять ряду физических, механических и геометрических условий. Наибольшее значение при измерении углов имеет соблюдение геометрических условий, потому что они больше и быстрее всего подвержены изменениям в процессе работы и транспортировки инструмента. В связи с этим требуется систематически выполнять поверки теодолита.

Каждая поверка состоит из двух частей: 1) выявления нарушения или соблюдения данного геометрического условия; 2) исправления положения соответствующей частн инструмента для устранения нарушения поверяемого условия. Разработаны следующне правила и приемы поверок теодолнта:

1. Ось уровня при горизонтальном круге должиа быть перпендикулярна к основной оси прибора (основной осью прибора называется ось вращения алидады)*.

Вращая алидаду при закрепленном лимбе, устанавливают уровень (на глаз) параллельно линии, проходящей через любые два подъемных винта, и замечают отсчет по лнмбу. Вращением этих подъемных винтов в разные стороны (навстречу один другому) пузырек уровня приводят в нуль-пункт. Затем поворачивают алидаду на 180°. Если пузырек уровня после такого поворота остается в нуль-пункте или отклоняется от него не более чем на половину одного деления, то поверяемое геометрическое условие считается выполненным, и на этом поверка заканчивается.

Если же пузырек уровня отклоннтся от нуль-пункта больше, чем на половину деления, то исправительным винтом уровня перемещают пузырек в сторону нуль-пуикта на половину отклонения. Этим будет достигнуто соблюдение поверяемого условия.

Пользуясь исправленным уровнем, прибор нивелируют, т. е. приводят основную ось его в вертнкальное положение. Для этого вращением подъемных винтов, по направлению которых установлен уровень, приводят пузырек его в нуль-пункт. Затем, повернув уровень вращением алидады на 90°, третьим подъемным винтом приводят пузырек в нуль-пункт. После этого следует плавно поворачивать алидаду, наблюдая за тем, чтобы пузырек уровня не отклонялся от нуль-пункта более чем на одно деление. Если отклонение окажется большим, то надо «подтянуть» внит, находящийся в нижней части втулки лимба. Если же н после этого при вращении алидады будет наблюдаться смещение пузырька уровня больше чем на одно деление, то прибор следует забраковать, так как в нем произошло неравномерное стирание поверхностей механических осей лимба и алндады.

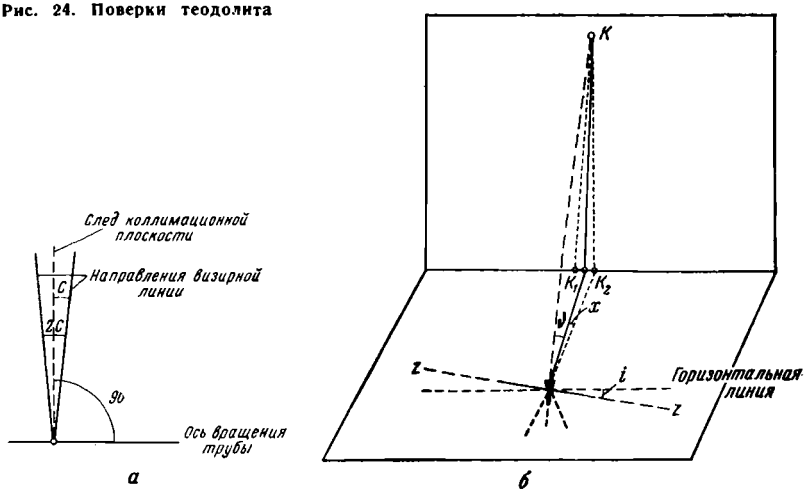
Если после нивелирования прибора с помощью исправленного уровня пузырек второго уровня на горизонтальном круге окажется не в нуль-пункте, то его следует переместить туда, пользуясь исправнтельным винтом этого уровня.

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

---

* Речь идет о перпендикулярности проекций этих осей на вертикальную плоскость, поскольку сами оси лежат в разных вертикальных плоскостях.

Рис. 24. Поверки теодолита



После нивелирования прибора трубу наводят на удаленный, находящийся примерно в одном горизонте с прибором четко видимый предмет (шпиль башни, громоотвод и т. п.) и делают отсчеты по горизонтальному кругу.

Затем зрительную трубу переводят через зенит, снова наводят на тот же предмет и берут отсчеты. Если эти отсчеты будут расходиться не больше чем на двойную точность отсчета по кругу, не считая разницы в 180°, то поставленное геометрическое условие считают выполненным. Если же отсчеты отличаются больше чем на двойную точность отсчитывания по кругу, то следует исправить положение визирной оси. Для этого сначала необходимо вычислить среднее из минут (или секунд), полученных при КП и КЛ, и поставить алидаду наводящим винтом так, чтобы отсчет был равен вычисленному среднему. При этом произойдет смещение креста нитей относительно изображения наблюдаемого предмета. Ослабив все исправительные винты сетки с помощью боковых винтов, передвигают сетку до точного совмещения креста нитей с изображением предмета.

Соблюдение данного геометрического условия приводит к тому, что визирная ось при вращении трубы образует коллимационную плоскость. Расхождение между отсчетами при КП и КЛ представляет собой двойную *коллимационную ошибку* (рис. 24, *а*).

3. Ось вращения трубы должна быть перпендикулярна к основной оси прибора.

Для выполнения третьей поверки теодолит, установленный на расстоянии 10—15 м от стены высокого здания, тщательно нивелируют. Затем отыскивают при помощи зрительной трубы на стене здания четко обозначенную и легко отличимую точку, например забитый костыль, гвоздь и т. п. (точку *K* на рис. 24, *б*), и наводят на нее крест нитей сетки. После этого ослабляют закрепительный винт

трубы и плавно опускают объективом вниз, пока она не займет горизонтальное положение (определяется на глаз). Помощник наблюдателя отмечает по указанию наблюдателя карандашом на стене точку K_1, на которую проектируется точка пересечения нитей. Затем трубу переводят через зенит, снова наводят вверх на ту же выбранную точку, после этого трубу опускают вниз, и помощник наблюдателя отмечает точку K_2, на которую проектируется пересечение нитей.

Если точки K_1 и K_2 совпадут, то поставленное условие следует считать выполненным; если же эти точки не совпадут, то условие нарушено; причина этого — неравенство между собой двух подставок трубы.

В большинстве современных теодолитов соблюдение рассматриваемого условия гарантируется заводами. Если же при поверке обнаружится его нарушение, то прибор исправляют в специальной мастерской или на заводе.

В теодолите ТТП перпендикулярность оси вращения трубы к основной оси прибора поверяется с помощью накладного уровня. Но сначала следует поверить сам накладной уровень, ось которого должна быть параллельна образующей цапф (цапфы — это те места цилиндра оси вращения трубы, на которые устанавливают накладной уровень). Для поверки уровень устанавливают на цапфы и с помощью подъемных винтов приводят его пузырек в нуль-пункт. Затем, подняв уровень, поворачивают его на 180° и снова устанавливают на цапфе. Если пузырек уровня после этого окажется в нуль-пункте, то условие выполнено. В противном случае для исправления уровня следует переместить его пузырек с помощью исправительных винтов уровня в сторону нуль-пункта на половину отклонения, а затем привести в нуль-пункт подъемными винтами. Поверку уровня необходимо повторить, а затем уже с помощью уровня произвести поверку перпендикулярности оси вращения трубы к основной оси прибора тем же способом, что и поверку уровня на горизонтальном круге (см. поверку 1), но только в этом случае положение пузырька накладного уровня перемещают в сторону нуль-пункта не исправительными винтами уровня, а исправительными винтами подставки трубы (исправительные винты наклона оси вращения трубы), находящимися в нижней части ее.

Ошибка x (см. рис. 24, *б*) в отсчете по горизонтальному кругу, вызванная неперпендикулярностью оси zz вращения трубы к основной оси прибора или, иначе говоря, наклоном i оси вращения трубы, зависит от величины самого наклона и от величины угла наклона ν луча визирования и определяется по формуле

$$x = i \operatorname{tg} \nu. \qquad (IV.2)$$

При горизонтальном положении луча визирования погрешность x равна нулю. Следовательно, при выполнении теодолитных работ в условиях, когда зрительную трубу нет необходимости отклонять вверх или вниз от горизонта прибора, погрешность за наклон оси вращения трубы не опасна для точности результата. И наоборот, если приходится визировать под большим углом наклона, то погрешность может быть значительной. Вот почему в таких случаях, например, при проектировании теодолитом точек, расположенных на различной высоте, пользуются чувствительными уровнями, накладываемыми на ось вращения трубы, как, например, в теодолите ТТП.

Если визировать при КП и КЛ и определять направление визирной оси (брать отсчеты) по среднему положению из двух, то ошибка x будет равна нулю при условии, однако, что наклон оси вращения трубы происходит только из-за неравенства подставок трубы. Если же наклон этой оси происходит из-за невертикальности оси вращения самого прибора, то погрешность x не устраняется при визировании при КП и КЛ. Вот почему очень важно, чтобы ось вращения самого прибора была вертикальна, или, что все равно, горизонтальный круг был строго горизонтален.

4. Вертикальная нить сетки должна лежать в коллимационной плоскости трубы, остальные нити должны быть к ней перпендикулярны.

При поверке теодолита сначала нивелируют и наводят зрительную трубу на четко выделяющуюся точку (ее можно обозначить карандашом на стене здания) так, чтобы изображение ее оказалось совмещенным с одним из концов вертикальной нити сетки. Затем плавно перемещают трубу при помощи наводящего винта трубы. Если изображение точки будет совпадать с нитью на всем ее протяжении, то условие выполнено; при смещении изображения точки с нити требуется повернуть сеточное кольцо, а затем повторить поверку. После этого следует повторить поверку 2. Обе главные нити сетки нарезаются обычно взаимно перпендикулярными, поэтому достаточно поверить положение только одной вертикальной нити.

Поверки буссоли теодолита

1. Магнитная стрелка должна свободно вращаться на острие шпиля. Под действием поднесенного к стрелке стального предмета (например, перочинного ножа) стрелка должна свободно вращаться и точно возвращаться в первоначальное положение (что замечают по положению одного из концов стрелки) после удаления этого предмета. Если после нескольких таких испытаний окажется, что стрелка не возвращается в первоначальное положение, то пользоваться буссолью нельзя. Она либо недостаточно намагничена, либо имеет дефекты острия шпиля, на котором вращается стрелка, либо дефекты в агате (камень, которым стрелка соприкасается с острием шпиля).

2. Магнитная стрелка должна быть уравновешена. Буссоль, если она съемная, для поверки устанавливается на теодолит, на свое место. Теодолит нивелируют, и если концы стрелки расположились в плоскости кольца буссоли, то условие выполнено. В противном случае необходимо соответственно передвинуть грузик, имеющийся на стрелке.

3. Магнитная стрелка не должна иметь эксцентриситета. В наличии либо отсутствии эксцентриситета стрелки убеждаются, отсчитывая по ее концам; в первом случае разность отсчетов равна 180°. Влияние эксцентриситета стрелки исключается в среднем из отсчетов (отсчет по южному концу стрелки должен быть уменьшен на 180°).

4. Нулевой диаметр кольца буссоли должен находиться в коллимационной плоскости трубы. В теодолитах со съемной буссолью эту поверку выполняют так: устанавливают теодолит на штатив, нивелируют его, надевают бус-

соль и, наведя зрительную трубу на какой-либо предмет местности, берут отсчет по буссоли. Затем снимают буссоль, переводят трубу через зенит и снова надевают буссоль. После этого наводят трубу на ту же точку и делают отсчет по буссоли. Если оба отсчета отличаются ровно на 180°, то условие выполнено. В противном случае путем поворота буссоли с помощью исправительных винтов при держателе буссоли следует добиться, чтобы отсчет по северному концу стрелки был равен среднему из двух отсчетов. Если исправление осуществляется при последнем положении буссоли, то к первому отсчету следует прибавить 180°, а если при первом, то от второго отсчета отнять 180°.

§ 36. Правила обращения с теодолитом

Надежность результатов измерений, удобство и производительность работы по измерению углов полностью зависят от сохранности и регулировки теодолита, являющегося прибором точным, а по устройству тонким, с многими тщательно подогнанными частями. Недостаточно бережное обращение с теодолитом приводит к расстройству взаимного расположения его деталей, а нередко и к поломке. Поэтому при обращении с теодолитом следует строго соблюдать следующие элементарные правила.

1. Необходимо научиться аккуратно укладывать теодолит в ящик (или футляр); не следует вынимать теодолит до тех пор, пока не будет усвоено положение отдельных его частей в ящике.

При вынимании и укладывании в ящик или футляр теодолит берут за подставку или за втулку лимба, но не за лимб или трубу.

Теодолит следует укладывать с большой осторожностью. Предварительно надо открепить закрепительные винты лимба, алидады и трубы. Когда теодолит займет в ящике надлежащее положение и будет закреплен упаковочными винтами (зажимами), закрепительные винты трубы, лимба и алидады снова завинчивают. Крышка ящика (или металлический футляр) должны свободно закрываться; при обнаружении какой-либо задержки необходимо проверить правильность укладки прибора в ящик (или футляр).

Ящик (или футляр) с уложенным теодолитом должен находиться только в вертикальном положении.

2. Перевозят теодолиты очень осторожно, принимая при этом все меры к тому, чтобы избежать толчков, возникающих при транспортировке. Для этого под приборы необходимо укладывать слой соломы, сена, стружек или другой какой-либо мягкой подстилки, способной амортизировать передачу толчков на приборы, а кроме того, закрепить груз с приборами при помощи веревок. Не следует помещать прибор над осью экипажа.

3. Ножки штатива перед его установкой необходимо расслабить, отвернув барашки (винты, прижимающие ножки к головке штатива); после установки штатива на нужной высоте вдавливают ножки штатива в грунт так, чтобы головка штатива расположилась горизонтально, после чего закрепляют барашки. По окончании измерений на пункте сначала открепляют барашки, а затем уже складывают ножки штатива. На зыбкой поверхности земли ножки штатива устанавливают на забитые колья.

4. При переносе теодолита с одной вершины угла на другую прибор остается прикрепленным к штативу, который со сложенными ножками укладывают на плечо с легким наклоном назад. Перенос теодолита при сильно наклоненном, а тем более горизонтальном положении штатива недопустим.

5. Вынутый из ящика теодолит следует после установки на головке штатива сразу же прикрепить становым винтом. Нельзя оставлять теодолит на головке штатива не прикрепленным становым винтом даже на самый короткий промежуток времени. Закрепление теодолита становым винтом должно быть таким, чтобы подъемные винты вращались без особых усилий.

6. Необходимо следить за тем, чтобы подъемные, а также наводящие винты работали своей средней частью. Поэтому не следует допускать ввинчивания или вывинчивания этих винтов до отказа.

7. Движение наводящих винтов следует заканчивать ввинчиванием, а не вывинчиванием.

8. Незакрепленные зрительная труба и круги должны после открепления зажимных винтов вращаться легко, без усилий. Если же движение этих частей оказывается тугим, то надо внимательно изучить причину торможения вращения и устранить ее.

9. В дождливую погоду работать с теодолитом нельзя. При кратковременном дожде теодолит можно оставить на штативе, но обязательно накрыть непромокаемым чехлом. При возвращении домой отсыревший теодолит нужно немедленно вынуть из ящика и дать ему постепенно просохнуть, а затем протереть мягкой сухой тряпкой.

10. Наружные части теодолита следует систематически протирать мягкой сухой тряпкой, чтобы снять пыль и грязь и тем самым предупредить коррозию. Время от времени необходимо протирать, а затем смазывать костяным маслом и внутренние трущиеся части. Это разрешается делать лишь опытному исполнителю.

§ 37. Способы измерения горизонтальных углов

Измерять углы можно только выверенным теодолитом. Установка теодолита в вершине измеряемого угла состоит из двух основных операций: центрирования теодолита над точкой, обозначающей вершину угла, и нивелирования прибора.

Центрирование большинства технических теодолитов осуществляется при помощи отвеса, подвешиваемого на крюк станового винта. Острие гири отвеса должно располагаться над точкой (вершина угла), обозначаемой, в частности, шляпкой гвоздя; совмещение острия отвеса с точкой достигается нажатием ногой на шпоры ножек штатива и перемещением теодолита на головке штатива. Центрирование над вершинами углов с короткими сторонами и углом, близким к 180°, следует выполнять возможно точнее.

Центрирование некоторых оптических теодолитов осуществляется при помощи оптического центрира — приспособления, более совершенного, чем отвес, состоящего из прикрепленного к нити груза. Порядок нивелирования прибора описан в § 35.

Для измерения угла обычно в концах линий, образующих угол, устанавливают вешки; если же стороны угла короче 50 м, то концы их обозначаются шпильками от ленты. Зрительную трубу наводят

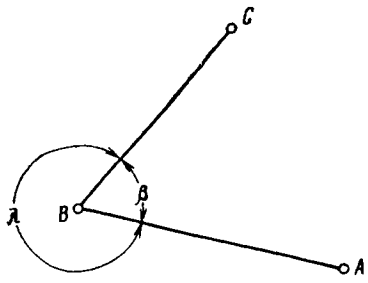


Рис. 25. Измеряемые горизонтальные углы β и λ

на вешку или шпильку так, чтобы с крестом нитей сетки было совмещено изображение точки вешки или шпильки, возможно ближе расположенной к основанию.

Горизонтальные углы измеряются чаще всего способом приемов. Иногда при необходимости повышения точности измерения углов 1-минутным и 30-секундным теодолитом применяют способ повторений.

Способ приемов. Чтобы получить величину измеряемого горизонтального угла $\beta = ABC$ (рис. 25), закрепляют лимб, освобождают алидаду, наводят зрительную трубу сначала на правую точку A и берут отсчет, затем — на левую точку C, делая соответствующий отсчет. Угол β вычисляется как разность двух отсчетов — правый минус левый, так как подписи делений на лимбе возрастают по ходу часовой стрелки. Если, например, отсчет при визировании на точку A оказался равным 126°47′30″, а при визировании на точку C — 38°51′00″, то $\beta = 126°47′30″ - 38°51′00″ = 87°56′30″$.

Вычисленное таким образом значение является результатом угла, измеренного одним полуприемом. Для измерения угла вторым полуприемом лимб поворачивают на произвольный угол (приблизительно на 90°) *, затем закрепляют лимб, трубу переводят через зенит и повторяют наблюдения в той же последовательности, что и в первом полуприеме. Пусть были получены результаты: отсчет при визировании на точку A равен 31°14′40″, а на точку C — 303°18′0″.

В этом случае к отсчету на точку A (уменьшаемое) нужно прибавить 360°, так что $\beta = 391°14′0″ - 303°18′0″ - 87°56′0″$.

Расхождение результатов первого и второго полуприемов не должно быть больше двойной точности отсчитывания по лимбу. В нашем примере это условие выполнено, поэтому из двух полученных в полуприемах значений углов вычисляют среднее арифметическое, которое и принимается за окончательное значение угла, измеренного двумя полуприемами или одним приемом: $\beta = 87°56′ + \frac{30″ + 0″}{2} = 87°56′15″$.

Результат измерения угла полным приемом свободен от коллимационной ошибки.

Точка B является вершиной углов β и λ, дополняющих друг друга до 360°. Поэтому как в процессе измерений, так и при вычислениях следует помнить, значение какого угла (β или λ) должно быть определено, с тем, чтобы не допустить ошибки при записях в журнале, а главное — при вычислениях.

В случае необходимости нужно измерить тем же теодолитом угол с более высокой точностью или увеличить число приемов либо

* При измерениях теодолитами с односторонним отсчитыванием, например Т15, Т20, Т30 и др., рекомендуется [25] сохранять лимб неподвижным.

(при измерениях 1-минутным и 30-секундным теодолитами) применить способ повторений.

Величину угла λ вычисляют по тому же правилу: правый отсчет минус левый, причем для угла λ правым будет отсчет при наведении трубы на точку C, а левым — на точку A. Тогда в первом полуприеме получим: $\lambda = (38°51'00'' + 360°) - 126°47'40'' = 272°03'20''$ и во втором полуприеме $\lambda = 303°18'00'' - 31°14'40'' = 272°03'20''$.

Способ повторений. При способе повторений угол измеряют несколько раз как в первом, так и во втором полуприеме. При этом, чтобы уменьшить погрешность собственно отсчитывания по кругу (это наиболее значительный источник случайных погрешностей измерения углов), поступают следующим образом. Наблюдения на первую точку и отсчет осуществляют так же, как и в способе приемов. Так же выполняется и наведение трубы на вторую точку, однако без отсчитывания по лимбу (иногда его делают только в контрольных целях), после чего открепляют лимб и вращением его наводят трубу снова на первую точку. Закрепив лимб, вращением алидады наводят трубу на вторую точку; таким образом, измеряемый угол будет отложен на лимбе дважды. Затем, вращая лимб назад — на первую точку, а алидаду — на вторую точку, откладывают таким же путем угол на лимбе в третий раз. Это повторяется столько раз, сколько необходимо согласно заданной точности измерений. Вторичный отсчет по лимбу берут лишь после последнего наведения трубы на вторую точку (после последнего повторения измерения угла). Чтобы получить значение угла, разность отсчетов делят на число повторений.

Измерение угла по способу повторений выполняют не меньше чем двумя полуприемами. При этом, чтобы уменьшить систематическую погрешность увлекания лимба при вращении алидады, измеряют вторым полуприемом *дополнительный угол* λ. Иногда с целью повышения точности результатов измерение угла способом повторений производят несколькими приемами, причем для уменьшения систематических погрешностей делений лимба его поворачивают между приемами на угол

$$v = \frac{360°}{2n}, \qquad \text{(IV.3)}$$

где n — число приемов.

§ 38. Точность измерения горизонтальных углов

Точность измерения горизонтального угла зависит главным образом от погрешностей самого прибора (за счет эксцентриситета алидады, коллимационной ошибки и др.), от точности установки прибора и вех, от точности визирования и отсчитывания по кругу. Можно считать, что погрешность отсчета по верньерам в среднем равна половине точности верньера. Например, в теодолите с точностью верньера 1′ погрешность отсчета равна 0,5′; в теодолите 30-секундной точности погрешность отсчета 15″. Влияние этой погрешности на окончательный результат можно уменьшить, измеряя угол способом повторений.

Как указывалось в § 37, влияние погрешности центрирования теодолита увеличивалось с уменьшением длин сторон угла и с при-

ближением его к 180°. Так, при длине стороны b, равной 20 м, и погрешности центрирования, равной 2 см, погрешность измерения угла, близкого к 180°, может достигнуть $\pm 7'$. Поэтому в подобных случаях теодолит необходимо центрировать особенно тщательно, не допуская отклонения острия отвеса от точки более чем на 2—3 мм.

Погрешность наведения трубы на знак, установленный в конце стороны измеряемого угла, также возрастает при коротких сторонах, поэтому вместо вехи в этих случаях следует устанавливать над точкой шпильку от стальной ленты или гвоздь.

При хорошем состоянии прибора и при соблюдении основных правил измерения угла (отсчитывание по двум верньерам, измерение угла полным приемом, наведение на цель путем ввинчивания наводящего винта) инструментальные ошибки несущественны.

В результате исследований установлено, что предельная погрешность измерения угла одним приемом при соблюдении всех принятых правил и мер предосторожности не превышает для верньерного теодолита полуторной точности верньера, т. е. для 1-минутного теодолита $\pm 1{,}5'$, а для 30-секундного $\pm 45''$.

§ 39. Измерение вертикальных углов

Вертикальный круг многих существующих теодолитов состоит из лимба, алидады и цилиндрического уровня при алидаде. У некоторых новых оптических теодолитов такого уровня нет.

Деления вертикального круга современных теодолитов нанесены по всей окружности и оцифрованы так же, как и на лимбе горизонтального круга (рис. 26). Рекомендуется отсчитывать градусы по верньеру, ближайшему к окуляру зрительной трубы. В этом случае углы наклона вычисляют по формулам

$$\nu = \frac{R - L}{2}, \qquad \text{(IV.4)}$$

$$\nu = R - \text{МО}, \qquad \text{(IV.5)}$$

$$\nu = \text{МО} - L, \qquad \text{(IV.6)}$$

где R и L — отсчеты соответственно при КП и КЛ; МО — место нуля вертикального круга, под которым понимают отсчет при горизонтальном положении визирной оси и оси цилиндрического уровня на алидаде вертикального круга (пузырек уровня в нуль-пункте).

Необходимо помнить, что отсчеты по вертикальному кругу берут только после приведения в нуль-пункт пузырька уровня на алидаде вертикального круга с помощью ее микрометренного винта.

У некоторых новых конструкций оптических теодолитов, например Т15, Т20, место нуля вертикального круга устанавливается на нуль автоматически, с помощью особого оптико-механического приспособления, называемого компенсатором. Уровня при алидаде вертикального круга у таких теодолитов нет.

Визируя на одну и ту же точку при КП и КЛ и делая отсчеты R и L, значение МО определяют по формуле

$$\text{МО} = \frac{R + L}{2}. \qquad \text{(IV.7)}$$

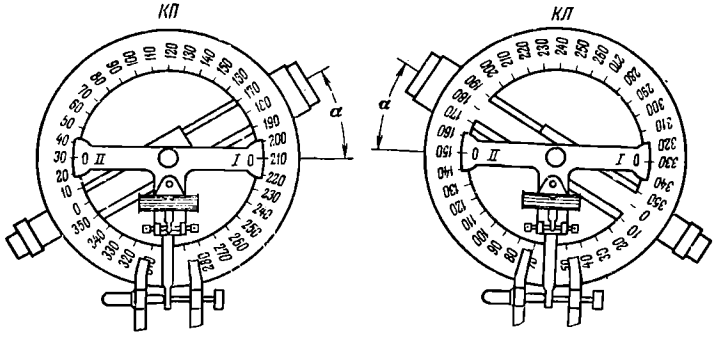


Рис. 26. Вертикальный круг тахеометра

При вычислении угла наклона по формуле (IV.4) и МО по формуле (IV.7) необходимо к меньшему отсчету прибавлять 360°. Это следует делать и в некоторых случаях вычислений по формулам (IV.5) и (IV.6), руководствуясь тем, что угол наклона не может быть больше 90°.

Пример. Вычислить угол наклона ν, если отсчеты $R=3°16'$ и $L=356°48'$.

$$\text{МО}=\frac{(3°\,16'+360°)+356°\,48'}{2}=$$

$$=\frac{720°\,04'}{2}=360°\,02' \text{ или } 0°\,02',$$

$$\nu=\frac{(3°\,16'+360°)-356°\,48'}{2}=\frac{6°\,28'}{2}=+3°\,14',$$

$$\nu=R-\text{МО}=3°\,16'-0°\,02'=+3°\,14',$$

$$\nu=\text{МО}-R=(0°\,02'+360°)-356°\,48'=+3°\,14'.$$

Если градусы отсчитывать всегда только по первому верньеру, то для вычисления ν и МО следует применять формулы

$$\nu=\frac{R-L\pm 180°}{2}, \qquad \text{(IV.8)}$$

$$\nu=R-\text{МО}=\text{МО}-L\pm 180° \qquad \text{(IV.9)}$$

$$\text{МО}=\frac{R+L\pm 180°}{2}. \qquad \text{(IV.10)}$$

Для оптических теодолитов формулы могут быть иными. Так, для теодолитов ТОМ, ОТШ, Т30, Т20, Т15

$$\nu=L-\text{МО}=\text{МО}-R\pm 180°=\frac{L-R\pm 180°}{2}, \qquad \text{(IV.11)}$$

$$\text{МО}=\frac{R+L\pm 180°}{2}. \qquad \text{(IV.12)}$$

Если угол наклона измеряется для вычисления превышений (см. § 94), то перед полученным значением угла следует поставить знак (плюс или минус). Угол наклона, измеренный для вычисления поправки за наклон линии к горизонту, сопровождать знаком не обязательно, так как поправка вводится всегда со знаком минус.

В процессе измерения вертикальных углов необходимо следить за постоянством места нуля. Колебания его не должны превосходить полуторной точности отсчитывания по вертикальному кругу.

Для удобства вычисления значений углов наклона желательно сделать место нуля возможно близким к 0°0′. В приборах с уровнем на алидаде вертикального круга такое исправление МО достигается следующим образом. Приведя наводящим устройством алидады вертикального круга пузырек уровня на ней в нуль-пункт, устанавливают вертикальный круг на отсчет, равный МО. Затем, действуя тем же наводящим устройством, совмещают нуль первого верньера с нулем лимба вертикального круга, после чего исправительными винтами уровня приводят пузырек его в нуль-пункт.

ГЛАВА V

ОРИЕНТИРОВАНИЕ

§ 40. Цель ориентирования. Углы ориентирования

Положение участка местности, съемка которого ведется для составления плана или карты, должно быть определено в отношении сторон горизонта — севера, юга, востока, запада. Такое определение называют ориентированием участка. Для ориентирования снимаемого участка местности практически требуется ориентировать некоторые прямые (в горизонтальной плоскости) линии, расположенные на участке, например стороны теодолитного хода (см. § 52). Ориентировать линию *MN* (рис. 27) — значит определить угол между направлением меридиана, проходящего через точку *M*, и направлением самой линии *MN*. Углы от северного направления меридиана до данной линии местности называются *азимутами*. Азимуты увеличиваются в направлении движения часовой стрелки и могут иметь значение от 0 до 360°. На рис. 27 угол A_1 — азимут линии *MN*. Углы, отсчитываемые от ближайшего (северного или южного) к данной линии конца меридиана, называются *румбами*. Румбы могут иметь значения от 0 до 90°, к градусной величине румба добавляют наименование четверти — СВ (северо-восток), ЮВ (юго-восток), СЗ (северо-запад), например ЮВ : 54°35′.

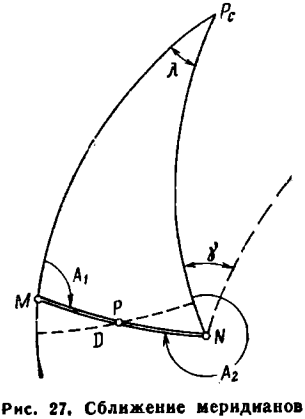


Рис. 27. Сближение меридианов

Между азимутами и румбами

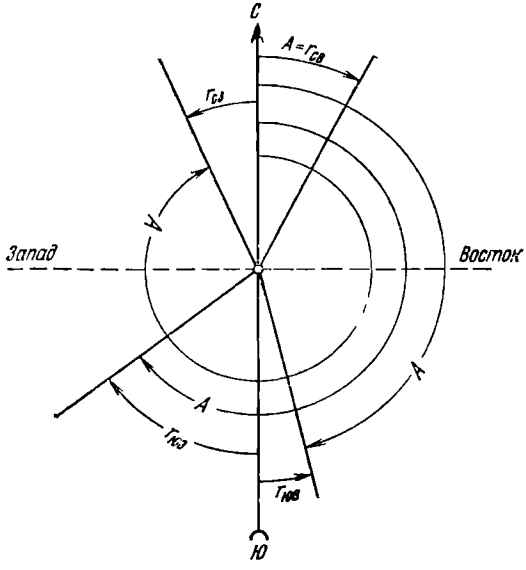


Рис. 28. Азимуты и румбы линий

имеется следующая зависимость (рис. 28):

1) если линия направлена на СВ, то $r = A$;
2) » » » » ЮВ, » $r = 180° - A$;
3) » » » » ЮЗ, » $r = A - 180°$;
4) » » » » СЗ, » $r = 360° - A$.

Различают азимуты истинные, или географические, геодезические и магнитные. Истинные азимуты — это азимуты на действительной земной поверхности и на уровенной поверхности Земли, т. е. на поверхности геоида; их определяют астрономическим путем, с помощью звезд или Солнца либо путем применения гиротеодолита.

В практике геодезических и картографических работ, а следовательно, и в практике изыскательских, проектных и строительных работ пользуются азимутами геодезическими, которые относятся к поверхности эллипсоида вращения — тела искусственного, вспомогательного, но имеющего в отличие от геоида строгую математическую форму, близкую по размерам и очертаниям к геоиду. Геодезические азимуты исходных сторон геодезической опорной сети вычисляют путем введения поправок в азимуты истинные.

Магнитные азимуты определяют с помощью магнитной стрелки, и они почти никогда не совпадают по своей величине с азимутами истинными и геодезическими. Магнитные азимуты определяются недостаточно надежно, а потому использование их в геодезических работах весьма ограничено.

§ 41. Прямой и обратный азимуты и румбы. Сближение меридианов

У каждой прямой линии имеется два азимута (и два румба), один из них условно называют прямым, другой — обратным. Например, у линии MN (см. рис. 27) прямым азимутом будет угол A_1, обратным — A_2; у линии NM A_2 — прямой азимут, A_1 — обратный.

Так как географические меридианы пересекаются в полюсах, то они не параллельны друг другу и тем больше, чем они ближе к полюсам Земли, образуя угол γ, называемый *сближением меридианов* (см. рис. 27), причем

$$\gamma = \lambda \sin B \qquad (V.1)$$

или в минутах

$$\gamma' = 0{,}54' D_{км} \operatorname{tg} B, \qquad (V.2)$$

где λ — разность долгот крайних точек M и N линии MN; B — широта средней точки P линии MN; D — линейное расстояние по параллели, проходящей через среднюю точку P линии MN (от меридиана точки M до меридиана точки N). Из (V.2) следует, что при $D=1$ км сближение меридианов в минутах приближенно равно половине тангенса широты B.

Как видно из рис. 27, зависимость между прямым и обратным азимутами линии MN с учетом сближения меридианов выражается так:

$$A_2 = A_1 \pm 180° \pm \gamma. \qquad (V.3)$$

Знак плюс относится к случаю, когда точка N находится восточнее точки M, а минус — когда точка N расположена западнее точки M.

Сближение меридианов не учитывают, если точность работ этого не требует, например в случае, когда теодолитный ход будет иметь протяженность не более 1 км в направлении восток — запад.

§ 42. Дирекционные углы

В СССР с 1928 г. введена в практику удобная для съемки и картографирования территории любых размеров, а также и для строительства система плоских прямоугольных координат Гаусса. Осью абсцисс этой системы является проекция на плоскость осевого меридиана зоны, а осью ординат — проекция экватора. Зона — это часть поверхности Земли, ограниченная меридианами (рис. 29) с разностью долгот либо 6, либо 3°. Средний меридиан зоны называется *осевым*. Для ориентирования линий, расположенных в пределах зоны, служат дирекционные углы.

Дирекционным углом α называется угол, образуемый осью X зоны или линией, параллельной ей, и проекцией заданной линии (например, линия MN или линия CD на рис. 29). Дирекционный угол отсчитывается от северного конца осевого меридиана, т. е. от положительного направления оси X по направлению движения часовой

стрелки от заданной линии. Дирекционный угол может иметь значения от 0 до 360°.

В пределах одной зоны разница между прямым и обратным дирекционными углами будет равна 180°. В этом одно из удобств системы координат Гаусса. Сближение меридианов, которое здесь равно углу между осевым меридианом зоны и истинным меридианом данной точки, учитывают лишь при переходе от дирекционных углов α к азимутам A и обратно, вычисляя его по формуле (V.2) с заменой в ней расстояния D ординатой y, выраженной в километрах. Поэтому сближение меридианов положительно в восточной половине зоны и отрицательно — в западной (рис. 30). Таким образом,

$$\alpha = A \pm \gamma. \qquad (V.4)$$

При вычислениях часто пользуются не дирекционными углами, а соответствующими им румбами. Зависимость между дирекционными углами и румбами такая же, как и между азимутами и румбами (см. § 40).

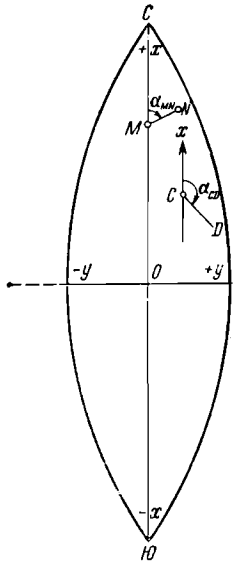


Рис. 29. Координатная зона на плоскости

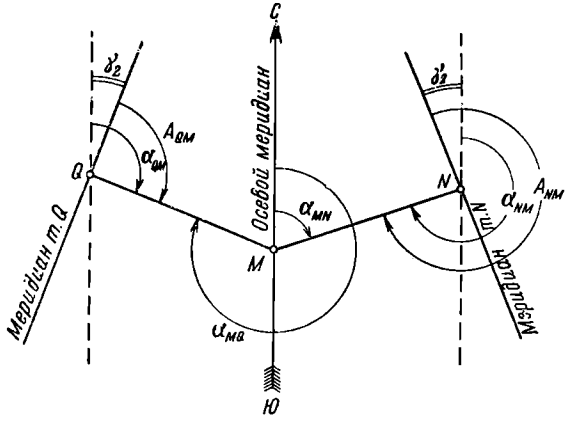


Рис. 30. Сближение меридианов в зоне системы координат Гаусса

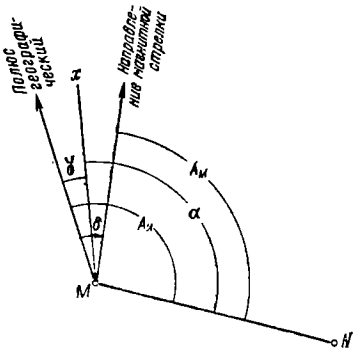


Рис. 31. Азимуты и дирекционный угол в восточной половине зоны при восточном склонении

§ 43. Ориентирование с помощью буссоли

В некоторых случаях, например при съемке небольших участков, удаленных от существующей опорной геодезической сети, при съемке в лесу иногда допускается ориентирование по магнитному меридиану при помощи буссоли. В этих случаях измеряют магнитные азимуты $A_м$ линий. Связь между ними и истинными азимутами $A_и$ (рис. 31) выражается так:

$$A_и = A_м \pm \delta, \qquad (V.5)$$

где δ — склонение магнитной стрелки, считаемое положительным, если северный конец стрелки уклоняется к востоку от истинного меридиана (восточное склонение), и отрицательным при отклонении конца стрелки к западу (западное склонение).

Значение склонения магнитной стрелки всегда указывается на топографических картах. При учете его надо помнить, что оно относится к году съемки данного места карты и потому должно быть исправлено за годовое изменение склонения. Более точные сведения о склонении магнитной стрелки можно получить на местных метеорологических станциях.

Обычно склонение магнитной стрелки учитывают при ориентировании листа топографической карты с помощью компаса.

Показания магнитной стрелки могут оказаться ненадежными при магнитных бурях, грозе, близости линий электропередач, железорудных ископаемых, металлических сооружений и предметов.

Зная $A_м$, δ и γ, можно вычислить приближенное значение дирекционного угла по формуле

$$\alpha = A_м \pm \delta \pm \gamma. \qquad (V.6)$$

§ 44. Гироскопическое определение азимута

За последние годы в геодезической практике получили широкое распространение гироскопические приборы, позволяющие определять с

точностью до 10—15″ направление истинного меридиана, а следовательно, и азимута заданного направления. Всего этого достигают без какого-либо участия существующей геодезической опорной сети, без участия небесных светил и магнитной стрелки, т. е. автономно, причем в любое время года и суток, при любых метеорологических условиях, как на поверхности земли, так и под землей — в тунпелях, шахтах, горных выработках, в закрытых помещениях, используя лишь свойства самого гироскопа и суточное вращение Земли вокруг своей оси.

Необходимо, однако, иметь в виду, что теория оптико-механического действия гироскопических приборов, их конструкция (с использованием достижений электроники и радиотехники), наладка приборов и определение их поправок, сами наблюдения — дело тонкое и непростое, а сами приборы пока еще дороги (около 10 тыс. руб.).

Основной частью гироскопического прибора является гироскоп, который соединяется в одну конструкцию с теодолитом, образуя гиротеодолит. Но гироскоп может быть также и в виде насадки на верхнюю часть теодолита или в виде приставки к нижней части теодолита. Общий вид гиротеодолита ГИ-Б1, изготовляемого в Веигерской Народной Республике, показан на рис. 32.

Гироскоп состоит из массивного махового колеса (ротора), вращающегося вокруг горизонтальной оси xx' (рис. 33), и двух рамок

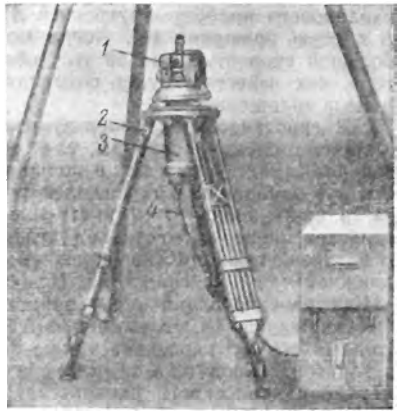


Рис. 32. Гиротеодолит ГИ-Б1, установленный для наблюдений

1 — угломерная часть; *2* — штатив; *3* — защитный кожух чувствительного элемента; *4* — кабель блока питания

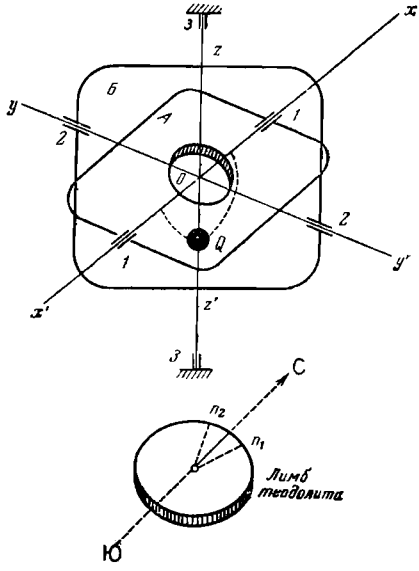


Рис. 33. Схематическое изображение маятникового гироскопа

карданового подвеса: внутренней *А* с осью вращения *yy'* и внешней *Б* с осью вращения *zz'*. Когда мотор гироскопа вращает ротор с большой скоростью (до 60 тыс. оборотов в минуту), то ось *xx'* ротора, как известно, будет сохранять в мировом пространстве неизменное положение.

В гиротеодолитах используют обычно маятниковые гироскопы с тремя степенями свободы, т. е. со способностью вращаться внешней рамки вокруг оси *zz'* в подшипниках *3—3*, внутренней — вокруг оси *yy'* в подшипниках внешней рамки *2—2* и ротора — вокруг оси *xx'* в подшипниках *1—1* внутренней рамки. Однако в маятниковом гироскопе центр тяжести под действием маятника *Q*, подвешенного к внутренней рамке гироскопа, смещается вниз относительно неподвижной точки *О* гироскопа. Благодаря этому вращение рамок будет ограничено и они будут приобретать периодические колебательные движения, называемые прецессией, а вместе с этим и горизонтальная ось *xx'* гироскопа также будет иметь прецессию, колеблясь в горизонтальной плоскости в обе стороны относительно плоскости меридиана (плоскости равновесия) данной точки местности.

Это позволяет при крайних положениях прецессии северной точки *x* оси *xx'* взять с помощью автоколлиматора зрительной трубы теодолита отсчеты n_1 и n_2 по горизонтальному кругу теодолита (см. рис. 33). Крайние точки прецессии северного конца *x* оси *xx'* называют точками реверсии. Среднее из отсчетов n_1 и n_2 будет соответствовать направлению истинного меридиана данной точки местности, на которой установлен гиротеодолит.

В настоящее время конструкции гиротеодолитов создают чаще всего с подвешиванием маятника на тонкой упругой металлической ленте, называемой *торсионом*. Маятник и торсион образуют так называемый чувствительный элемент (ЧЭ) гироскопа. Для успокоения (демпфирования) колебаний ЧЭ применяют те или иные демпфирующие приспособления.

Таково очень краткое и упрощенное понятие о гиротеодолите.

Из существующих в настоящее время конструкций гироскопических приборов могут быть названы:

гиротеодолиты

1) МТ1, МВТ2, МВТ4 (СССР); 2) Gi-B1 и Gi-C2 (Венгрия); 3) MRK (ГДР); 4) LMK-604 и КТ-1А (ФРГ); 5) «Гитар» (США). В ФРГ и во Франции созданы конструкции лазерных гиротеодолитов;

гиронасадки и гироприставки

1) МВШ3 и МВТ2 (СССР); 2) Gi-C2 и Gi-D (Венгрия); 3) ТК (фирма «Феннель»); 4) GAK-1 и ARK-1 (фирма «Вильд»).

Кроме того, создаются и конструкции гирокомпасов — приборов, имеющих постоянную опорную платформу.

ГЛАВА VI

СИСТЕМЫ КООРДИНАТ, ПРИМЕНЯЕМЫЕ В ГЕОДЕЗИИ

§ 45. Система плоских прямоугольных координат Гаусса

Географические координаты точки — это ее *широта* и *долгота*. Когда Землю принимают за шар (это допускается при составле-

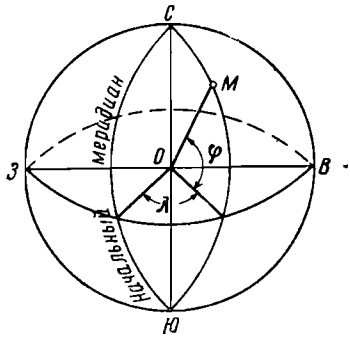


Рис. 34. Географические координаты в изображении на шаре

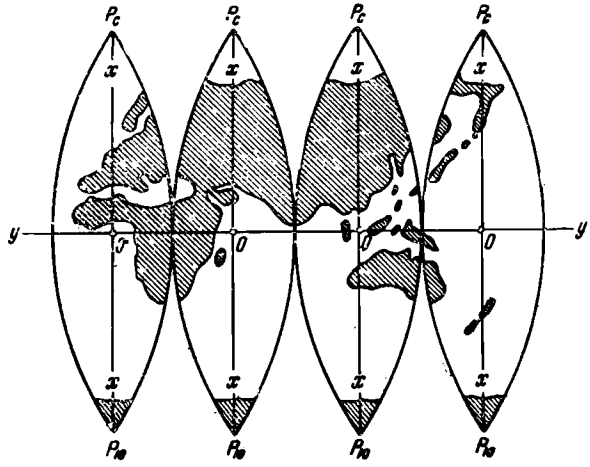


Рис. 35. Изображение координатных зон на плоскости

нии карт очень мелкого масштаба), значению широты точки M (рис. 34) будет соответствовать значение угла φ, образованного радиусом Земли, проходящим через точку M, и плоскостью экватора, а значению долготы — значение двугранного угла λ, образованного плоскостью начального меридиана (меридиан Гринвича) и плоскостью мерндиана, проходящего через точку M.

Систему Гаусса иногда называют зональной потому, что поверхность Земли делят меридианами на зоны и в каждой зоне принимается своя система координат (рис. 35).

Как было указано в § 42, осью абсцисс зональной системы координат является проекция осевого меридиана на плоскость, а осью ординат — проекция экватора.

Положительное направление оси абсцисс — к северу от экватора, а ординат — к востоку от осевого меридиана. Для того чтобы избежать отрицательных значений ординат, в СССР принята ордината начала зональных координат, равная 500 км. Вычисленные таким образом ординаты называются преобразованными, и перед их значениями указывают номер зоны *.

Картографическая проекция Гаусса равноугольная, положительным свойством которой является сохранение на карте подобия форм контуров земной поверхности. Недостаток проекции Гаусса состоит в искажении на карте длин линий и размеров площадей против действительных их размеров на поверхности Земли. Искажения увеличиваются с удалением от осевого меридиана зоны. Для того чтобы они были практически неощутимы, были выбраны основные размеры координатных зон в 6° (для топографических съемок в масштабах от 1 : 10 000 и мельче) и в 3° (для съемок в масштабах от 1 : 5000 и крупнее). В необходимых случаях, например при строительстве городов и промышленных предприятий, допускается выбор еще более узких зон с таким расчетом, чтобы на практике можно было пренебречь искажениями длин линий местности в проекции Гаусса.

Длины горизонтальных проекций d линий местности увеличиваются в проекции Гаусса на величину

$$\Delta d = d_{\Gamma} - d = \frac{Y^2}{2R^2}\, d, \qquad (VI.1)$$

где d_{Γ} — изображение линии в проекции Гаусса; Y — абсолютное значение непреобразованной ординаты средней точки линии; R — средний радиус кривизны поверхности земного эллипсоида (R = = 6371 км).

Таблица 8

Y_m, км	$\frac{d_{\Gamma}-d}{d}$
50	$\frac{1}{32\,000}$
100	$\frac{1}{8000}$
150	$\frac{1}{3500}$
200	$\frac{1}{2000}$
250	$\frac{1}{1300}$
300	$\frac{1}{900}$

В табл. 8 приводятся относительные величины искажений длин линий для разных значений ординаты Y_m средней точки линий.

Таблица 9

Y_m, км	Искажения площади $\left(\frac{Y_m}{k}\right)^2$
50	1:16 200
100	1:4100
150	1:18 000
200	1:1020
250	1:650
300	1:450

* Следует иметь в виду, что при вычислении сближения меридианов учитывается непреобразованная ордината с ее знаком.

При $Y \leqslant 200$ км отношение $\frac{\Delta d}{d} < \frac{1}{2000}$, и потому в случаях, когда точность линейных измерений не превосходит величины этого отношения, поправка Δd не вводится.

Относительная величина искажений площади в проекции Гаусса равна $\frac{Y_m^2}{R^2}$. Величины искажений площади для различных значений Y приведены в табл. 9.

В строительной практике нередко возникают задачи по переходу от одной системы плоских прямоугольных координат к другой подобной же системе, оси которых не совпадают по направлению и по положению начала координат (см. прилож. 7).

§ 46. Местные системы плоских прямоугольных координат. Прямая геодезическая задача

Местные системы координат применяются в случаях, когда невозможно произвести привязку выполняемых геодезических работ к пунктам с известными зональными координатами.

Направление оси абсцисс совмещают с направлением меридиана, проходящего через выбранное начало координат на поверхности Земли (рис. 36). Положительное направление оси абсцисс идет к северу от начала координат, а отрицательное — к югу, положительное направление оси ординат — к востоку от начала координат, а отрицательное — к западу от него.

Разности координат двух точек называются *приращениями* координат

$$\left.\begin{aligned} x_B - x_A &= \Delta x \\ y_B - y_A &= \Delta y \end{aligned}\right\}. \qquad (VI.2)$$

Обычно по координатам одной точки приходится вычислять координаты другой

$$\left.\begin{aligned} x_B &= x_A + \Delta x \\ y_B &= y_A + \Delta y \end{aligned}\right\}. \qquad (VI.3)$$

Для решения этой задачи, называемой *прямой геодезической задачей*, необходимо знать горизонтальное проложение $d = AB$ линии между заданными точками и ее дирекционный угол α*.

Из решения прямоугольного треугольника AA_0B (см. рис. 36) получаем

$$\left.\begin{aligned} \Delta x &= d\cos\alpha \\ \Delta y &= d\sin\alpha \end{aligned}\right\}. \qquad (VI.4)$$

Для удобства пользования таблицами значений тригонометрических функций при вычислении Δx и Δy часто дирекционные углы α заменяют соответствующими румбами r.

* При значении сближения меридианов меньше 0,5′ истинный азимут можно считать равным дирекционному углу.

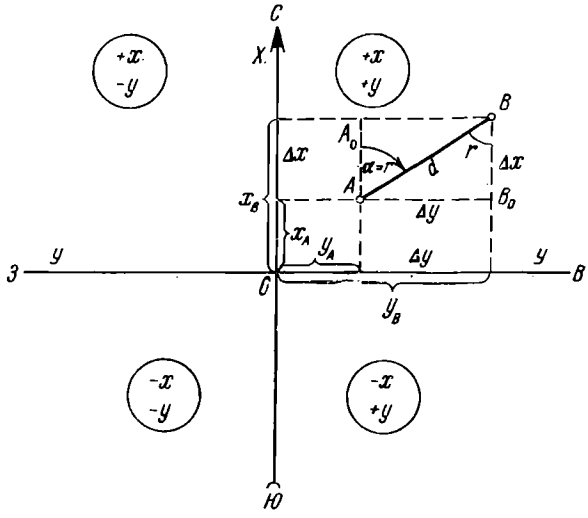


Рис. 36. Система плоских прямоугольных координат, применяемая в геодезии

Знаки приращений координат зависят от знаков $\cos\alpha$ и $\sin\alpha$; они указаны в табл. 10.

Таблица 10

Название румба	Азимут A и дирекционный угол α	Знаки	
		Δx	Δy
СВ	0—90°	+	+
ЮВ	90—180°	—	+
ЮЗ	180—270°	—	—
СЗ	270—360°	+	—

§ 47. Обратная геодезическая задача. Правила геодезических вычислений

Обратная геодезическая задача заключается в вычислении длины d и дирекционного угла α прямой линии по координатам x_A, y_A и x_B, y_B ее конечных точек A и B (см. рис. 36). Сначала вычисляют разности координат $\Delta x = x_B - x_A$ и $\Delta y = y_B - y_A$.

По формулам (VI.4) находят

$$d = \frac{\Delta x}{\cos r} = \frac{\Delta y}{\sin r} \qquad \text{(VI.5)}$$

или

$$d = \Delta x \sec r = \Delta y \operatorname{cosec} r. \qquad (VI.5')$$

Значение d можно вычислить и по теореме Пифагора:

$$d = \sqrt{(\Delta x)^2 + (\Delta y)^2}. \qquad (VI.6)$$

Таким образом, расстояние d между точками A и B можно вычислить трижды, т. е. с хорошим контролем.

Но для вычисления d по формулам (VI.5) сначала необходимо определить румб линии AB по формуле

$$tg\, r = \frac{y_B - y_A}{x_B - x_A} = \frac{\Delta y}{\Delta x}. \qquad (VI.7)$$

Определив по таблицам значений тригонометрических функций градусную величину румба r, находят значения $\cos r$ и $\sin r$. Значение дирекционного угла, необходимое, например, при привязке к опорной геодезической сети или при выносе осей сооружений с проекта в натуру, вычисляют в зависимости от названия румба. Название румба легко определить по знакам приращений координат (в частности, можно воспользоваться для этого табл. 10).

Пример. Решение обратной геодезической задачи

$$x_A = +247{,}32,\ y_A = +870{,}54;$$

$$x_B = +705{,}65,\ y_B = -567{,}83;$$

$$\operatorname{tg} r_{AB} = \frac{-567{,}83 - 870{,}54}{+705{,}65 - 247{,}32} = \frac{-1438{,}37}{+458{,}33} = -3{,}13828;$$

$$r_{AB} = 72^\circ\, 19{,}6'.$$

Числитель (Δy) имеет знак минус, а знаменатель (Δx) — плюс. Следовательно, румб имеет название СЗ, а дирекционный угол равен

$$\alpha_{AB} = 360^\circ - 72^\circ\, 19{,}6' = 287^\circ\, 40{,}4'.$$

По таблицам натуральных значений тригонометрических функций находим:

$$\sin r 72^\circ\, 19{,}6' = -0{,}95280,$$

$$\cos r 72^\circ\, 19{,}6' = +0{,}30360.$$

Вычислим d:

$$d = \frac{y_B - y_A}{\sin r} = \frac{-1438{,}37}{-0{,}95280} = 1509{,}62 \text{ м},$$

$$d = \frac{x_B - x_A}{\cos r} = \frac{+458{,}33}{0{,}30360} = 1509{,}66 \text{ м}.$$

Расхождение в длине линии, вычисленной дважды, оказалось равным 0,04 м в результате округлений при вычислениях значения r. Величина расхождения говорит также о правильном выборе числа знаков после запятой при вычислениях $tg\, r$, $\sin r$, $\cos r$. Если бы в

данном примере ограничить вычисление $tg\,r$ четвертым десятичным знаком, то это привело бы к расхождению в длине до 0,20 м.

Геодезические вычисления могут быть самой различной сложности, начиная с вычисления сумм или разностей простейших целых чисел до уравнивания по методу наименьших квадратов сложных результатов измерений при создании геодезических опорных сетей. Но любые геодезические вычисления всегда ответственны не менее, чем сами измерения, так как последние могут быть испорчены плохо выполненными вычислениями. Чтобы этого не случилось, при вычислениях соблюдают следующие элементарные правила:

1) не допускают вычислений на черновиках; все вычисления, в том числе и промежуточные, выполняют либо на специальных бланках, либо на чистой бумаге, но с записью всех цифр чернилами, четко и аккуратно, располагая вычисления в строгом порядке; только в полевых журналах записи ведут карандашом;

2) своевременно проверяют правильность каждого промежуточного результата вычислений (путем повторного вычисления или по другим формулам либо другим способом, либо другим лицом);

3) промежуточные вычисления ведут с одной-двумя дополнительными цифрами по сравнению с полученными при измерениях, а окончательный результат округляют до точности числовых значений результатов измерений;

4) как в промежуточных, так и в конечных результатах соблюдают правило, по которому ошибка округления не должна превышать половины единицы последней цифры конечного результата, причем если округляемое число оканчивается цифрой 5, то последняя цифра конечного результата должна быть четной, например числа округляют так: 75,374 до 75,37; 81,276 до 81,28; 65,355 до 65,36; 32,465 до 32,46.

Вычисления облегчаются применением таблиц, номограмм, русских счетов, логарифмической линейки и счетных машин.

ГЛАВА VII

ОПОРНАЯ ГЕОДЕЗИЧЕСКАЯ СЕТЬ

§ 48. Назначение, виды и классы государственной геодезической опорной сети

Опорная геодезическая сеть — это система закрепленных на местности специальными знаками точек с известными координатами и высотами. Сеть опорных точек представляет собой каркас, на который опираются все виды топографических съемок, изыскательские, трассировочные и разбивочные работы. При помощи геодезической опорной сети все эти работы можно выполнять с необходимой точностью и подробностью. Положение каждой точки (каждого пункта) опорной сети определяют со значительно более высокой точностью, чем это делается при съемке местности, строительстве объектов, при геодезической разбивке или трассировке сооружений. Пункты опорной сети позволяют ограничивать накопление погрешностей съемок, разбивок и трассировок и тем самым добиваться выполнения этих работ с необходимой точностью.

Особое достоинство опорной геодезической сети заключается в том, что она позволяет выполнять геодезические работы в единой системе координат и высот точек на территориях любых размеров, а также решать научные задачи по определению формы и размеров Земли.

Геодезическая опорная сеть делится на *плановую* и *высотную*. Положение каждой из точек плановой опорной сети определяется на плоскости либо на поверхности земного эллипсоида, следовательно, либо прямоугольными плоскими координатами x, y, либо геодезическими широтой B и долготой L. Положение каждой точки высотной опорной сети определяется ее высотой H от исходной уровенной поверхности.

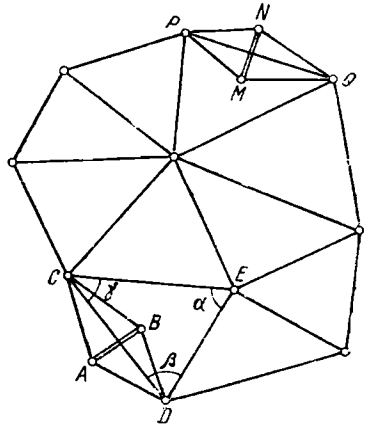


Рис. 37. Сеть триангуляции с базисами *AB* и *MN* и выходными сторонами *CD* и *PQ*

Плановая опорная сеть создается на местности методами *триангуляции* и *полигонометрии*.

Триангуляция — опорная сеть, создаваемая в виде системы треугольников, связанных между собой общими сторонами (рис. 37). Вершины треугольников (пункты триангуляции) закрепляются на местности соответствующими знаками (см. § 49). В триангуляции измеряют высокоточными теодолитами все без исключения горизонтальные углы треугольников и высокоточными приборами (инварными проволоками, светодальномерами) — длины базисов *AB* и *MN* (см. рис. 37). Для перехода от сравнительно короткого базиса к стороне основного треугольника сети строится так называемая базисная сеть, обычно имеющая ромбическую форму *ACBD* или *MPNQ*, в которой измеряют все горизонтальные углы. Пользуясь измеренными длинами базисов и величинами углов базисной сети, вычисляют длины выходных сторон *CD* и *PQ*. По длинам выходных сторон и измеренным углам треугольников сети вычисляют длины всех сторон треугольников, пользуясь теоремой синусов. Длины выходных сторон определяют также непосредственно, измеряя их светодальномерами.

В последнее время в связи с возможностью высокоточного измерения больших расстояний свето- и радиодальномерами стали непосредственно измерять длины всех сторон треугольников сети, не измеряя горизонтальных углов. Такой способ создания опорной сети получил наименование *трилатерации*.

Зная длины сторон всех треугольников и их дирекционные углы, вычисляют приращения координат и координаты вершин треугольников.

Для вычисления координат пунктов триангуляции или трилатерации необходимо знать координаты хотя бы одного пункта и азимут стороны, идущей от пункта с известными координатами. Эти

исходные данные могут быть определены либо по звездам путем астрономических измерений, либо путем привязки к пунктам и сторонам существующей триангуляции.

В триангуляции всегда имеются избыточные (сверх необходимого числа) данные (например, в треугольнике для вычисления длин его сторон было бы достаточно измерять два угла, а не три, как это бывает на практике), которые используются при вычислениях для получения более надежных конечных результатов. В связи с этим вычисления триангуляции сильно осложняются, требуют применения особого способа математической обработки — способа наименьших квадратов, что уже относится к компетенции геодезистов.

Полигонометрия — это метод создания опорной сети в виде системы прямых линий, образующих в совокупности ломаную линию, называемую *полигонометрическим ходом*, или *полигоном*. Вершины полигонометрического хода также закрепляют на местности прочными знаками. В полигонометрическом ходе измеряют углы в точках поворота и длины всех сторон. Пользуясь исходными координатами и исходными азимутами, вычисляют координаты всех вершин хода.

Высотная опорная сеть создается геометрическим нивелированием (см. гл. IX). Сеть высотных точек закрепляют реперами и марками.

Таблица 11

Характеристика триангуляции	Класс триангуляции			
	1	2	3	4
Допускаемая средняя квадратическая погрешность измерений углов	±0,7″	±1,0″	±1,5″	±2,0″
Средняя длина сторон треугольников, км	Не менее 20	От 7 до 20	5—8	2—5

Геодезическая опорная сеть на территории СССР создается по государственному плану Главным управлением геодезии и картографии (ГУГК) при Совете Министров СССР. Плановая опорная сеть СССР в зависимости от точности делится на четыре класса. В табл. 11 приведены взятые из инструкции ГУГК данные о триангуляции.

Характеристика высотной опорной сети приведена в § 15 и § 67.

§ 49. Закрепление пунктов геодезической опорной сети

Каждый пункт геодезической опорной сети рассчитан на многолетнее неизменное положение; соответственно этому разрабатывают конструкции и способы закладки знаков опорных пунктов.

Каждый пункт триангуляции закрепляют подземным центром (рис. 38) и наружным (надземным) сигналом (рис. 39, *а*) или пирамидой (рис. 39, *б*). Надземные знаки могут различаться между собой конструкцией, высотой и материалом (дерево, металл), из которого они изготовляются. Например, в лесных равнинных районах

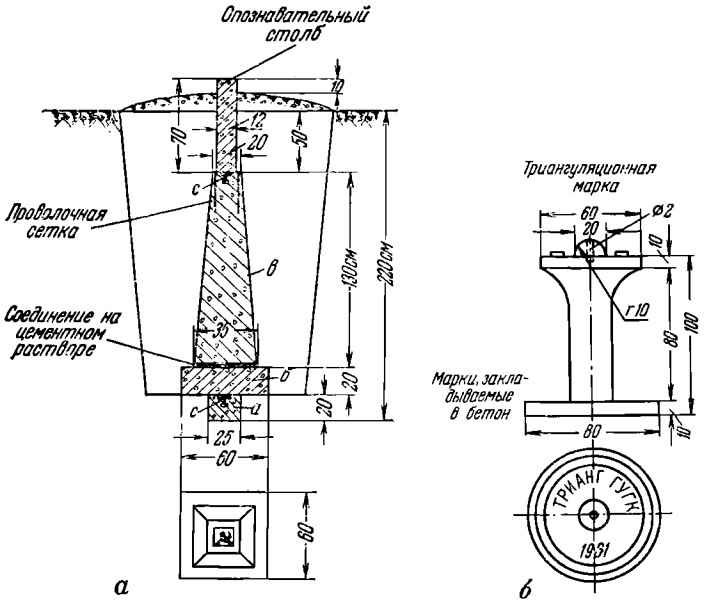


Рис. 38. Центр триангуляции 1, 2, 3, 4 классов

приходится прибегать к сооружению более высоких сигналов (до 40 м и выше), чем в местах открытых и всхолмленных. В городских условиях пункты триангуляции устанавливают на крышах зданий. Точка, координаты которой определяют, обозначается на центрах знака отверстием (диаметром 2 мм) на специальной металлической марке, заделываемой в бетонный монолит центра. Подземный центр состоит из трех бетонных блоков, в каждый из которых закладывают марки с отверстиями, расположенными на одной вертикальной линии (см. рис. 38, *б*).

Реперы бывают грунтовые, закладываемые в грунт (рис. 40), и стенные (рис. 41), закладываемые в стены каменных капитальных зданий и фундаментальных сооружений. Типовой грунтовый фундаментальный трубчатый репер для обычных природных условий показан на рис. 40, *а*, типовой грунтовый рельсовый репер — на рис. 40, *б*. В районах многолетней мерзлоты грунтовые реперы иные. Стенной репер показан на рис. 41, *а*, а нивелирная марка — на рис. 41, *б*. Для установки стенного репера или марки в стене выбивают при помощи шлямбура углубление, соответствующее длине стержня репера или марки, и знак бетонируют. У нивелирных знаков разной конструкции определяют путем нивелирования отметки таких точек: верхней точки сферической головки трубчатого грунтового репера; самой верхней поверхности рельсового репера (или верха полочки, если рельс имеет вырез); верхней образующей вы-

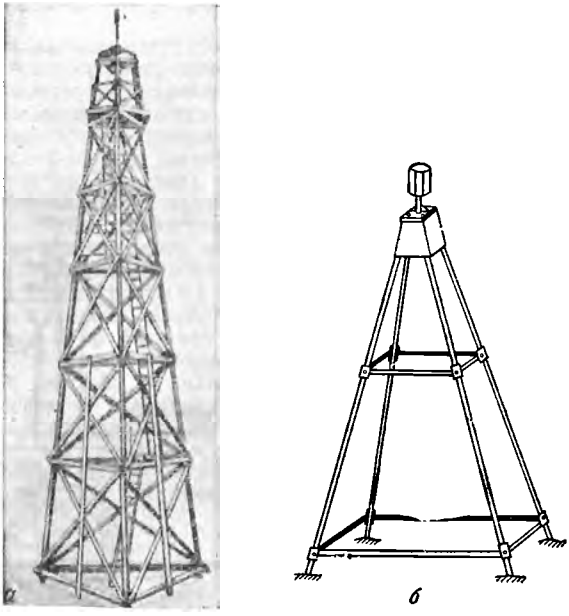


Рис. 39. Наземные сооружения на пунктах триангуляции

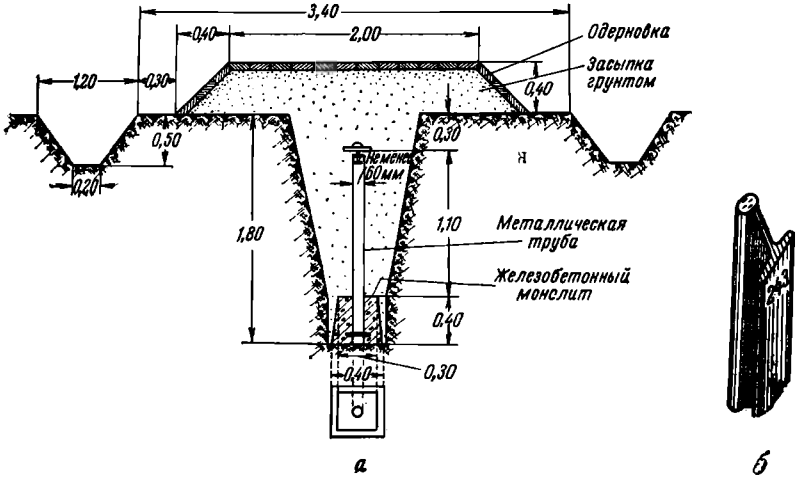


Рис. 40. Типы грунтовых реперов
а — фундаментальный грубчатый грунтовый репер;
б — рельсовый грунтовый репер.

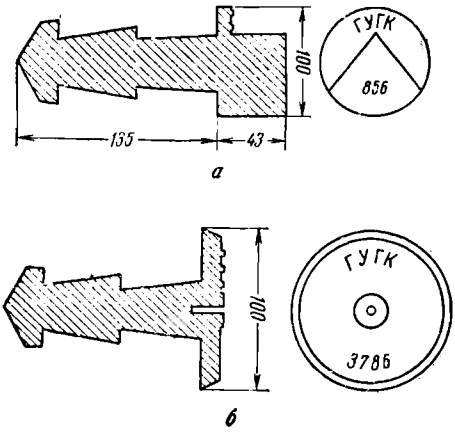


Рис. 41. Типы стенных нивелирных знаков

а — стенной репер; *б* — марка (размеры в мм)

ступающей цилиндрической части стенного репера; верхнего выступающего ребра трехгранной призмы стенного репера; центра круглого отверстия (диаметр 4 мм) нивелирной марки.

Более подробные сведения об устройстве и правилах закладки знаков геодезической опорной сети приводятся в общеобязательных инструкциях ГУГК по триангуляции 1—4 классов и нивелированию I—IV классов.

Все установленные знаки опорной геодезической сети являются сооружениями большой государственной ценности, и поэтому их сдают по особым актам на хранение местным советам.

§ 50. Опорная геодезическая сеть в городах и на крупных промышленных предприятиях

Опорная геодезическая сеть на территориях городов и крупных промышленных предприятий создается по особой схеме, отвечающей требованиям эксплуатации и развития города или предприятия. Опорные сети городского типа связаны с общегосударственной опорной сетью.

Плановая опорная сеть городского типа состоит преимущественно из сети пунктов полигонометрии, основывающейся на пунктах государственной и городской триангуляции. Один пункт триангуляции приходится в среднем на 5—15 км² городской территории, причем бо́льшая часть пунктов располагается за чертой городской застройки.

Городская полигонометрия делится на три разряда и характеризуется величинами, приведенными в табл. 12, взятыми из [142].

Ходы городской полигонометрии прокладывают по тротуарам, где устанавливают и знаки полигонометрии. Полигонометрические знаки бывают двух видов: грунтовые и стенные.

В настоящее время в Москве и других городах широко используют в качестве знаков полигонометрии стенные реперы, в которых

Таблица 12

Разряды полигонометрии	Средняя квадратическая погрешность измерения угла, с	Предельная длина ходов, км			Наименьшая длина линии хода, м	Наибольшая длина линии хода, м	Длина хода до узловой точки пункта высшего разряда или класса, км	Предельная относительная невязка хода
		в застроенной части при съемке в масштабе 1:500	на незастроенной территории при съемке в масштабах					
			1:2000	1:5000				
I разряд повышенной точности *	±3	10	—	—	250	800	7,0	1:20 000—1:25 000
I разряд	±5	3,5	5	8	120	600	2,5	1:10 000
II разряд	±10	2,5	4	6	80	300	1,5	1:5000

* В настоящее время полигонометрия повышенной точности заменяется полигонометрией 4 класса государственной классификации.

просверливают вертикальное отверстие диаметрем 2—3 мм для обозначения центра знака. Для визирования на знак в отверстие вставляют штифт.

Опорную сеть местного значения создают также методом триангуляции I и II разрядов с размерами сторон треугольников соответственно 2—5 и 0,5—3 км и со средними квадратическими погрешностями измерения углов соответственно 5 и 10″.

Городская высотная опорная сеть создается в результате нивелирования II, III и IV классов, характеристика которого приведена в § 67.

В 1972 г. вышло в свет официальное издание ГУГК «Центры геодезических пунктов для территорий городов, поселков и промышленных площадок», обязательное для всех ведомств и учреждений СССР. С выходом в свет издания отменяются типы центров геодезических пунктов, предусмотренные в Инструкции СН 212—62.

В вышедшем издании три основных раздела: «Грунтовые знаки» — для закрепления пунктов триангуляции 2, 3, 4 классов; «Стенные знаки» — для закрепления полигонометрии 2, 3, 4 классов и 1, 2 разрядов; «Приложения», в которых приводятся чертежи знаков.

Типы знаков разработаны для различных глубин промерзания грунта и для скальных грунтов. В разделе «Стенные знаки» описаны конструкции стенных знаков, закладываемых при помощи строительно-монтажного пистолета СМП-3м и при помощи шлямбура, дрели или турбобура. Дано описание наземного рабочего центра

(вспомогательного пункта) на участках с твердым покрытием поверхности земли.

Городская высотная сеть должна быть связана с общегосударственной высотной сетью, так как на всей территории СССР принята Балтийская система высот.

Высотная опорная сеть в городах закрепляется преимущественно стенными реперами, а в незастроенной части городской территории — грунтовыми. Конструкции знаков и правила их закладки на городских территориях должны соответствовать требованиям общеобязательных инструкций ГУГК.

§ 51. Рабочее (съемочное) геодезическое обоснование

Пункты геодезической опорной сети, описанной в § 48—50, обычно располагаются на местности не настолько часто, чтобы лишь на их основе можно было выполнять съемочные, трассировочные или разбивочные работы с необходимой точностью. Поэтому в дополнение к пунктам этой опорной сети и на ее основе создают на местности сеть пунктов рабочего (съемочного) геодезического обоснования. Точность рабочего обоснования всегда ниже точности той опорной сети, между пунктами которой оно построено.

Его создают следующими способами: 1) построением на местности аналитических сетей, образованных либо малыми треугольниками (микротриангуляция), либо теодолитными ходами (углы в обоих случаях измеряются 30-секундными теодолитами); 2) прокладкой тахеометрических ходов; 3) прокладкой мензульных ходов и созданием геометрической сети (при мензульной съемке); 4) разбивкой на местности сетки квадратов и нивелированием точек этой сетки (см. § 90); 5) прокладкой нивелирных ходов IV класса и технического нивелирования.

Густота пунктов рабочего обоснования и точность определения их положения зависят от требований к точности и подробности съемки, точности трассировки или разбивки сооружений, а также от точности и густоты пунктов геодезической опорной сети. Вообще же расчеты по созданию геодезической опорной сети и рабочего обоснования выполняют одновременно, во взаимной увязке. Такие расчеты выполняют геодезисты. Однако для съемочных работ число пунктов и точность опорной сети в целом предусматриваются в общеобязательных инструкциях по топографическим съемкам. Съемку небольших по размерам участков, несложные трассировочные или разбивочные работы можно выполнять на основе пунктов только рабочего обоснования. Привязки к опорной сети здесь нужны для того лишь, чтобы выполнять все работы в общепринятой системе координат и высот.

§ 52. Опорная геодезическая сеть на участке строительства

Схема и точность опорной сети на участке строительства зависят от размеров участка, от масштабов топографической съемки участка и от сложности и необходимой точности разбивочных работ. Когда участок строительства занимает территорию вновь строящегося

города или крупного промышленного предприятия либо крупного инженерного сооружения, то здесь требуется опорная сеть высокой точности в виде триангуляции, полигонометрии, точного геометрического нивелирования или в виде точной строительной сетки. Однако иногда и на небольшой по размерам территории приходится создавать высокоточную опорную сеть для строительства ответственных или сложных инженерных объектов, например мостов, гидротехнических сооружений, уникальных по размеру зданий и т. п.

Если на территории строительства опорная сеть была создана только для обоснования топографических съемок, то приходится повторять работу по созданию опорной сети для разбивочных работ, так как в этом случае она должна быть более точной.

Если строительство предполагается на небольшой по размерам территории, то при простой схеме расположения зданий и сооружений и не особенно высокой точности взаимной связи между ними (например, при строительстве жилого поселка с низкоэтажной застройкой, жилого квартала города или отдельного служебного или общественного здания в городе) возможны такие виды опорной сети.

Обоснование крупномасштабной топографической съемки небольшого участка, отведенного под строительство

1. Теодолитный ход, прокладываемый для создания сети точек плановой опоры, и ход нивелирования IV класса либо технического для создания *высотной опоры*.

2. Аналитические сети, представляющие собой простейшую триангуляцию, в которой горизонтальные углы измеряют с такой же точностью, что и в теодолитных ходах. Длины сторон треугольников такой триангуляции короткие, в пределах 0,15—1 км. Аналитическую сеть строят взамен теодолитных ходов в открытой местности, затруднительной для непосредственного измерения линий.

3. Сетка квадратов, являющаяся одновременно и плановой, и высотной опорами съемки. При этом отметки вершин квадратов определяют с помощью геометрического нивелирования. Подробнее об этом изложено в главе IX.

Обоснование разбивочных работ

1. Строительная сетка — сетка квадратов или прямоугольников с размерами сторон 100, 200, 400 м либо равными размерам квартала (рис. 42). Строительную сетку сначала наносят на генплан как сетку прямоугольных плоских координат, принятых для данного строительства. Координаты проектируемых зданий и сооружений определяют на генплане относительно строительной сетки, а затем точки последней выносят на местность и закрепляют знаками. Эти знаки явятся опорными геодезическими пунктами при разбивке зданий и сооружений на местности.

Точки строительной сетки находятся на пересечении осей улиц и проездов. Удобная как по форме, так и по расположению относительно проектируемого строительства строительная сетка применяется при различной сложности и величине строительного объекта — города, поселка, промышленного предприятия. Точность и способы построения и закрепления на местности этой сетки выбирают в за-

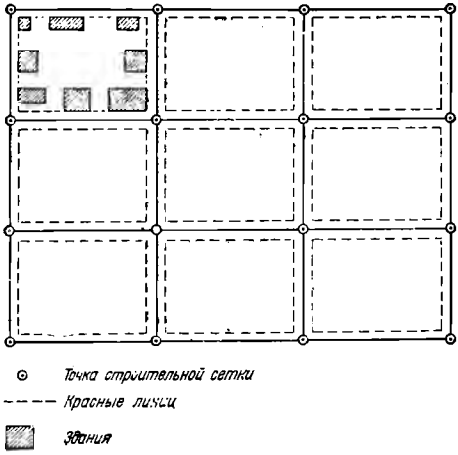


Рис. 42. Строительная сетка

висимости от сложности и размеров строительного комплекса, точности взаимного расположения зданий и сооружений на стройплощадке.

В простейших случаях точки строительной сетки закрепляют на местности деревянными столбами (рис. 43, *а*), металлическими штырями или металлическими трубками. В этих случаях необходимая точность расположения точек строительной сетки может быть достигнута с помощью 1-минутного или 30-секундного теодолита и стальной ленты со шпильками либо дальномера двойного изображения.

Сначала точки сетки отмечают колышками, затем в этих же местах для установки столбов роют ямы, но предварительно до удаления колышка закрепляют точку двумя створами (см. рис. 144). Каждый створ прочно закрепляется, например, в точках *p* и *q*, *m* и *n* двумя или четырьмя кольями, возвышающимися над землей немного более, чем будет возвышаться столб, закрепляющий точку сетки. В верхней части каждого кола следует забить гвоздь, причем в створе должны находиться центры шляпок гвоздей. Второй створ располагается приблизительно перпендикулярно к первому. Столб в точке строительной сетки устанавливают в яме с помощью протянутых по двум створам проволок, точка пересечения которых укажет место, где следует забить гвоздь в вершину столба; при этом для проектирования точки пересечения проволок на вершину столба пользуются отвесом. Колья в точках *p*, *q*, *m*, *n* достаточно установить от точки *A* строительной сетки не далее 1,2 м. Высота столбов строительной сетки 1,5 м в таких случаях вполне достаточна (при этом столб возвышается над поверхностью земли на 0,4—0,5 м).

После установки столбов строительной сетки их положение контролируется повторными измерениями углов и линий.

Точки строительной сетки на территории строящихся крупных промышленных объектов закрепляются железобетонными монолита-

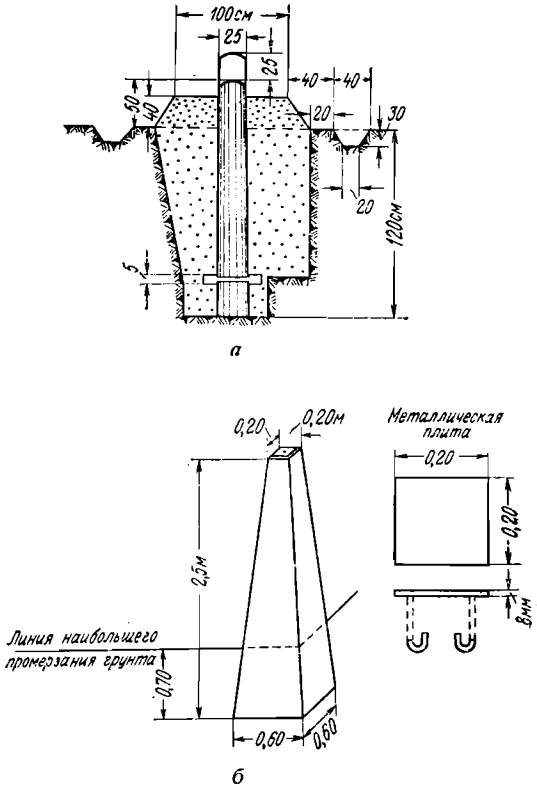


Рис. 43. Типы знаков для закрепления точек строительной сетки

ми (рис. 43, *б*). Сама точка обозначается пересечением двух линий на поверхности металлического штыря, выступающего из монолита.

2. Красные линии — это границы между улицей и территорией, застраиваемой зданиями. Фасады зданий не должны выступать за красную линию в сторону улицы. Пунктирные линии на рис. 42 изображают красные линии. Так же, как и строительную сетку, красные линии сначала наносят на проектный чертеж, а все строительные объекты на строительном чертеже располагают, ориентируясь по положению красных линий. Затем красные линии переносят в натуру, где и закрепляют их столбами, металлическими трубами, бетонными монолитами в зависимости от необходимого срока службы этих знаков, размеров застройки и назначения строительных объектов. Знаки обычно устанавливают по углам кварталов. Железобетонные знаки (см. рис. 43, *б*) относятся к фундаментальным, и надобность в их применении возникает лишь при строительстве

крупных промышленных предприятий и городов и то далеко не в каждой подлежащей закреплению точке красной линии. Для закрепления точек красной линии, расположенных между монолитами, обычно применяют более простые знаки, вплоть до костылей и колышков, а при наличии старой застройки их обозначают краской на стенах существующих зданий.

3. Теодолитный ход как опору при строительных разбивках целесообразно применять, если строительные объекты разбросаны по строительному участку, причем число объектов настолько мало, что создавать строительную сетку не имеет смысла. Форма и размеры теодолитного хода должны быть такими, чтобы его точки и линии были расположены вблизи (до 20 м) строящегося здания. При этом условии разбивка выполняется проще и точнее. Для удовлетворения таких условий весьма полезно предварительно составить, пользуясь строительным чертежом, проект теодолитного хода, определив по координатам его точек (определенным графически по чертежу) длины линий и величину углов между ними. Теодолитный ход обоими концами должен опираться на пункты геодезической опорной сети. Если ход сомкнутый (в кольцо), то его привязка (обычно одной его вершины) к пунктам триангуляции или полигонометрии должна быть выполнена с надежным контролем как полевых измерений, так и вычислений.

Закреплять точки теодолитного хода можно деревянными столбами, солидными кольями, металлическими трубками. Две смежные точки, расположенные в наиболее безопасном месте, следует закреплять более солидно на тот случай, если придется восстанавливать уничтоженные в процессе строительства остальные точки хода.

На участке строительства необходимо установить реперы в достаточном для высотных определений количестве. Отметки реперов определяют путем проложений хода геометрического нивелирования от ранее установленных реперов, отметки которых известны. Нивелирный ход должен опираться на два репера с известными отметками либо быть сомкнутым, если он опирается на один репер.

О закреплении точек строительных осей см. § 147.

§ 53. Привязка к пунктам геодезической опорной сети

Привязка к опорным геодезическим пунктам имеет целью:

1) получить возможность вести с заданной точностью предстоящие геодезические работы в системе координат и отметок исходных опорных пунктов;

2) осуществлять контроль и выдерживать необходимую точность выполняемых геодезических работ.

Для более полного и надежного контроля теодолитный ход, строительную сетку, красную линию, нивелирный ход привязывают не менее чем к двум опорным пунктам. Привязка теодолитного хода заключается в измерении двух *примычных* углов β_1, β_{n+1} на опорных пунктах M и P (рис. 44). Привязка сомкнутого хода возможна, конечно, и в одной точке (см. рис. 57), но в этом случае измерение примычного угла должно быть проведено особенно тщательно.

Вопрос об использовании координат опорных пунктов и осуществления контроля теодолитного хода изложен в гл. VIII.

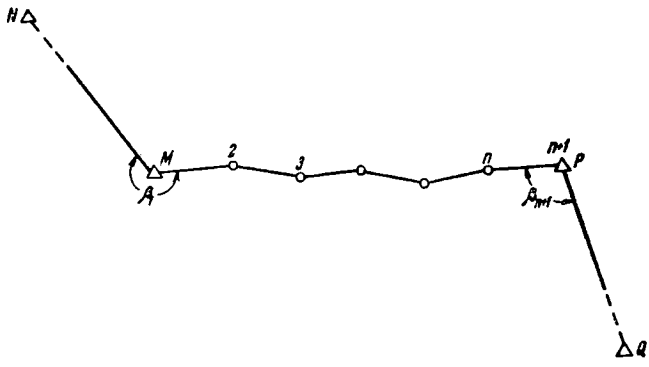


Рис. 44. Схема привязки теодолитного хода (или хода полигонометрии) путем непосредственного примыкания к опорным пунктам

Такой способ привязки к плановой опорной сети, когда прибор устанавливается на опорном пункте, называется способом *непосредственного примыкания* к опорным пунктам. Однако он не всегда возможен и не всегда целесообразен. Если опорные пункты удалены от участка строительства на значительное расстояние, либо измерения углов и линий на участках подхода к опорному пункту сильно затруднены, то выгоднее выполнить привязку прямой лнбо обратной засечками. Для выполнения *прямой засечки* необходнмо устанавливать прибор не менее чем в двух опорных пунктах, например A и B (рис. 45, *а*), для измерения двух примычных горизонтальных углов β_1 и β_2 между направлением опорной линии AB (или BA) и направлениями на точку 1 теодолитного хода. Если имеется три опорных пункта, то для контроля измеряют угол β_3, а также угол β_4 на третьем опорном пункте C. В этом случае координаты точкн 1 теодолитного хода могут быть вычислены дважды.

Для определения положения точки обратной засечкой нз этой точки должно быть видно не менее трех опорных пунктов (рис. 45, *б*). Измеряют углы γ_1 и γ_2 между направлениями на опорные пункты D, E, F. С целью контроля обязательно измеряют угол γ_3 при визировании на четвертый пункт K; это даст возможность дважды вычислить координаты определяемой точки теодолитного хода.

Прямую и обратную засечки вычисляют по особым формулам.

Кроме описанных возможны и иные способы привязки к опорной плановой сети. В частностн, когда опорный пункт располагается значительно выше поверхности земли, например на крыше здания, решают задачу по *снесенню координат с вершины знака на землю*.

Привязка к пунктам полигонометрии типа стенных реперов имеет свои особенности.

Вычисление привязки теодолитиого хода к стенным знакам полигонометрии

Особенность привязки к знакам полигонометрии такого типа вызвана тем, что установка теодолнта на такой знак для измереиия примычного угла невозможна, поскольку знак выступает из стены

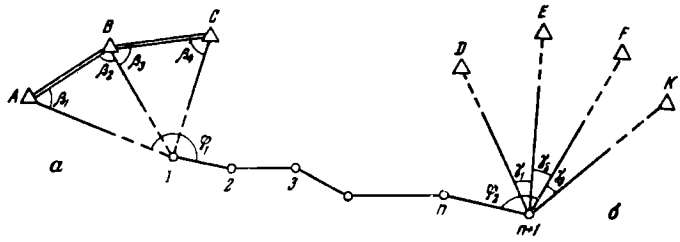


Рис. 45. Схема привязки теодолитного хода путем засечек

не более чем на 10 см. Здесь можно применять разные приемы привязки, в том числе обратную засечку и, в частности, прием, описанный ниже.

Пусть M и N (рис. 46) — знаки полигонометрии, AB — сторона теодолитного хода. Величину примычного угла β_n, недоступного для измерения его теодолитом, можно вычислить по формуле

$$\beta_n = 180° - (\varphi + \gamma).$$

При этом:

1) угол φ измеряют теодолитом двумя полными приемами;

2) угол γ вычисляют по формуле

$$\sin\gamma = \sin\varphi\frac{l_1}{l_3};$$

3) расстояние l_1 измеряют стальной рулеткой;

4) расстояние l_3 и дирекционный угол $\alpha_{кон}$ стороны MN полигонометрии выписывают из каталога координат опорной сети либо вычисляют по формулам (VI.5) и (VI.7), пользуясь координатами пунктов M и N.

После этого, зная величину примычного угла β_n и дирекционного угла $\alpha_{кон}$, увязывают теодолитный ход обычным способом (см. § 59).

Пример. Измеренный угол $\varphi = 44°16'15''$. Измеренное расстояние $l_1 = 12{,}346$ м. Вычисленные по координатам M и N расстояние $l_3 = 80{,}714$ м, дирекционный угол $\alpha_{MN} = \alpha_{кон} = 176°31'45''$.

Пользуясь шестизначными таблицами натуральных значений тригонометрических функций и арифмометром, получим

$$\sin\gamma = \sin 44°\,16'\,15'' \cdot \frac{12{,}346}{80{,}714} = 0{,}698051 \cdot 0{,}152960 = 0{,}106775,$$

откуда $\gamma = 6°11'09''$.

Следовательно, примычный угол β_n равен

$$\beta_n = 180° - (44°\,16'\,15'' + 6°\,11'\,09'') = 129°\,32'\,36''$$

или, округляя до десятых долей минуты, получим

$$\beta_n = 129°\,32{,}6'.$$

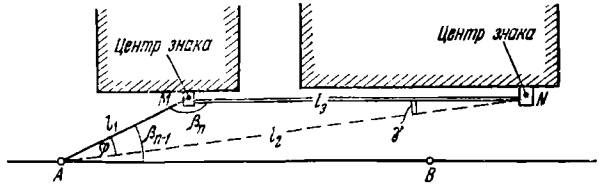


Рис. 46. Схема привязки теодолитного хода к стенным знакам полигонометрии

Если измерить длину l_2, то можно, разумеется, вычислить величину угла β_n непосредственно, минуя угол γ, по теореме синусов

$$\sin \beta_n = \sin \varphi \frac{l_2}{l_3}.$$

Высотная привязка

Высотная привязка с помощью геометрического нивелирования возможна только путем непосредственного примыкания к реперам с известными отметками. В результате привязки нужно определить превышение h между опорным репером и привязываемой точкой T, например временным репером, пикетом трассы, точкой сооружения и т. д. Привязка сводится к получению отсчетов a и b по нивелирным рейкам, стоящим на репере и на точке T (рис. 47). Тогда искомое превышение будет равно $h=a-b$, а отметка $H_т$ привязываемой точки равна

$$H_т = H_{реп} + h,$$

где $H_{реп}$— известная отметка репера.

Привязка позволяет получить отметку точки в той же системе высот, что и отметка опорного репера. Кроме того, привязка дает возможность осуществить контроль нивелирных работ. Так, чтобы получить для контроля отметку той же точки во второй раз, следует сделать привязку к другому реперу. Привязка ко второму реперу контролирует также согласованность отметок самих реперов, поэтому ход геометрического нивелирования привязывают, как правило, с обоих концов. В случае привязки к одному реперу

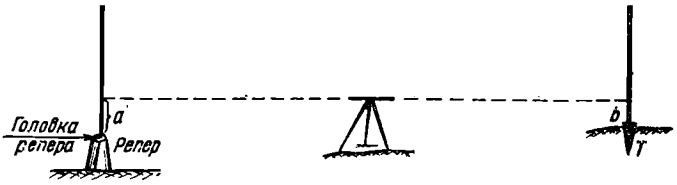


Рис. 47. Высотная привязка точки к реперу путем геометрического нивелирования

нивелирный ход должен быть двойным. Подробнее о контрольных подсчетах при нивелировании см. § 77.

Высотная привязка путем тригонометрического нивелирования, например при тахеометрической съемке, сводится к определению превышения между каждой привязываемой конечной точкой тахеометрического хода и ближайшим к ней репером.

Высотная привязка нивелирного и тахеометрического ходов возможна и к одному реперу, но тогда ход должен быть сомкнутым либо двойным, чтобы можно было выполнить контроль суммы превышений хода. Однако величина полученной невязки в сомкнутом ходе не характеризует правильности отметки самого репера, так как теоретическая сумма превышений, с которой сравнивают практическую сумму, равна нулю при любой отметке репера.

Часть II
СЪЕМОЧНЫЕ И НИВЕЛИРНЫЕ РАБОТЫ

ГЛАВА VIII
ТЕОДОЛИТНАЯ СЪЕМКА

§ 54. Виды съемок. Цель, состав полевых и камеральных работ при теодолитной съемке

В настоящее время применяются следующие виды наземных съемок местности с целью составления планов и карт: теодолитная, съемка по квадратам, тахеометрическая, мензульная, фототеодолитная. Большие по размерам территории снимают посредством аэрофотосъемки. Все виды съемок, кроме теодолитной, имеют целью получение топографических планов и карт местности. Топографическими принято называть такие планы и карты, на которых изображают ситуацию (контуры и предметы) и рельеф местности. При теодолитной съемке снимают только ситуацию местности. Так как планы и карты, на которых отсутствует изображение рельефа, являются неполноценными для использования их при составлении разного рода проектов, в том числе и проектов застройки, то теодолитная съемка производится обычно совместно с другими видами съемки, например с тахеометрической съемкой или нивелировкой по квадратам, когда ведется съемка рельефа.

Таким образом, в задачу теодолитной съемки входит съемка контуров сельскохозяйственных и лесных угодий, путей сообщения, гидрографии (рек, озер, болот) и предметов местности (зданий, сооружений, отдельно стоящих деревьев и т. д.).

Если съемка ведется в условной системе координат без учета сферичности Земли или, иначе, без применения картографической проекции, учитывающей кривизну Земли, то в результате съемки получается план, а не карта, независимо от масштаба съемки и размеров снимаемого участка. Так как координаты пунктов геодезической опорной сети вычисляются в системе координат Гаусса, основанной на применении соответствующей картографической проекции, то в результате съемок, опирающихся на эти пункты, получается карта, а не план. Однако ощутимой разницы между такой картой и планом в отношении точности и подобия изображенной ситуации не будет, если съемка выполняется на сравнительно небольшой по размерам территории (радиусом до 50 км).

Съемка местности состоит из подготовительных, полевых и камеральных работ. К подготовительным относятся следующие работы: выяснение необходимости съемок и выбор ее масштаба; составление календарного плана и сметы на работы; расчет необходимого количества исполнителей, рабочих и транспорта, подбор кадров; составление списка на необходимые приборы, оборудование, материалы.

Масштаб теодолитной съемки выбирают, руководствуясь точностью масштаба (см. § 61). Так, если на плане необходимо показать все выступы контуров размером 0,2 м, то масштаб съемки должен быть не мельче 1:500, так как изображение такого выступа на плане имеет размер, равный 0,4 мм.

К полевым работам при теодолитной съемке относятся осмотр участка местности для определения сложности ситуации и выбора местоположения точек теодолитных ходов; закрепление знаками точек теодолитных ходов; измерение углов и сторон теодолитных ходов; привязка теодолитных ходов к пунктам триангуляции или полигонометрии; съемка ситуации.

К камеральным работам относятся обработка полевых журналов; вычисление координат точек теодолитных ходов; составление и вычерчивание плана местности.

Для выполнения теодолитной съемки необходимо иметь теодолит, стальную ленту со шпильками, эклиметр и рулетку. В последнее время вместо стальной ленты пользуются дальномерами ДНТ, ДД и ДН-04. Кроме того, при теодолитной съемке применяются эккер и деревянные прямоугольные треугольники (длиной до 2 м).

§ 55. Рекогносцировка участка. Закрепление точек теодолитного хода

Рекогносцировка участка, т. е. обход и осмотр, производится для того, чтобы получить представление о размерах участка, сложности ситуации, условиях для измерения углов и линий и условиях привязки теодолитного хода к пунктам триангуляции или полигонометрии. В процессе рекогносцировки выбирают местоположение точек главного и диагональных теодолитных ходов. Главный ход намечают вблизи границы участка, а диагональные — внутри его. Каждый ход должен располагаться так, чтобы на привязку ситуации местности к вершинам и сторонам хода затрачивалось меньше труда.

Вершины теодолитных ходов при естественном грунте закрепляют деревянными кольями, которые окапывают канавой. В центр верхнего среза кола забивают гвоздь.

Вершины теодолитных ходов на асфальтированной поверхности закрепляют гвоздями, костылями или металлическими трубками. Вокруг гвоздя краской обозначают окружность диаметром 10—15 см для облегчения отыскания закрепленных точек. В местах с интенсивным движением пешеходов или транспорта необходимо отметить краской тот или иной знак на заборе вблизи закрепленной точки. На бетонированной поверхности вершины теодолитного хода обозначают масляной краской посредством двух аккуратно пересекающихся под прямым углом линий толщиной 0,5 см; место пересечения обводят той же краской по окружности диаметром 10—15 см.

В процессе закрепления вершин теодолитного хода составляют схему, на которой показывают расположение вершин и сторон хода относительно ситуации местности. Эта схема используется при выполнении работы по измерению углов и сторон теодолитного хода.

§ 56. Измерение углов, линий и магнитных азимутов в теодолитном ходе

После закрепления знаками вершин (точек) теодолитного хода приступают к измерению углов и линий (длин сторон) теодолитного хода. Для этого создают две группы работников: одну для измерения углов, другую для измерения линий. Одновременное выполнение этих работ одними и теми же лицами менее целесообразно. При выполнении всех измерений в теодолитном ходе необходимо заранее составить схему хода.

Измерение углов

Углы между сторонами теодолитного хода измеряют одним приемом (при КП и КЛ) с перестановкой лимба между полуприемами приблизительно на 90°. Пересечение главных нитей сетки наводят на ось вешки (шпильки) как можно ближе к ее основанию либо на острый конец верха столба, закрепляющего точку. Наведение делают при помощи наводящих винтов алидады и трубы, заканчивая вращение винта ввинчиванием (а не вывинчиванием). Отсчеты берут по двум верньерам, по первому — градусы, минуты и секунды, по второму — только минуты и секунды (по 1-минутному теодолиту только минуты). Результаты записывают в журнал (табл. 13).

Измерение линий

Длины сторон теодолитного хода измеряют дважды 20-метровой стальной лентой со шпильками либо дальномером двойного изображения. В табл. 13 приведены результаты измерения линий лентой; абсолютная величина расхождения получилась равной

$$176{,}12\ \text{м} - 176{,}08\ \text{м} = 0{,}04\ \text{м},$$

что в относительном выражении даст

$$\frac{0{,}04}{176} = \frac{1}{4400}.$$

Так как точность измерения линий стальной лентой со шпильками обычно бывает не выше, чем $\frac{1}{2000}$ от всей длины, то в данном случае результат измерений удовлетворяет требованиям, предъявляемым к точности измерения линии стальной лентой.

Измерение углов наклона

Углы наклона линий теодолитного хода можно измерять эклиметром или при помощи вертикального круга теодолита (см. § 39). Если сторона хода будет иметь участки с разными углами наклона (с разницей более 1°), то последние измеряют отдельно на каждом участке, имеющем однообразный уклон.

Определение магнитного азимута

Независимо от того, привязывается или нет теодолитный ход к опорной сети, следует, пользуясь буссолью, определить магнитный азимут хотя бы одной стороны теодолитного хода. При отсутствии привязки это единственный способ ориентирования хода. В случае привязки хода к опорной сети магнитный азимут можно

Таблица 13

Теодолит ТТ-50, № 6378
Лента 20-метровая, стальная со шпильками
Углы измерял техник *Бодров В. В.*
Линии измерял техник *Егоров И. С.*
Месяц, число: *27/VIII 1960 г.*

Схема измеряемого угла

№ точки		Отсчеты			Угол, полученный в полуприеме	Среднее значение угла	Магнитный азимут	Длины сторон, м	Углы наклона
стояния	визирования	по верньерам I	по верньерам II	средний					
				КП					
	6	126°47′30″	48′0″	47′45″					
	8	38 51 0	51 30	51 15	87°56′30″		A_{7-8}=283,5°	d_{7-8}=176,12 176,08 Средн. 176,10	4°50′
7						87°56′15″			
				КЛ					
	6	31 14 0	14 00	14 00					
	8	303 18 0	18 00	18 00	87°56′00″				

использовать для контроля возможных грубых ошибок в вычислениях азимута от сторон опорной сети.

Чтобы определить магнитный азимут стороны, например *7—8* (см. табл. 13), необходимо на точке *7* взять отсчет по северному концу стрелки буссоли в тот момент, когда труба наведена на точку *8*. Однако перед измерением азимута следует убедиться, что при совпадении направления СЮ стрелки с направлением нулевого диаметра буссоли отсчет по северному концу стрелки равен 0°(обычно это бывает при КП), а не 180°. Если он окажется равным 180°, то необходимо трубу повернуть через зенит и измерять азимут при другом положении вертикального круга. Измерять азимут следует вдали от металлических сооружений и высоковольтных линий электропередач, которые могут сильно отклонить стрелку от правильного положения. Для контроля полагается определить азимут той же линии, но в обратном направлении, когда теодолит будет установлен на другом конце линии.

Определение магнитного азимута с помощью ориентир-буссоли требует ориентирования лимба горизонтального круга. Для этого, совместив при КП нули лимба и алидады и закрепив алидаду, вращают лимб до совмещения концов стрелки ориентир-буссоли с нулевыми штрихами ее шкалы. Точнее совмещение концов стрелки выполняют вращением лимба его наводящим винтом. После этого освобождают алидаду и наводят зрительную трубу на конечную точку ориентируемой линии, заканчивая движение трубы ввинчиванием наводящего винта алидады. Взятый затем с горизонтального круга отсчет и будет магнитным азимутом.

§ 57. Определение расстояний, недоступных для непосредственных измерений лентой

Пусть требуется определить горизонтальное расстояние между точками *A* и *B*, разделенными препятствием, например рекой (рис. 48, *а*). Для этого выбирают место, удобное для измерения базиса *в*, например между точками *A* и *C*. Длина базиса должна быть такой, чтобы угол β_3 оказался не менее 27°. Базис измеряют дважды. Если расстояние измеряют стальной лентой со шпильками, то расхождения между двумя результатами не должны превышать $\frac{1}{2000}$ от длины базиса. Затем при помощи теодолита измеряют полным приемом углы β_1, β_2 и β_3 треугольника *ABC*. Сумма измеренных углов не должна отличаться от 180° более чем на $1{,}5t\sqrt{3}$, где t — точность верньера горизонтального круга*. Измеренные углы увязывают, т. е. полученную невязку распределяют с обратным знаком поровну на каждый угол. Измеряют также при помощи вертикального круга угол ν наклона базиса *в* к горизонту.

---

* При работе с малыми оптическими теодолитами допустимую невязку в углах следует вычислять по формуле

$$\text{доп } f_\beta = 3m\sqrt{n},$$

где m — средняя квадратическая погрешность измерения угла одним приемом (при КП и КЛ); n — число измеренных углов. Для теодолита ОТШ $m = \pm 7''$.

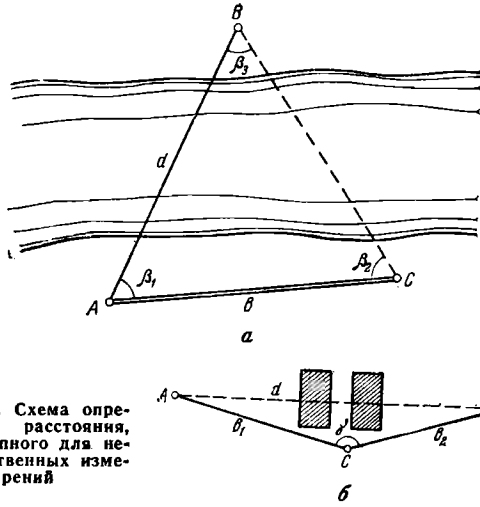


Рис. 48. Схема определения расстояния, недоступного для непосредственных измерений

Чтобы определить горизонтальное проложение линии AB, необходимо сначала вычислить длину $в_0$ горизонтального проложения базиса $в$. Тогда

$$d = в_0 \frac{\sin \beta_2}{\sin \beta_3}. \qquad \text{(VIII.1)}$$

Пример.

$b = 143{,}38$ м; $\nu = 5°32'$, $\beta_1 = 88°13'$, $\beta_2 = 46°33'$, $\beta_3 = 45°16'$, $t = 1'$

1. $в_0 = в \cos \nu = 143{,}38 \cos 5°\,32' = 143{,}38 \cdot 0{,}99534 = 142{,}71$ м;
2. $\Sigma\beta = 88°\,13' + 46°\,33' + 45°\,16' = 180°\,02'$; $f_\beta = +2'$;
3. Доп $f_\beta = 1{,}5t\sqrt{n} = 1{,}5' \sqrt{3} = \pm 2{,}6'$;
4. Исправленные углы $\beta_1 = 88°\,12{,}4'$; $\beta_2 = 46°\,32{,}3'$; $\beta_3 = 45°\,15{,}3'$.
5. $d = 142{,}71 \dfrac{\sin 46°\,32{,}3'}{\sin 45°\,15{,}3'} = 142{,}71 \dfrac{0{,}72584}{0{,}71025} =$

$= 142{,}71 \cdot 1{,}0220 = 145{,}85$ м.

Поскольку вычисления по формуле (VIII.1) бесконтрольны, то во избежание грубых погрешностей в определении искомого расстояния d измеряют два базиса и расстояние d вычисляют в зависимости от каждого из них. Расхождение в двух полученных таким путем значениях d не должно быть больше $\dfrac{1}{1500}$ от величины

d. За окончательный результат принимают среднее из двух результатов.

Если по прямой AB нет видимости (линия закрыта строениями, лесом и т. д.), то длина d этой линии может быть определена следующим образом. На местности измеряют линию $CB=e_2$ и линию $CA=e_1$ (см. рис. 48, *б*) с общей вершиной в точке C; эти линии располагают на горизонтальной и удобной для измерения местности, причем угол γ должен быть, по возможности, около 180° (тогда точность определения расстояния d будет выше). Расстояние d вычисляют по формуле

$$d=\sqrt{e_1^2+e_2^2-2e_1e_2\cos\gamma}\,. \qquad \text{(VIII.2)}$$

§ 58. Съемка ситуации местности

Съемка ситуации (контуров и предметов) местности при теодолитной съемке заключается в привязке посредством тех или иных способов ситуации к сторонам и вершинам опорного теодолитного хода. Применяют следующие способы съемки ситуации.

Способ перпендикуляров

Перпендикуляры опускают из снимаемых точек контура или предмета местности на стороны теодолитного хода. Положение снимаемой точки, например точки E (рис. 49), изображающей угол здания, на плане определится длиной перпендикуляра l_1 и длиной d_1 — части горизонтальной проекции стороны AB теодолитного хода. При съемке криволинейного контура необходимо решить вопрос о том, в каких местах и сколько требуется опустить перпендикуляров. Это зависит от масштаба плана, который будет составлен по результатам съемки. Согласно обязательной для всех ведомств инструкции ГУГК, при съемке контуров могут спрямляться выступы и изгибы, если они на плане выражаются величиной, не большей 0,3 мм.

При съемке городских проездов, а следовательно, и фасадов зданий длины перпендикуляров ограничены размерами:

при съемке в масштабе	1:2000	1—8 м,
» » »	1:1000	0,5—6 м,
» » »	1:5000	0,25—4 м.

В случае применения эккера перпендикуляры допускаются соответственно до 60, 40 и 20 м. В пределах таких расстояний от

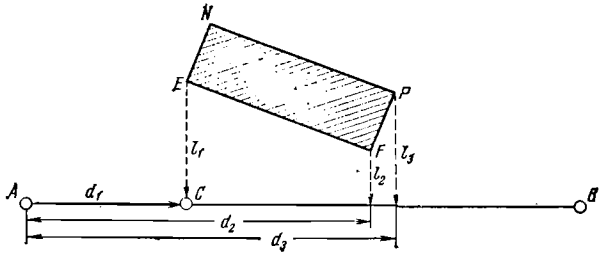


Рис. 49. Съемка здания по способу перпендикуляров

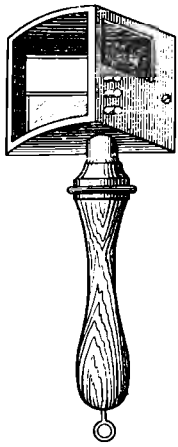


Рис. 50. Двухзеркальный эккер

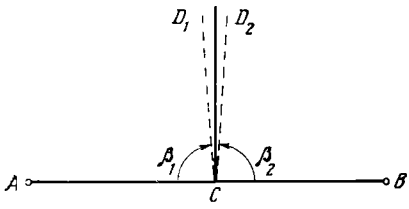


Рис. 51. Поверка эккера

фасадов зданий должеи прокладываться теодолитный ход. Чаще всего применяется двухзеркальный эккер (рис. 50).

Точность построения прямого угла эккером характеризуется ошибкой порядка 2—6′. Перед началом работы эккер следует проверить. Для этого его устанавливают на прямой линии AB (рис. 51) в какой-либо точке C и строят прямой угол β_1, пользуясь вехой в точке A, а затем угол β_2, пользуясь вехой в точке B. Направления CD_1 и CD_2 должны совпадать.

В противном случае зеркальный эккер следует тут же исправнть путем перемещеиия зеркала с помощью исправительных винтов.

Схема построения прямого угла двухзеркальным эккером показана на рис. 52.

Съемку способом перпендикуляров ведут следующим образом. По направлению стороны теодолитного хода протягивают и закрепляют ленту и на нее проектируют по перпендикулярам все снимаемые точки местности, располагающиеся около ленты. Длину перпендикуляра измеряют рулеткой.

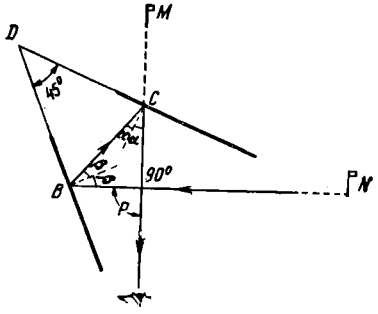


Рис. 52. Схема построения прямого угла эккером

Способ обмера

Контуры, имеющие правильные геометрические формы (прямоугольник, равносторонний или равнобедренный треугольник, окружность и др.), частично можно снимать путем обмера их, например, рулеткой, располагая последнюю горизонтально. Так, например, углы *E*, *F* и *P* здания, изображенного на рис. 49, целесообразно снимать способом перпендикуляров, а положение точки *N* определить путем обмера сторон *EN*, *NP*, *PF* здания. Для контроля в таких случаях обычно измеряют и сторону *EF*. Данные измерений способами перпендикуляров и обмеров полностью обеспечивают возможность построения контура здания на плане.

Способ линейных засечек

В этом случае положение снимаемой точки *M* (рис. 53) определяется путем измерения горизонтальных расстояний *AC* и *AE*, *CM* и *EM*, причем *CE* — часть стороны теодолитного хода *AB*. Стороны *CM* и *EM* измеряют обычно рулеткой. Засечка будет точнее, когда угол у засекаемой точки близок к 90°.

Способ угловых засечек

Положение снимаемой точки *N* определяется путем измерения горизонтального расстояния *CD* и горизонтальных углов β_1 и β_2 треугольника *CND* (рис. 53, *б*). Углы β_1 и β_2 измеряют теодолитом. В некоторых случаях для контроля измеряют и третий угол тре-

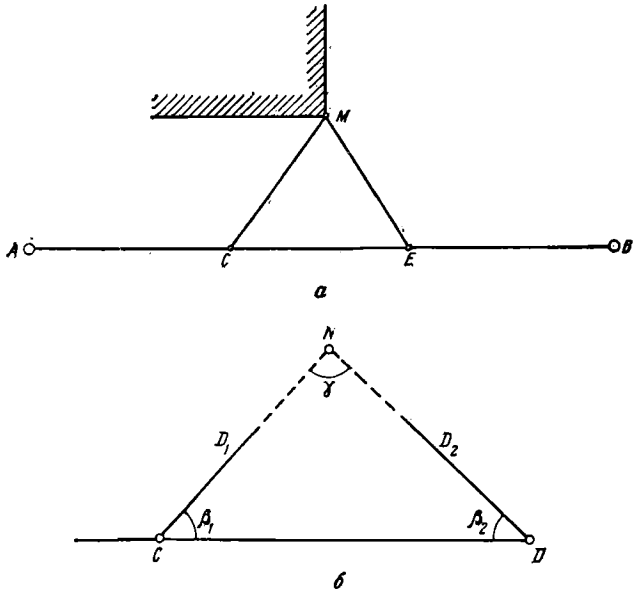


Рис. 53. Съемка способом засечек
а — линейная; *б* — угловая

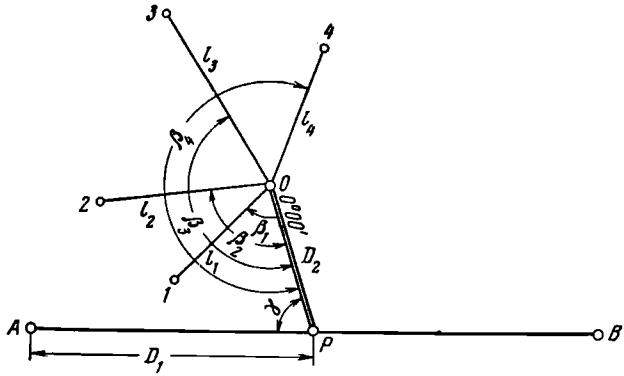


Рис. 54. Съемка полярным способом

угольника. Этот способ применяют для обособленных и настолько удаленных от сторон теодолитного хода точек (отдельно стоящих деревьев, опор линий электропередачи, угловых столбов линий связи и т. п.), что линейная засечка была бы более затруднительной. Расстояния *CN* и *DN* часто бывают недоступными для непосредственных измерений. Угловая засечка будет тем точнее, чем ближе к 90° будет угол при засекаемой точке.

Полярный способ

В этом способе положение снимаемых точек *1*, *2*, *3*, *4* (рис. 54) определяется в системе полярных координат, т. е. горизонтальными углами β_1, β_2, β_3, образованными начальным направлением и радиусами-векторами l_1, l_2, l_3, направленными горизонтально из точки *O* начала координат на снимаемые точки. При съемке полярным способом в точке *O* устанавливают теодолит, при помощи которого измеряют углы β_1, β_2, β_3, длины l_1, l_2, l_3 определяют обычно с применением нитяного дальномера, а при съемках застроенной территории в маштабах 1 : 500 и крупнее — стальной ленты. Так как из точки *O* снимают не одну, а несколько точек, то лимб теодолита целесообразно ориентировать, чтобы при визировании на начальное направление *OP* отсчет по горизонтальному кругу был равен 0°0′. Тогда при наведении на каждую из снимаемых точек отсчет по горизонтальному кругу будет представлять собой значение соответствующего угла β. Для определения положения точки *P* измеряют расстояние D_1, а для определения положения точки *O* — длину $OP=D_2$ и угол γ между направлением *PO* и стороной *AB* теодолитного хода. По полученным результатам измерений впоследствии вычисляют прямоугольные координаты *P* и *O*, по которым наносят последние на план, а затем уже наносят и снимаемые точки *1*, *2*, *3*, *4* по измеренным углам β_1, β_2, β_3 и расстояниям l_1, l_2... Углы строят транспортиром. Точкой *O* при полярном способе съемки может являться любая вершина теодолитного хода либо

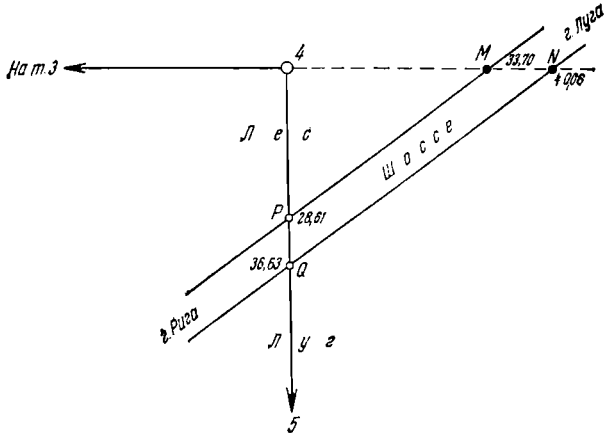


Рис. 55. Съемка точек ситуации способом створов

удобная точка на его стороне. В этих случаях начальным будет направление по стороне теодолитного хода.

Способ створов

Когда границы ситуации пересекают какую-либо линию теодолитного хода или продолжение этой линии, съемка точек пересечения производится путем измерения расстояний до этих точек от одной из крайних точек пересекаемой линии теодолитного хода. Например, на рис. 55 показаны две точки *P* и *Q* шоссе, пересекающего сторону *4—5* теодолитного хода, и две точки *M* и *N* того же шоссе, находящиеся в пересечении шоссе с продолжением стороны *3—4* теодолитного хода.

Так как точки пересечения находятся в створе той или иной стороны теодолитного хода, то такой способ съемки точек местности называют способом створов. На план эти точки наносят путем отложения в масштабе карты измеренных на местности расстояний от вершин теодолитного хода до снимаемых точек.

При съемке ситуации составляют *абрис*, в котором схематически зарисовывают снимаемую ситуацию, показывают все снимаемые точки, записывают четко и ясно результаты всех выполненных при съемке угловых и линейных измерений. Абрис составляют отдельно для каждой стороны теодолитного хода, показывая всю снятую с этой стороны ситуацию (рис. 56). Для облегчения обработки результатов съемки составляют общую схему участка, на которой показывают главные и диагональные теодолитные ходы, основные элементы ситуации, измеренные длины сторон и величины углов теодолитных ходов.

При съемке необходимо руководствоваться соответствующими инструкциями и наставлениями.

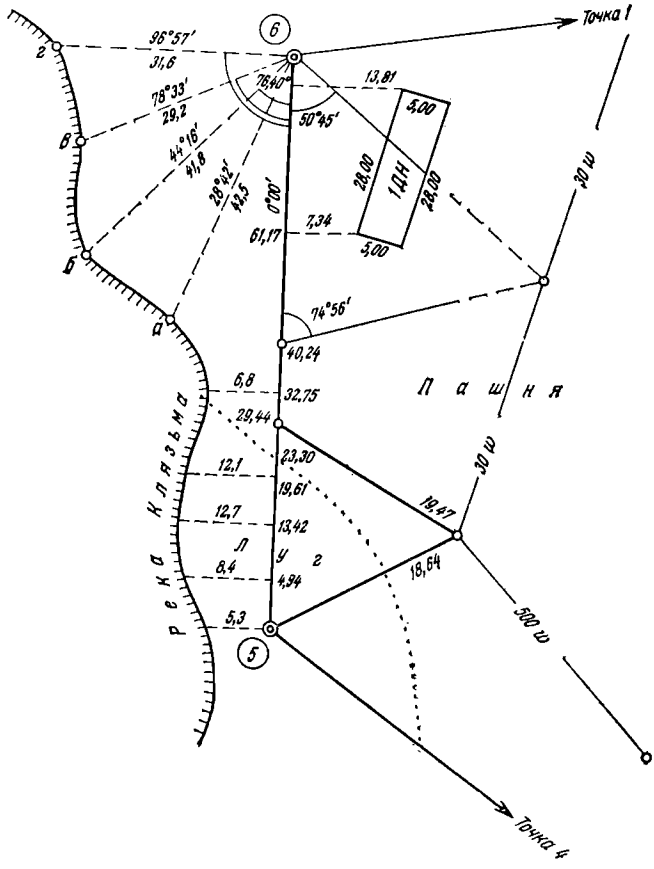


Рис. 56. Абрис съемки

§ 59. Вычисление координат точек теодолитного хода

Если система ходов состоит из сомкнутого полигона *1—2—3...—10—1* с диагональным ходом *3—7—...—9—10* (рис. 57), то сначала производят вычисления по обработке основного, сомкнутого полигона, а затем уже диагонального хода.

Последовательность вычислений такова.

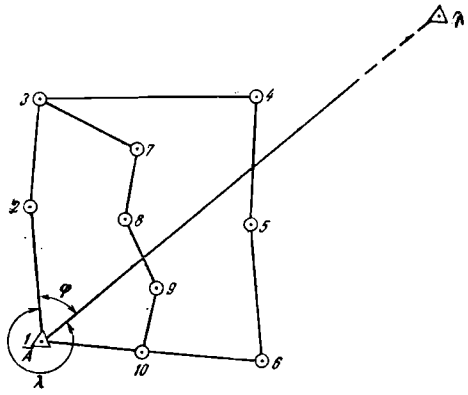


Рис. 57. Теодолитные ходы — основной и диагональный со схемой привязки к пункту *A* и стороне *AB* триангуляции

Сомкнутый полигон

1. Вычисление угловой невязки

$$f_\beta = \Sigma\beta_{изм} - [180°(n-2)], \qquad \text{(VIII.3)}$$

где $\Sigma\beta_{изм}$ — сумма измеренных внутренних углов полигона (практическая сумма), n — число сторон (углов) его.

2. Оценка допустимости угловой невязки

$$f_\beta \leqslant \pm 1{,}5t\sqrt{n}^*, \qquad \text{(VIII.4)}$$

где t — точность отсчета по горизонтальному кругу.

При соблюдении условия (VIII.4) угловая невязка распределяется с обратным знаком между измеренными углами. Если стороны полигона примерно равны, то в каждый угол вводят одинаковую поправку. В случае большой разницы длин сторон в углы с короткими сторонами вводят бо́льшие поправки.

3. Вычисление дирекционных углов сторон полигона:

$$\alpha_i = \alpha_{i-1} + 180° - \beta_{iиспр}, \qquad \text{(VIII.5)}$$

где $\beta_{испр}$ — исправленное значение правого по ходу вычислений измеряемого угла; $i = 1, 2, \ldots, n$.

Если на схеме хода те же углы β будут располагаться слева по ходу вычислений, то дирекционные углы вычисляют по формуле

$$\alpha_i = \alpha_{i-1} + 180° + \beta_{iиспр}. \qquad \text{(VIII.5')}$$

Когда теодолитный ход разомкнут и опирается своими концами на геодезические пункты и стороны более высокого класса точности,

---

* Для новых оптических теодолитов Т30, Т15

$$f_\beta \leqslant 3m\sqrt{n},$$

где m — средняя квадратическая погрешность измерения угла. Для этих теодолитов m соответственно равно ±30, ±10″.

то невязку в сумме измеренных углов подсчитывают так же, как и в диагональном ходе, т. е. по формуле (VIII.11), а невязки в сумме приращений — по формуле (VIII.13).

Для удобства пользования таблицами значений тригонометрических функций дирекционные углы иногда переводят в румбы.

4. Вычисление горизонтальных проложений d сторон полигона по формуле (III.4) или (III.5).

5. Вычисление приращений координат Δx и Δy по формулам (VI.4).

6. Вычисление невязок в суммах приращений координат:

$$\left.\begin{aligned} f_x &= \Sigma \Delta x_{\text{выч}}, \\ f_y &= \Sigma \Delta y_{\text{выч}}, \end{aligned}\right\} \qquad \text{(VIII.6)}$$

невязки в периметре (линейной невязки)

$$f_P = \pm \sqrt{f_x^2 + f_y^2} \qquad \text{(VIII.7)}$$

и относительной невязки

$$\frac{f_P}{\Sigma d} = \frac{1}{N}, \qquad \text{(VIII.8)}$$

где Σd — периметр полигона.

Знаменатель N относительной невязки вычисляется с сохранением двух цифр, отличающихся от нуля, например $\frac{1}{4800}$.

Если $\frac{1}{N} \leqslant \frac{1}{2000}$, то невязки f_x и f_y распределяют с обратными знаками между вычисленными приращениями, обычно пропорционально длинам соответствующих сторон, после чего вычисляют исправленные приращения координат с контролем:

$$\Sigma \Delta x_{\text{испр}} = \Sigma \Delta y_{\text{испр}} = 0, \qquad \text{(VIII.9)}$$

7. Вычисление координат вершин полигона:

$$\left.\begin{aligned} x_i &= x_{i-1} + \Delta x_{i\text{испр}}, \\ y_i &= y_{i-1} + \Delta y_{i\text{испр}}. \end{aligned}\right\} \qquad \text{(VIII.10)}$$

Контроль: вторичное получение координат исходной вершины полигона.

Диагональный ход

1. Вычисление угловой невязки

$$f_\beta = \Sigma \beta_{\text{изм}} - [\alpha_{\text{нач}} - \alpha_{\text{кон}} + 180^\circ (n+1)], \qquad \text{(VIII.11)}$$

где $\Sigma \beta_{\text{изм}}$ — сумма измеренных *правых* углов, $\alpha_{\text{нач}}$ и $\alpha_{\text{кон}}$ — дирекционные углы начальной и конечной примычных сторон основного хода; n — число сторон диагонального хода.

2. Оценка допустимости угловой невязки

$$f_\beta \leqslant \pm 2t \sqrt{n+1}. \qquad \text{(VIII.12)}$$

Ведомость вычисления координат

№ вершин полигона	Измеренные углы		Исправленные углы		Дирекционные углы		Румбы			Длины линий (горизонтальные проложения) d
	°	′	°	′	°	′	название	°	′	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
		+0,2								
1	96	09,8	96	10,0						
					323	26,8	СЗ	36	33,2	75,32
		+0,2								
2	173	48,2	173	48,4						
					329	38,4	СЗ	30	21,6	58,14
		+0,2								
3	98	31,4	98	31,6						
					51	06,8	СВ	51	06,8	116,27
		+0,2								
4	89	29,1	89	29,3						
					141	37,5	ЮВ	38	22,5	71,85
		+0,2								
5	180	27,3	180	27,5						
					141	10,0	ЮВ	38	50,0	79,85
		+0,2								
6	81	33,0	81	33,2						
					239	36,8	ЮЗ	59	36,8	128,70
1										
$\Sigma\beta_{изм}$	719	58,8	720	00,0						
$\Sigma\beta_{теор}$	720	00,0								Σd=530,13
f_β		−12								

$$f_{\beta_{доп}} = 1{,}5\,t\,\sqrt{n} = (1{,}5 \cdot 0{,}5')\,\sqrt{6} = \pm 1{,}8'.$$

Примечания. 1. Горизонтальные углы измерялись 30-секундным тео-
2. Дирекционный угол стороны *1—2* теодолитного хода вычислен от ди-привязан посредством измерения примычного угла (углы φ и λ на рис. 57).
3. Точка № 1 теодолитного хода совмещена с пунктом *A* триангуляции

Таблица 14

точек основного теодолитного хода

Приращения координат								№ вершин полигона	Координаты	
вычисленные				исправленные						
±	Δx	±	Δy	±	Δx	±	Δy		x	y
12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22
	−0,01		+0,01					1	+6 374 862,27	+87 455,73
+	60,51	−	44,85	+	60,50	−	44,85			
								2	4922,77	410,88
			+0,01							
+	50,16	−	29,39	+	50,16	−	29,38			
								3	4972,93	381,50
	−0,01		+0,03							
+	73,00	+	90,50	+	72,99	+	90,53			
								4	5045,92	472,03
			+0,01							
−	56,33	+	44,61	−	56,33	+	44,62			
								5	4989,59	516,65
			+0,01							
−	62,20	+	50,06	−	62,21	+	50,07			
								6	4927,38	566,72
	−0,01		+0,03							
−	65,10	−	111,02	−	65,11	−	110,99			
+	183,67	+	185,17	+	183,65	+	185,22	1	6 374 862,27	+87 455,73
−	183,63	−	185,27	−	183,65	−	185,22			
f_x	−0,04	f_y	−0,10		0,00		0,00			

$$f_P = \sqrt{f_x^2 + f_y^2} = \sqrt{0{,}04^2 + 0{,}10^2} = \pm 0{,}11.$$

Относительная невязка $\frac{f_P}{\Sigma d} = \frac{0{,}11}{530} \approx \frac{1}{4800} < \frac{1}{2000}$.

долитом.

рекционного угла стороны AB триангуляции (см. § 48), к которой ход был

и имеет поэтому те же координаты, что и пункт A.

Ведомость вычисления координат точек

№ вершин полигона	Первые измеренные углы		Исправленные углы		Дирекционные углы		Румбы			Длины линий (горизонтальные проложения) d
	°	′	°	′	°	′	название	°	′	
2		—0,3								
3	67	30,2	67	29,9	329	38,4				
					82	08,5	СВ	82	08,5	50,14
7		—0,3								
	103	17,8	103	17,5						
					158	51,0	ЮВ	21	09,0	38,42
8		—0,4								
	218	54,1	218	53,7						
					119	57,3	ЮВ	60	02,7	45,80
9		—0,4								
	145	18,8	145	18,4						
					154	38,9	ЮВ	25	21,1	36,27
10		—0,4								
	95	02,5	95	02,1						
					239	36,8	ЮЗ	59	36,8	51,48
									Σd	+222,11
1										
$\Sigma\beta_{изм}$	630	03,4	630	01,6						$\Sigma\Delta x_{изм}$
$\Sigma\beta_{теор}$	630	01,6								$\Sigma\Delta x_{теор}$
$f\beta$		+1,8								

$$f_{\beta_{доп}} = 2t\sqrt{n} = 1' \sqrt{5} = \pm 2{,}2' \qquad f_x = 0{,}000$$

$$\Sigma\beta_{теор} = \alpha_{нач} - \alpha_{кон} + (n+1)\,180° = 630°\ 01{,}6'$$

Примечания: 1. Точка № 10 диагонального хода лежит на линии
2. Горизонтальные углы измерялись 30-секундным теодолитом.

Таблица 15

диагонального теодолитного хода

Приращения координат								№ вершин полигона	Координаты	
вычисленные				исправленные						
±	Δx	±	Δy	±	Δx	±	Δy		x	y
			−0,02					3	5 374 972,93	+87 381,50
+	6,84	+	49,67	+	6,84	+	49,65			
			−0,02					7	4979,77	431,15
−	35,83	+	13,86	−	35,83	+	13,84			
								8	4943,94	444,99
−	22,89	+	39,68	−	22,89	+	39,66			
			−0,02					9	4921,05	484,65
−	32,77	+	15,53	−	32,77	+	15,51			
			−0,02					10	4888,28	500,15
−	26,01	−	44,41	−	26,01	−	44,43			
								1	5 374 862,27	+87 455,73
+	6,84	+	118,74	−	110,66	+	74,23			
−	117,50	−	44,41							
−	110,66	$\Sigma\Delta y_{изм}$	74,33	$f_P = \pm 0{,}10$						
−	110,66	$\Sigma\Delta y_{теор}$	+74,23	$\frac{f_P}{\Sigma d} = \frac{1}{2200} < \frac{1}{1500}$						

$f_y = +0{,}10$

6—1 основного хода, поэтому $\alpha_{10-1} = \alpha_{6-1}$.

Распределение f_β, удовлетворяющей условию (VIII.12), производится так же, как в основном, сомкнутом полигоне.

3. Вычисление дирекционных углов сторон диагонального хода по формуле (VIII.5).

4. Вычисление горизонтальных проложений d сторон хода по формуле (III.4) или (III.5).

5. Вычисление приращений координат Δx и Δy по формулам (VI.4).

6. Вычисление невязок в суммах приращений координат по формулам

$$\left.\begin{aligned} f_x &= \Sigma\Delta x_{\text{выч}} - (x_{\text{кон}} - x_{\text{нач}}), \\ f_y &= \Sigma\Delta y_{\text{выч}} - (y_{\text{кон}} - y_{\text{нач}}), \end{aligned}\right\} \qquad \text{(VIII.13)}$$

где $x_{\text{нач}}$, $y_{\text{нач}}$, $x_{\text{кон}}$, $y_{\text{кон}}$ — координаты начальной и конечной точек диагонального хода, а также невязки f_P в периметре и относительной иевязки $\dfrac{f_P}{\Sigma_d}$ по формулам (VIII.7) и (VIII.8).

Если $\dfrac{f_P}{\Sigma_d} \leqslant \dfrac{1}{1500}$, то невязки f_x и f_y распределяются так же, как в сомкнутом полигоне, с контролем исправленных приращений координат по формулам

$$\left.\begin{aligned} \Sigma\Delta x_{\text{испр}} &= x_{\text{кон}} - x_{\text{нач}}, \\ \Sigma\Delta y_{\text{испр}} &= y_{\text{кон}} - y_{\text{нач}}. \end{aligned}\right\} \qquad \text{(VIII.14)}$$

7. Вычисление координат вершин хода по формулам (VIII.10).

Контроль: получение в результате вычислений тех же значений координат конечной точки хода, какие были вычислены при обработке основного полигона.

Примеры вычислительной обработки сомкнутого и диагонального теодолитных ходов приведены в табл. 14 и 15.

Для вычисления приращений координат имеется ряд специальных таблиц.

В СССР наибольшее распространение получили таблицы Ф. Гаусса (удобны для вычислений с помощью конторских счетов), Е. Г. Ларченко, И. Ф. Булекова (для вычислений на арифмометре). Можно также пользоваться таблицами натуральных значений тригонометрических функций, например, составленными Л. С. Хреновым, где приводятся значения всех шести тригонометрических функций, позволяющих контролировать вычнсление приращений по формулам

$$\Delta x = \Delta y \operatorname{ctg} \alpha, \quad \Delta y = \Delta x \operatorname{tg} \alpha.$$

В случае необходимости внутри основного сомкнутого полигона прокладывают несколько диагональных ходов, пересекающихся в точках, называемых *узловыми*. Увязка таких ходов производится совместно по правилам, излагаемым в полных курсах геодезии.

Примечание. При неблагоприятных условиях местности требования к точности теодолитных ходов снижаются до 1 : 1000 в основном ходе и 1 : 700 — в диагональном. Требования к точности хода зависят также и от масштаба съемки, в связи с чем длины ходов ограничнваются с таким расчетом, чтобы абсолютная величина невязки не превышала предела, установлениого для точности по-

строения плана в заданном масштабе. Так, Инструкцией СН 212—73 Госстроя установлены следующие предельные длины теодолитных ходов и допустимые величины абсолютных невязок (табл. 16).

Таблица 16

Масштаб съемки	Застроенная территория	Незастроенная территория
	предельная длина хода, км	предельная длина хода, км
1:500	0,8	1,2
1:1000	1,2	1,8
1:2000	2,0	3,0
1:5000	4,0	6,0

Пример увязки теодолитных ходов, пересекающихся в одной узловой точке, приведен в прилож. 2.

§ 60. Вычисление площади многоугольника по координатам его вершин

Площадь многоугольника можно вычислить по координатам его вершин, пользуясь формулами

$$S = \frac{1}{2} \sum_{1}^{n} x_i (y_{i+1} - y_{i-1}), \qquad \text{(VIII.15)}$$

$$S = \frac{1}{2} \sum_{1}^{n} y_i (x_{i-1} - x_{i+1}). \qquad \text{(VIII.16)}$$

Для контроля целесообразно вычислить одну и ту же площадь как по формуле (VIII.15), так и по формуле (VIII.16). Если вершинами многоугольника служат точки теодолитного хода, то площадь, вычисленная по координатам, получается с погрешностью не более 0,1% от величины вычисляемой площади.

Для простоты вычислений следует, во-первых, отбросить как в абсциссах, так и в ординатах общие цифры, стоящие слева, и, во-вторых, пользоваться счетной машиной. Пример вычисления площади по координатам приводится в табл. 17.

§ 61. Масштабы

Различают масштабы *численный* и *графический*. Численный масштаб выражается простой дробью, числителем которой является единица, а знаменателем — число, показывающее, во сколько раз горизонтальные проекции линий местности уменьшены на чертеже

Таблица 17

№ вершины	Координаты		$y_{i+1} - y_{i-1}$	$x_{i-1} - x_{i+1}$	$x_i (y_{i+1} - y_{i-1})$	$y_i (x_{i-1} - x_{i+1})$
	x, м	y, м				
1	6213,41	4248,62	+509,47	+910,37	+3 165 546	+3 867 816
2	5724,28	4261,14	−595,81	−1106,57	−3 410 583	+4 715 250
3	5106,84	3652,81	−1411,79	+301,17	−7 209 686	+1 100 117
4	5423,11	2849,35	−1014,40	−1304,01	−5 501 203	−3 715 581
5	6410,85	2638,41	+902,32	−1211,54	+5 784 637	−3 196 539
6	6634,65	3752,67	+1610,21	+197,44	+10 683 180	+740 730
			0	0	+3 511 791	+3 511 793

$$S = \frac{3\,511\,792}{2} = 1\,755\,896 \text{ м}^2 = 175{,}59 \text{ га}.$$

(карте, плане, профиле), например $\frac{1}{1000}$, $\frac{1}{2000}$, $\frac{1}{5000}$ и т. д. Чис-

ло численный масштаб выражают именованными числами, причем за единицу измерения на чертеже принимают 1 см, а длины линий на местности выражают в метрах или километрах. Например, масштаб 1 : 1000 означает, что 1 см на чертеже соответствует 1000 см или 10 м на местности.

Планы и карты принято составлять в следующих стандартных масштабах:

1:500	(1 см на карте или плане соответствует 5 м на местности)
1:1000	» » » » » » » 10 » » »
1:2000	» » » » » » » 20 » » »
1:5000	» » » » » » » 50 » » »
1:10 000	» » » » » » » 100 » » »
1:25 000	» » » » » » » 250 » » »
1:50 000	» » » » » » » 500 » » »
1:100 000	» » » » » » » 1000 м или 1 км на местности)
1:200 000	» » » » » » » 2 км на местности)
1:300 000	» » » » » » » 3 » » »
1:500 000	» » » » » » » 5 » » »
1:1 000 000	(1 см на карте или плане соответствует 10 км на местности)

При строительстве наиболее употребительны планы и карты крупных масштабов (от 1 : 500 до 1 : 5000).

Графические масштабы бывают двух видов: линейный и поперечный. Ими пользуются при определении расстояний по планам и картам и при отложении на планах и картах заданных расстояний с помощью циркуля-измерителя.

Линейный масштаб представляет собой прямую линию, на которой несколько раз отложены отрезки, например в 1 или 2 см, каждый из которых называется основанием масштаба. Крайнее левое основание делят на определенное число (5 или 10) равных частей, называемых делениями основания масштаба. Правый конец левого основания является нуль-пунктом масштаба.

Поперечный масштаб (рис. 58) точнее линейного. Его точность характеризуется половиной длины наименьшего деления, которая в нормальном масштабе равна 0,2 мм. При работе с поперечным масштабом одну ножку циркуля устанавливают на вертикальной линии, а другую — на наклонной (трансверсали). На рис. 58 раствор циркуля между двумя крестиками соответствует расстоянию 347 м.

На чертеже точность масштаба принимается равной 0,1 мм.

Отрезки меньше 0,1 мм уже неразличимы глазом, поэтому невозможно откладывать или измерять на чертеже расстояния с точностью, более высокой, чем сама точность масштаба.

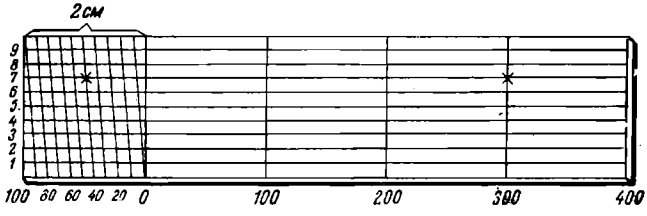


Рис. 58. Поперечный масштаб для вычисленного масштаба 1 : 5000

Для построения планов и карт пользуются металлической масштабной линейкой с награвированным поперечным масштабом. На масштабной линейке не подписываются ни численный масштаб, ни расстояния в метрах, так как она предназначена для использования при любых численных масштабах. Необходимо лишь предварительно сообразить, какой длине на местности соответствует основание масштаба.

§ 62. Построение плана местности

Построение плана по материалам теодолитной съемки выполняется в такой последовательности: 1) построение координатной сетки; 2) нанесение по координатам точек теодолитных ходов, 3) нанесение ситуации, 4) оформление надписей и построение масштаба за рамкой плана и 5) вычерчивание плана тушью.

1. Построение координатной сетки. Координатную сетку лучше всего строить при помощи специального прибора — координатографа. Широко используется для этих целей также линейка Дробышева (рис. 59). При помощи этой линейки можно построить сетку дециметровых квадратов (5×5 или 3×4 квадрата). Имеются линейки такой же конструкции бóльших размеров, позволяющие построить сетку 6×8 квадратов. Скошенные края прорезей линейки представляют собой в первой слева прорези — прямую, а в остальных — дуги радиуса, последовательно равного 10, 20, 30, 40, 50 см и, наконец, 70, 711 см. Этот последний размер представляет собой длину диагонали квадрата со сторонами 50×50 см.

Чтобы построить сетку квадратов общим размером 5×5 дм, кладут линейку на лист бумаги так, чтобы она расположилась в нижней части листа параллельно (на глаз) нижнему обрезу листа, и тонко очиненным жестким карандашом сначала отмечают на бумаге положение конца штриха в начальной (нулевой) прорези (точка *A*), а в остальных прорезях проводят карандашом дуги *1*, *2*, *3*, *4*, *5* (рис. 59, *б*). Затем поворачивают линейку примерно на 90° и, совмещая начальный штрих с точкой *A*, отмечают карандашом дуги *6*, *7*, *8*, *9*, *10*. После этого посередине дуги *10* намечают карандашом точку *B* и к этой точке прикладывают начальный штрих линейки, направляя последнюю по диагонали на дугу *5*, на которой делают засечку, пользуясь крайней дугой линейки. В пересечении двух дуг находится точка *C*, являющаяся вершиной прямоугольного треугольника *ABC*. Аналогично строят и точку *D* — четвертую точку квадрата. Соединив точки *A*, *B*, *C*, *D* тонкими прямыми линиями, получают основной квадрат на чертеже.

Чтобы получить сетку дециметровых квадратов, соединяют противоположные точки пересечения сторон основного квадрата с дугами *1*, *2*, *3* и т. д. Правильность построения каждого дециметрового квадрата проверяют по сторонам и диагоналям циркулем-измерителем. Отклонения размеров построенных сторон и диагоналей от их точных значений не должны превосходить 0,2 мм.

Пользуясь линейкой Дробышева, можно также построить сетку, образующую прямоугольник со сторонами 3 и 4 дм, диагональ которого равна 5 дм.

Координатную сетку можно построить при помощи штангенциркуля и длинной металлической линейки с поперечным масштабом

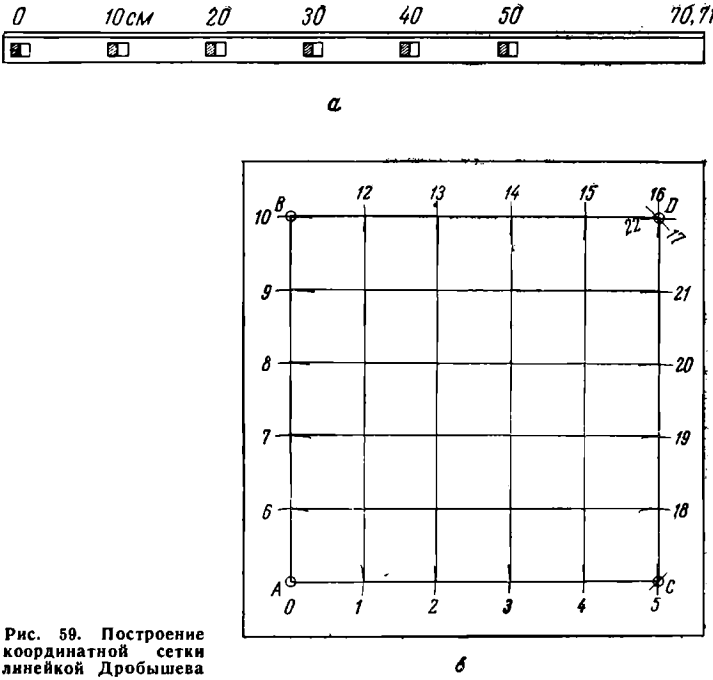


Рис. 59. Построение координатной сетки линейкой Дробышева

(масштабной линейки). Можно, наконец, построить сетку, пользуясь обычным циркулем-измерителем и масштабной линейкой. Для этого на листе бумаги проводят тонко очиненным жестким карандашом две диагонали. От точки их пересечения штангенциркулем или циркулем-измерителем откладывают на проведенных линиях равные расстояния в направлении каждого из четырех углов листа, получая таким образом четыре вершины прямоугольника. На сторонах прямоугольника откладывают расстояния в 1 дм и строят сетку дециметровых квадратов.

Построенную координатную сетку подписывают, как показано на рис. 60. Следует помнить, что ось X располагается на чертеже снизу вверх (по направлению юг — север), а ось $У$ — слева направо (запад — восток).

2. Нанесение на план теодолитных ходов. Точки по их координатам наносят на план при помощи циркуля-измерителя и поперечного масштаба. Сначала находят квадрат, в котором находится точка, затем откладывают, например, разность абсцисс δx на двух смежных линиях квадрата координатной сетки (см. рис. 60), затем соединяют две полученные точки прямой и на ней откладывают разность ординат δy. Полученную точку накалывают острием ножки циркуля, вокруг накола обводят карандашом кру-

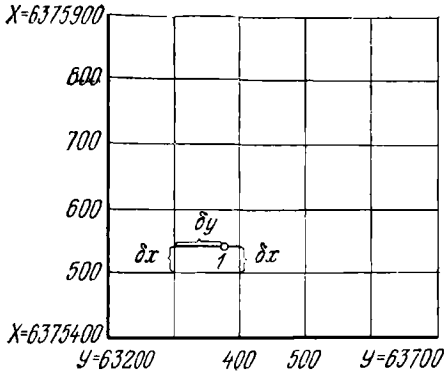


Рис. 60. Подпись координатной сетки и нанесение точек по координатам

жок диаметром 1,5—2 мм и рядом с кружком подписывают номер точки.

Нанесение точек по координатам контролируется по известному горизонтальному расстоянию между точками, записанному в ведомости координат. Это расстояние, взятое по масштабной линейке при помощи циркуля, сравнивается с расстоянием между теми же точками на чертеже. Расхождение допускается не более 0,3 мм. При большем расхождении проверяется правильность нанесения точек по координатам и при отсутствии погрешностей — правильность построения координатной сетки.

3. Нанесение ситуации на план. Ситуацию наносят на план с абриса, используя результаты всех измерений, сделанные при съемке ситуации. Расстояния переносят в масштабе плана при помощи циркуля-измерителя и поперечного масштаба. Перпендикуляры строят, пользуясь прямоугольным треугольником, а углы при засечках и полярном способе съемки — транспортиром. Измеренные при съемке ситуации расстояния и углы на плане не подписывают. Временно, впредь до изображения ситуации условными знаками, на чертеже подписывают карандашом наименование отдельных контуров в пределах изображенных границ и предметов местности.

4. Оформление надписей за рамкой плана. Рамку плана строят так, чтобы ситуация находилась полностью внутри рамки. Обычно линии рамки либо совпадают с линиями координатной сетки, либо располагаются параллельно им.

Содержание надписей за рамкой определяется прежде всего требованиями инструкций ГУГК и отчасти принятыми в данном ведомстве правилами. Обязательно должны быть указаны год съемки, масштаб, номенклатура листа (см. гл. XVI) либо название участка и его административное положение, если съемка выполнена в условной системе координат. Кроме подписи численного масштаба плана за южной стороной рамки строят линейный масштаб.

5. Вычерчивание плана тушью. При вычерчивании планов тушью применяются правила топографического черчения, которые существенно отличаются от правил строительного черчения. Основное правило топографического черчения состоит в строгом соблюдении требования общеобязательных государственных ин-

струкций о вычерчивании планов и карт установленными условными знаками. Условные знаки разработаны для каждого стандартного масштаба карт (1 : 500, 1 : 1000, 1 : 2000 и 1 : 5000 и т. д.). В отличие от строительного черчения линии на планах и картах вычерчивают тушью очень тонко, толщиной порядка 0,2 мм. Исключение представляют линии, обозначающие некоторые объекты: их толщина должна соответствовать указанной в официальных изданиях Условных знаков. Многие линии на плане проводят рейсфедером, кривоножкой или пером (проселочные дороги, линии уреза воды в водоемах, криволинейные границы сельскохозяйственных и лесных угодий и др.).

В настоящее время чертежи, в том числе планы и карты, стали делать не на бумаге, а на пластиках. Стали применяться также автоматические координатографы, которые преобразуют координаты, т. е. цифровую информацию, в графическое изображение местности.

§ 63. Определение площади по плану или карте

Для определения площадей применяют три способа: аналитический, графический и механический.

1. Аналитический способ заключается в вычислении площади многоугольника по координатам его вершин (см. § 60). Этот способ дает более точные результаты, чем два других, если даже определять координаты графическим путем, по плану, но он более трудоемкий. Кроме того, он неприменим для вычисления площадей участков, ограниченных кривыми линиями.

2. Графический способ состоит в вычислении площадей многоугольников по формулам геометрии с предварительным измерением необходимых величин графическим путем по плану. Обычно многоугольник разбивают на треугольники, в каждом из них измеряют основание b и высоту h, по которым вычисляют площади треугольников по формуле

$$S = \frac{1}{2}(bh). \qquad \text{(VIII.17)}$$

Точность этого способа зависит от масштаба карты: чем он крупнее, тем выше точность.

К графическому способу можно отнести и определение площади с помощью палеток. Палетки бывают прямолинейные и криволинейные. Они представляют собой системы линий, наносимых на прозрачную основу (целлулоид, стекло, плексиглас, восковка).

К прямолинейным палеткам относятся квадратные, состоящие из сетки квадратов (рис. 61, *а*) со сторонами, обычно равными 2 мм, и параллельные, состоящие из системы параллельных линий (рис. 61, *б*). Эти палетки применяют для определения площадей участков, ограниченных кривыми линиями. При этом палетку накладывают на карту той стороной, где изображена сетка.

Чтобы определить площадь квадратной палеткой, подсчитывают сначала число полных сантиметровых квадратов, ограниченных утолщенными линиями, затем число полных мелких квадратов и, наконец, путем сложения расположенных на границе участка частей неполных мелких квадратов (с определением на глаз доли каждой частицы от полного мелкого квадрата). Последняя операция явля-

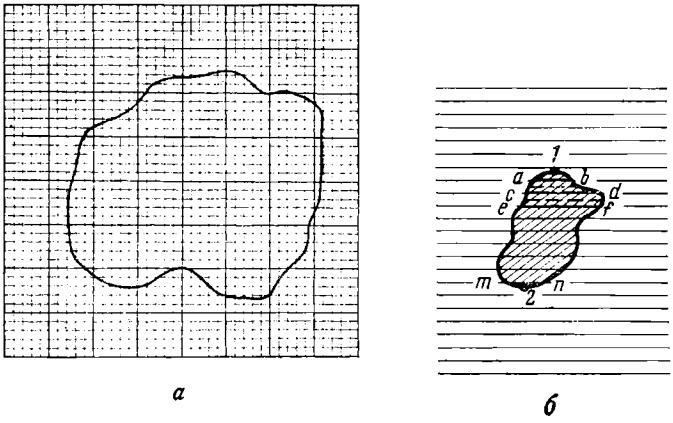


Рис. 61. Палетки

а — квадратная; *б* — параллельная

ется наименее точной частью работы с квадратной палеткой. Этой палеткой можно определять площадь с погрешностью до 2%.

Для определения площади параллельной палеткой ее выгодно расположить так, чтобы крайние точки *1* и *2* контура (см. рис. 61, *б*) находились посередине между двумя линиями палетки. Тогда линии палетки всюду будут являться средними линиями трапеции (основания трапеций будут совпадать с прерывистыми линиями), сумма площадей которых и составит площадь участка. Эта площадь будет равна сумме длин всех средних линий *ab*, *cd*, *mn*, умноженной на расстояние *h* между линиями, т. е.

$$S = h\,(ab + cd + \ldots + mn).$$

Длины средних линий измеряют циркулем с помощью поперечного масштаба, выражая их в единицах измерений на местности в соответствии с масштабом плана (карты). Точность определения площади параллельной палеткой выражается десятыми долями процента.

Криволинейные палетки строят также в виде системы гипербол (гиперболические палетки) для определения площадей простейших геометрических фигур, однако эти палетки непригодны для определения площадей, ограниченных произвольными кривыми линиями.

3. Механический способ определения площади состоит в измерении ее планиметром. Наиболее распространенный тип планиметра (рис. 62) состоит из трех главных частей: обводного рычага *1*, полюсного рычага *2* и счетного механизма *3*. Планиметром можно определять площади участков любой формы. Работа с планиметром весьма проста, а точность результатов во многих случаях удовлетворяет требованиям строительной практики.

Чтобы определить площадь *S* участка (рис. 63), ставят обводную иглу планиметра в любую точку, например в точку *A*, границы

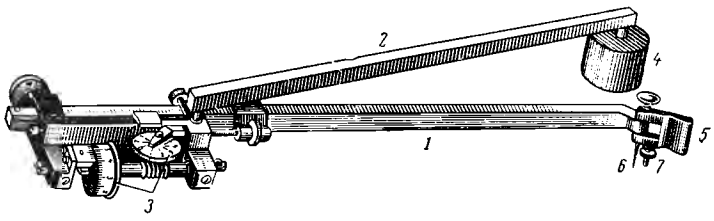


Рис. 62. Полярный планиметр

1 — обводной рычаг; *2* — полюсный рычаг; *3* — счетный механизм; *4* — полюс; *5* — держатель; *6* — обводная игла; *7* — опорный штифт

участка, располагая обводной и полюсный рычаги приблизительно под прямым углом, и делают отсчет n_1 по счетному механизму. Затем ручкой держателя *5* (см. рис. 62) вращают обводной рычаг так, чтобы опорный штифт *7* скользил по бумаге, а острие обводной иглы двигалось по границе участка, не касаясь поверхности бумаги; при этом основание опорного штифта должно располагаться примерно на 0,5 мм ниже острия иглы. Обведя иглу по всей границе участка и вернувшись в исходную точку, делают второй отсчет n_2. После этого площадь S (при положении полюса *4* вне определяемой площади) вычисляют по формуле

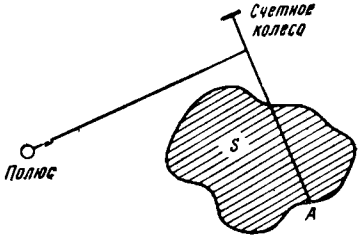


Рис. 63. Определение площади планиметром

$$S = C(n_2 - n_1), \qquad \text{(VIII.18)}$$

где C — цена одного деления планиметра или, иначе, площадь, соответствующая одному делению планиметра.

Для определения цены деления C планиметра тщательно обводят несколько раз фигуру с известной площадью S (удобнее всего дециметровый квадрат координатной сетки плана). В этом случае

$$C = \frac{S}{(n_2 - n_1)_{ср}}, \qquad \text{(VIII.19)}$$

где $(n_2 - n_1)_{ср}$ — среднее значение разности отсчетов в конце и начале каждого обвода.

В формулах (VIII.18) и (VIII.19) разность $n_2 - n_1$ соответствует обводу по направлению хода часовой стрелки. В случае обвода в обратном направлении разность будет равна $n_1 - n_2$.

Отсчет n по счетному механизму получают в делениях планиметра, причем одно деление равно $\frac{1}{1000}$ окружности счетного колеса. С такой точностью отсчеты по счетному колесу b берутся при помощи верньера d (рис. 64). В общем случае отсчет выражается

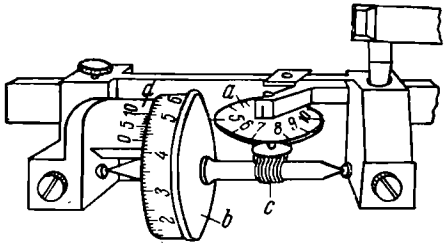


Рис. 64. Счетный механизм планиметра

a — циферблат; *b* — счетное колесо; *c* — червячная передача; *d* — верньер счетного колеса

четырехзначным числом. Первая цифра отсчета берется с циферблата *a*, где одно деление соответствует одному полному обороту счетного колеса. Отсчет здесь берется либо по штриху-указателю, нанесенному на скошенном крае выступа, на который опирается ось циферблата, либо по заостренному концу этого выступа. На рис. 64 отсчет по циферблату дает цифру *6* (младшая из двух цифр, между которыми стоит штрих). Две другие цифры отсчета берут со счетного колеса, причем индексом (указателем отсчета) служит нулевой штрих верньера. Первая цифра *4* (индекс стоит между двумя подписанными цифрами *4* и *5*, в отсчет записывается младшая из них), вторая цифра *3* (индекс стоит, считая от подписанной цифры *4*, между третьим и четвертым штрихами наименьшего деления счетного колеса). Последняя цифра отсчета *6* берется с верньера; это номер штриха верньера, совпадающего со штрихом счетного колеса. Таким образом, отсчет, показанный на рис. 64, равен 6436.

Когда индекс циферблата установится над каким-либо штрихом циферблата или близко к штриху, то из-за наблюдающейся иногда несогласованности показаний циферблата с оборотом счетного колеса возможны просчеты в числе оборотов. Чтобы избежать их, при отсчете по циферблату следует непременно посмотреть, как расположилось счетное колесо относительно нулевого штриха верньера. Если, предположим, индекс циферблата стоит над штрихом *5*, а нулевой штрих счетного колеса все еще находится выше нулевого штриха верньера, то отсчет по циферблату следует записать равным *4*, а не *5*, так как счетное колесо в своем поступательном движении еще не завершило пятого оборота.

Для контроля и повышения точности определения площади обводы одного и того же участка повторяют, соблюдая при этом такой порядок: обводят иглой сначала по направлению хода часовой стрелки, затем — против хода. Из двух полученных разностей отсчетов берут среднее (если расхождение между ними не более трех делений, в противном случае обводы повторяют). Эту операцию называют одним полуприемом. Второй полуприем состоит также из двух обводов участка, выполняемых после перемены положения счетного механизма относительно линии, соединяющей обводную иглу и полюс (полюс при этом остается в своем первоначальном положении); если в первом полуприеме счетный механизм был слева от этой линии, то во втором полуприеме он должен быть справа.

Среднее из разностей, полученных в двух полуприемах, называют результатом одного приема. Следовательно, чтобы определить площадь одним приемом, нужно выполнить четыре обвода участка.

Особенно тщательно определяют цену деления планиметра — не менее чем одним приемом. Перед определением цены деления записывают длину обводного рычага, определяя ее по верньеру. За нулевой штрих верньера на обводном рычаге принят его первый штрих от обводной иглы. Очень важно знать и помнить, что с изменением длины обводного рычага изменяется и цена деления планиметра, и обводить участок можно только с той же длиной рычага, какая была при определении цены деления.

При выполнении работы планиметром необходимо соблюдать следующие условия:

1. Стол, на котором будет выполняться работа, должен быть ровным и гладким, а лист плана или карты — хорошо выровненным, натянутым и прикрепленным к столу кнопками.

2. Планиметр перед работой следует поверить.

3. При обводе углы между рычагами не должны быть меньше 30 и больше 150°. Если размеры участка не позволяют этого добиться, то участок делят на части и площадь каждой части определяют отдельно.

4. При обводе участка следует убедиться, соответствует ли длина обводного рычага той, которая была установлена при определении цены деления планиметра.

5. Полюс планиметра должен быть установлен в таком месте, чтобы счетное колесо не сходило при обводе с листа плана.

6. Не допускается обводить иглой по линейке вдоль прямолинейных контуров или по лекалу вдоль криволинейных контуров. Во всех без исключения случаях обвод делают от руки.

7. Не следует определять планиметром площади очень мелких контуров (менее 1 см²) из-за ненадежности результатов. Площади контуров от 1 до 10 см² следует определять способом повторений, т. е. многократным обводом, и со взятием только двух отсчетов в начале и конце обвода. Тогда полученную разность отсчетов следует разделить на число обводов контура. Точность результата увеличивается пропорционально корню квадратному из числа обводов.

Поверки планиметра

1. Вращение счетного колеса должно быть свободным, но при этом ось колеса не должна иметь шатания в подшипниках, а промежуток между колесом и верньером должен быть достаточно малым, чтобы можно было уверенно отсчитывать по верньеру. Поставленное условие достигается вращением регулировочных винтов подшипников.

2. Ось обводного рычага и плоскость счетного колеса должны быть взаимно перпендикулярны.

Для выполнения поверки нужно обвести фигуру (лучше круг), пользуясь имеющейся при планиметре контрольной линейкой. Обводить следует одним приемом, т. е. четыре раза с перестановкой счетного механизма (после первых двух обводов по ходу и против хода часовой стрелки) относительно линии, соединяющей полюс и обводную иглу. Если внутри каждого полуприема (два обвода) разности отсчетов будут совпадать (с точностью до 2—3 делений), а между полуприемами будут расходиться, то это укажет на несоблюдение указанного геометрического условия. Исправление достигается исправительным винтом в раме счетного механизма. Следует иметь в виду, что если определять площадь полным приемом, то

влияние указанной неперпендикулярности не отражается на точности результата, так как погрешность погашается при подсчете средней разности отсчетов из двух полуприемов.

Точность определения площади планиметром выражается в относительных величинах, она зависит от размеров участка на плане или карте. Если эта площадь не менее 15 см², то погрешность определения площади планиметром не превысит 0,5% от обводимой площади; с увеличением площади погрешность может уменьшиться. Точность определения площадей размером от 3 до 15 см² обычно больше 0,5%, но может быть доведена до 0,5% и менее, если укоротить длину обводного рычага и обводить фигуру многократно по способу повторений, т. е. отсчитывая лишь в начале и в конце несколько обводов.

§ 64. Перечерчивание плана и карты с изменением масштабов

Перечерчивают планы и карты из более крупного масштаба в более мелкий, например из масштаба 1 : 500 составляют план в масштабе 1 : 2000 и т. п. Обратный переход, т. е. от масштабов более мелких к более крупным, невозможен с той точностью и подробностью изображения ситуации и рельефа местности, которые должны быть на составляемой копии, так как их нет на оригинале. Хотя в практике обратный переход и наблюдается, но в таких случаях изображение схематичное, более низкое по качеству, чем используемый оригинал.

Перечерчивание планов и карт может быть оправдано только в том случае, когда нет возможности получать их репродукции более совершенным фотомеханическим способом. Последний к тому же позволяет получать репродукции во многих экземплярах. Перечерчивание выполняется либо способом «по клеткам», либо с помощью пантографа.

Перечерчивание по клеткам начинается с построения на листе чертежной бумаги в желаемом масштабе нового плана такой же рамки, как и на оригинале, и такой же координатной сетки. На основе последней строят квадратные клетки со сторонами не более 10 мм. Соответственно строят, учитывая масштаб, клетки и на оригинале. После этого переносят из каждой клетки оригинала в соответствующую клетку нового чертежа ситуацию и рельеф, оценивая при этом размеры и форму их отдельных элементов на глаз и пользуясь также пропорциональным циркулем.

Пантографом перечерчивание можно выполнить быстрее, чем по клеткам. Основные части (рис. 65) пантографа следующие: 1) опорная чугунная плита M, утяжеляемая иногда еще дополнительным грузом; 2) подставка N с журавлем R; 3) четыре металлические или деревянные линейки AB, BD, DC, CA, соединенные между собой шарнирами A, B, C, D, причем шарнир D оканчивается в нижней части шариком, входящим в точке P (полюс планиметра) в углубление опоры пантографа; линейки подвешиваются стальными проволоками на журавле R; 4) обводный шпиль F, вблизи которого находится вращающаяся опорная подставка Q с колесиком; 5) деталь K для установки в ней карандаша, последний регулируется по высоте с помощью шнура, протянутого через штифт от карандаша

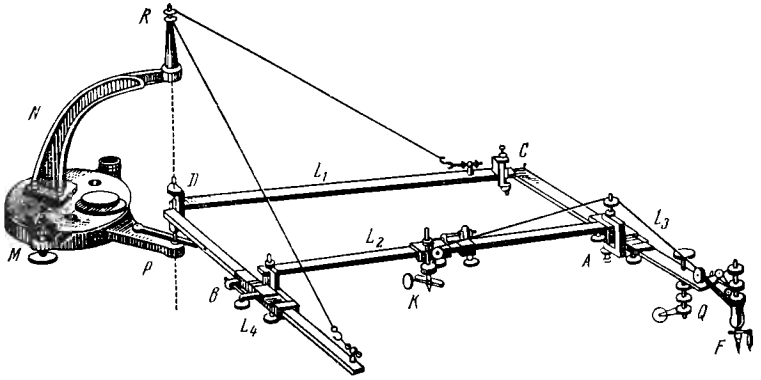


Рис. 65. Пантограф

к обводному шпилю. Если перечерчивание будет с укрупнением масштаба копии, то карандаш и обводной шпиль меняют местами.

При перечерчивании плана пантографом укладывают под карандашом лист чертежной бумаги, а под обводным шпилем — оригинал. Их располагают так, чтобы при обводе острия шпиля по рамкам оригинала карандаш проходил по рамкам, заранее вычерченным, нового плана. В таком положении оба чертежа закрепляют и приступают к обводу острием шпиля ситуации и рельефа на оригинале. Карандаш в это время будет вырисовывать их в выбранном масштабе на новом плане. Линейки и карандаш переставляют предварительно в обоймах в соответствии с выбранным уменьшением масштаба $^1/_2$, $^1/_4$, $^1/_8$ и т. д., которое обозначено на верхних плоскостях линеек. При этом всегда необходимо соблюдать условие равенства линеек $AC=BD=BK$, при котором карандаш будет находиться на прямой F, благодаря чему и будет вычерчиваться на копии чертеж, подобный оригиналу.

Для работы с пантографом необходим стол с ровной, гладкой, горизонтально расположенной крышкой размером не менее чем 1,2×1,2 м.

ГЛАВА IX

ГЕОМЕТРИЧЕСКОЕ НИВЕЛИРОВАНИЕ

§ 65. Счет высот. Сущность геометрического нивелирования

Высотой точки называется расстояние, отсчитываемое по направлению отвесной линии от начальной уровенной поверхности до данной точки. Численное значение высоты называют *отметкой*.

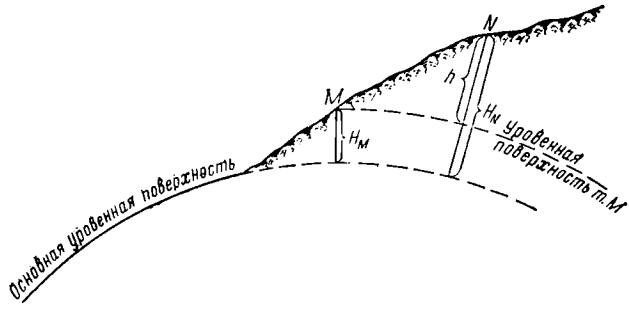


Рис. 66. Абсолютные высоты точек *M* и *N* и превышение *h* между ними

За начальную уровенную поверхность принимают либо поверхность воды в океанах и открытых морях в спокойном состоянии, либо произвольную уровенную поверхность. В первом случае высоты называются *абсолютными*, а во втором — *условными*.

В СССР счет абсолютных высот ведется от нуля Кронштадтского футштока, связанного с уровнем Балтийского моря.

Разность высот двух точек называется *относительной высотой*, или *превышением*.

На рис. 66 показаны абсолютные высоты H_M и H_N точек *M* и *N* и превышение *h* между ними. В зависимости от того, повышается или понижается местность относительно точки, высота которой известна, превышение бывает положительным и отрицательным.

Высоты точек определяют геометрическим, тригонометрическим, физическим и механическим нивелированием.

Геометрическое нивелирование позволяет определять превышения между точками при помощи горизонтального луча визирования. Для выполнения геометрического нивелирования необходимы прибор, дающий возможность визировать в горизонтальном направлении, нивелир и рейки, устанавливаемые вертикально в нивелируемых точках. Так как нуль-пункт рейки совпадает с ее основанием (пяткой), то, как видно из рис. 67, *а*,

$$h = a - b, \qquad \text{(IX.1)}$$

где *a* и *b* — отсчеты по рейкам.

Чтобы не ошибиться в знаке превышения, точку, отметка которой известна, считают задней, а точку, отметка которой определяется, — передней. Превышение всегда определяют как разность отсчетов назад и вперед. Отсчеты иногда называют взглядами и поэтому говорят: «Превышение равно взгляду назад минус взгляд вперед». Согласно этому правилу, применительно к рис. 67, *а* имеем

$$H_N = H_H + h \qquad \text{(IX.2)}$$

или

$$H_N = H_M + (a - b).$$

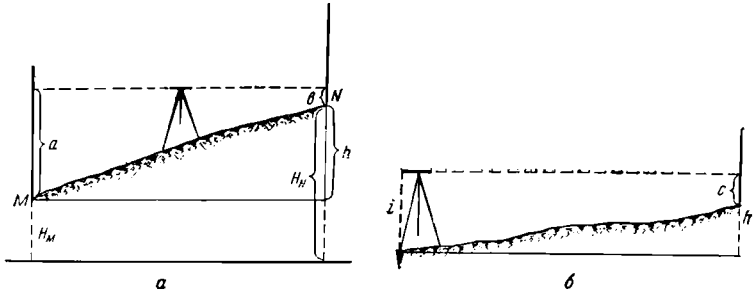


Рис. 67. Два способа геометрического нивелирования

Знак плюс в правой части этих равенств является лишь символом суммы алгебраических величин H_M и h.

На рис. 67, *а* показано нивелирование из середины, при котором нивелир устанавливается между нивелируемыми точками на одинаковых расстояниях от каждой из них.

При нивелировании III, IV классов и техническом (см. § 15) применяют рейки с сантиметровыми делениями, отсчеты по которым берут в миллиметрах. Чтобы выдержать такую точность отсчитывания, расстояние от нивелира до рейки не должно быть более 100 м. При установке нивелира на равных расстояниях от задней и передней реек в разности отсчетов по рейкам компенсируется влияние непараллельности визирной оси и оси цилиндрического уровня, а также влияние кривизны Земли. Разницу в расстояниях от нивелира до реек при техническом нивелировании не допускают более 5 м; расстояния можно измерять шагами или тросом.

Кроме нивелирования из середины применяется иногда нивелирование вперед. Для этого нивелир устанавливают над одной из нивелируемых точек (рис. 67, *б*) и превышение определяют по формуле

$$h = i - c, \qquad \text{(IX.3)}$$

где i — высота прибора над нивелируемой точкой; c — отсчет по рейке.

Высоту прибора, равную расстоянию от верха колышка до центра окуляра трубы, измеряют при помощи нивелирной рейки, устанавливаемой на верх колышка лицевой стороной к окуляру. Центр окуляра можно проектировать на рейку, глядя через объектив и установив острие карандаша в центр видимого на рейке кружка.

§ 66. Нивелирный ход

В случаях, когда с одной станции невозможно определить отметки точек местности, расположенных по заданному направлению, между исходной и конечной точками прокладывают нивелирный ход, состоящий из нескольких станций (рис. 68). Задние и передние точки, нивелируемые со станций нивелира, называются связующи-

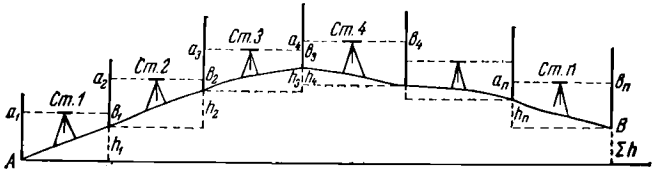


Рис. 68. Нивелирный ход

ми, так как они связывают работу на соседних станциях и с их помощью передают высоты по ходу.

Как видно из рис. 68, разность высот начальной A и конечной B точек хода равна сумме превышений, определенных на станциях, т. е.

$$\Sigma h = h_1 + h_2 + h_3 + \ldots + h_n. \qquad (IX.4)$$

Выражая h через отсчеты по рейкам, получаем

$$\Sigma h = \Sigma a - \Sigma b, \qquad (IX.5)$$

т. е. сумма превышений равна сумме задних отсчетов минус сумма передних отсчетов.

Зная отметку H точки A, получаем отметку точки B

$$H_B = H_A + \Sigma h. \qquad (IX.6)$$

Нивелирный ход должен быть привязан к пунктам (реперам) высотной геодезической сети (см. § 53).

§ 67. Классификация геометрического нивелирования

В зависимости от точности нивелирование делят на четыре класса: I, II, III, IV, составляющие государственную опорную высотную сеть, и техническое нивелирование, выполняемое обычно при строительстве и при создании съемочного обоснования. Характеристика точности всех классов нивелирования и формулы допустимых погрешностей и невязок приведены в § 15.

Нивелирные ходы I класса прокладывают по железным и шоссейным дорогам в различных направлениях страны. С целью изучения движения земной коры производится повторное нивелирование ходов I класса не реже чем через 25 лет.

Ходы нивелирования II класса образуют полигоны с периметром 500—600 км, опирающиеся на пункты нивелирования I класса. Нивелирование II класса прокладывают преимущественно по железным, шоссейным и улучшенным грунтовым дорогам, а также вдоль больших рек.

Нивелирование I и II классов, примыкающее к морям, связывают по высоте с морскими водомерными постами (мареографами). Нивелирные ходы I и II классов прокладывают в прямом и обратном направлениях.

Ходы нивелирования III класса прокладывают между пунктами I и II классов, причем нивелируют их в прямом и обратном направ-

лениях. Нивелирование IV класса является сгущением нивелирной сети III класса и служит непосредственным высотным обоснованием для топографических съемок.

Для решения различных задач инженерного характера, например при строительстве городов, крупных поселков и промышленных предприятий, инженерных сооружений (гидроэлектростанции, водопровод, канализация, оросительные и осушительные системы и др.) допускается проложение нивелирных ходов II, III и IV классов по схеме, удобной для строительства, но с обязательной привязкой к государственной нивелирной сети, чтобы обеспечить проложение всех нивелировок в стране в единой государственной системе высот.

§ 68. Закрепление линий нивелирования знаками

Наиболее важные точки нивелирования закрепляют опорными знаками — реперами и марками (см. § 49, рис. 40, 41), установленными в среднем через 5—7 км. Частота расположения нивелирных опорных знаков в городах, поселках и на строительных объектах значительно бо́льшая. Она устанавливается потребностями изыскательских и строительных работ, а также потребностями эксплуатационного периода перечисленных объектов. Так, в существующих городах и поселках количество стенных реперов устанавливается в зависимости от плотности застройки. Например, расстояния между реперами III класса не превышают 200 м на проездах центральной части города и 800 м — на проездах окраин города.

Установленные на местности реперы и марки сдаются по акту на хранение местным властям (райисполкомам, сельсоветам) как сооружения, имеющие общегосударственную ценность.

Вычисленные в результате выполнения нивелирования I—IV классов отметки реперов и марок заносят в каталоги, которые хранятся в Центральном картографо-геодезическом фонде страны и его филиалах, а копии каталогов — в ведомствах, выполнивших нивелирование.

§ 69. Нивелир НГ

Нивелир НГ (рис. 69) является глухим нивелиром, так как в нем труба наглухо соединена с осью вращения прибора.

Нивелир НГ имеет контактный цилиндрический уровень, пузырек которого устанавливается в нуль-пункте путем приведения в контакт изображений двух концов пузырька (рис. 69, *а, б*), наблюдаемых в лупу *13* (рис. 69, *в*). Лупа расположена около окуляра трубы, и наблюдатель, стоя на одном месте, может устанавливать уровень и брать отсчеты по рейке.

Изображение в виде разрезанного по оси пополам пузырька уровня передается в лупу системой призм, расположенных над уровнем.

Длина пузырька цилиндрического уровня может оказаться и недостаточной, и избыточной; ее можно довести до необходимых размеров благодаря запасной камере уровня. Для удлинения пузырька трубу следует расположить объективом вверх и слегка встряхивать прибор, а для укорачивания длины пузырька трубу нужно расположнть объективом вниз.

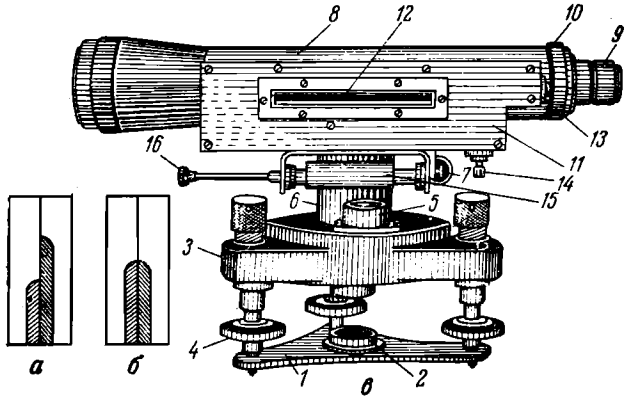


Рис. 69. Глухой нивелир (НГ) с контактным уровнем

1 — трегер; *2* — отверстие для головки станового винта; *3* — треножник; *4* — подъемный винт; *5* — круглый уровень; *6* — осевая втулка; *7* — наводящий винт; *8* — зрительная труба; *9* — окулярная трубочка; *10* — крышка, закрывающая исправительные винты сетки нитей; *11* — коробка цилиндрического уровня; *12* — окно коробки уровня; *13* — отверстие с лупой для наблюдения положения пузырька уровня; *14* — исправительный винт уровня; *15* — иллюминатор для освещения уровня; *16* — ручка для вращения иллюминатора

Зрительная труба нивелира НГ имеет увеличение 32*, цена деления уровня около 20″.

Поверки

1. Призмы, передающие изображение пузырька, должны быть установлены правильно. Для этого подъемными винтами приводят пузырек уровня в нуль-пункт, наблюдая в окно *12* коробки уровня (см. рис. 69, *в*). Если одновременно с этим придут в контакт и концы пузырька и будут, кроме того, располагаться в середине поля зрения, то условие выполнено. В противном случае необходимо отдать прибор в мастерскую для исправления положения призм.

2. Ось цилиндрического уровня должна быть перпендикуляриа к оси вращения прибора. Поверку выполняют в такой последовательности:

а) регулируют высоту ножек штатива, устанавливают нивелир так, чтобы ось цилиндрического уровня заняла на глаз горизонтальное положение;

б) вращают трубу прибора и устанавливают уровень нивелира параллельно линии, соединяющей два подъемных винта, которыми пузырек уровня приводят в нуль-пункт;

в) поворачивают трубу на 180°, если пузырек уровня сойдет с нуль-пункта, то его возвращают на половину отклонения исправительным винтом *14* уровня (см. рис. 69, *в*);

г) доводят пузырек уровня до нуль-пункта подъемными винтами;

д) нивелируют прибор (т. е. приводят ось вращения прибора в отвесное положение), для чего вращают трубу на 90° и приводят пузырек в нуль-пункт подъемным винтом;

е) повторяют поверку, начиная с установки уровня нивелира по направлению двух подъемных винтов.

3. Ось круглого уровня должна быть параллельна оси вращения прибора. Круглый уровень менее чувствителен, чем цилиндрический, и предназначен для предварительного и приближенного нивелирования прибора. Чтобы поверить круглый уровень, достаточно убедиться в том, что его пузырек стоит в центре окружности после того, как прибор отнивелирован при помощи цилиндрического уровня. Если пузырек не находится в центре окружности, то положение уровня соответственно изменяют исправительными винтами на уровне.

4. Одна из нитей сетки после нивелирования прибора должна располагаться отвесно, а остальные — горизонтально. Для этого делают отсчеты по вертикально установленной рейке, вращая трубу в горизонтальной плоскости и получая изображение рейки в различных частях поля зрения трубы. Если по одной и той же нити получаются разные отсчеты, то нужно повернуть кольцо диафрагмы с сеткой нитей так, чтобы отсчеты не изменялись при вращении трубы.

5. Ось цилиндрического уровня и визирная ось трубы должны быть между собой параллельны — главное условие нивелира. Поверку выполняют двойным нивелированием. При этом можно применить один из следующих двух способов.

1-й способ

а. Нивелированием из середины тщательно, не менее двух раз с ошибкой не более 2 мм определяют превышение h между точками A и B (рис. 70, *а*), отстоящими одна от другой на расстоянии около 50 м. Эти точки прочно закрепляют кольями, в торец которых забивают гвоздь со сферической шляпкой или костыль. Эти точки можно также выбрать на сооружениях.

б. Нивелир переносят в одну из этих точек, пусть в точку A, и после его нивелирования измеряют рейкой высоту i нивелира от колышка (рис. 70, *б*) до центра окуляра. Нивелир должен быть установлен так, чтобы окуляр расположился над колышком. Затем, зная из двойного нивелирования превышение h между точками A и B, рассчитывают, каким должен быть правильный отсчет c_0 по рейке, стоящей в точке B, т. е.

$$c_0 = i - h. \qquad (IX.7)$$

После этого делают отсчет c по рейке, установленной в точке B. Если между c и c_0 будет не более 2 мм, то главное условие в нивелире считается выполненным. В противном случае нужно ослабить боковые закрепительные винты сетки нитей и, работая только вертикальными винтами, переместить сетку нитей до получения отсчета по средней нити, равного c_0.

Поверять главное условие в нивелире необходимо не менее одного раза в день, сохранив для повторных поверок колышки A и B. Каждая последующая поверка будет сводиться лишь к выполнению операций, описанных в пункте «б».

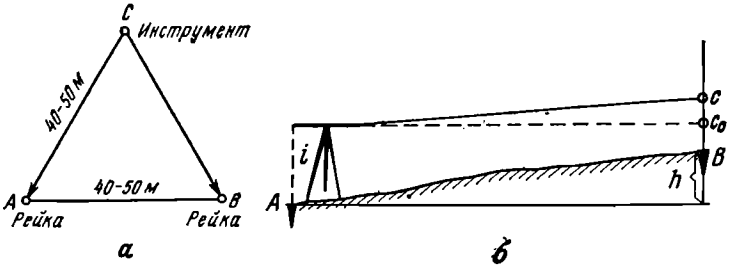


Рис. 70. Поверка главного условия глухого нивелира первым способом

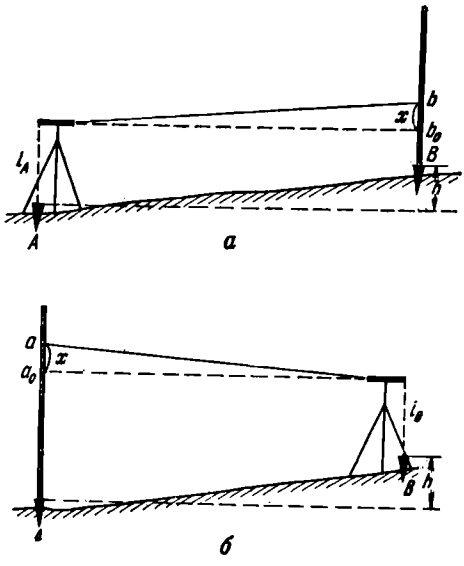


Рис. 71. Поверка главного условия глухого нивелира вторым способом

2-й способ

а. Нивелир сначала устанавливают, например, в точке A (рис. 71, *а*), располагая на глаз окуляр зрительной трубы на одной вертикальной линии с колышком в точке A; ось вращения прибора с помощью выверенного уровня приводят в вертикальное положение (нивелируют прибор) и затем, пользуясь нивелирной рейкой, измеряют высоту i_A прибора (от верха колышка до центра окуляра трубы).

б. Рейку устанавливают на колышек в точке B и, убедившись, что пузырек уровня стоит в нуль-пункте, делают отсчет b по рейке.

в. Нивелир переносят в точку B (рис. 71, *б*), а рейку в точку A, измеряют высоту i_B прибора и делают отсчет a по рейке.

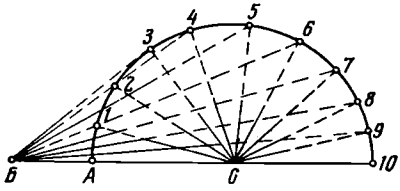


Рис. 72. Поверка неизменяемости положения визирной оси при фокусировании

г. Не снимая нивелир с точки *B* и рейку с точки *A*, вычисляют отсчет a_0, соответствующий горизонтальному положению визирной оси

$$a_0 = \frac{i_A + i_B}{2} + \frac{a - b}{2}. \qquad (IX.8)$$

Если $a - a_0 \leqslant \pm 2$ мм, то условие считают соблюденным (в пределах точности выполненного нивелирования точек). Если же разница окажется бо́льшей 2 мм, то непараллельность оси уровня и оси визирования необходимо исправить путем перемещения сетки нитей до получения отсчета a_0.

Одновременно с исправлением положения сетки нитей при четвертой проверке выполняют следующую поверку.

6. Вращение фокусирующего кольца кремальеры не должно вызывать изменений в положении визирной оси зрительной трубы.

а. На местности при помощи бечевы разбивают полуокружность радиусом 40—50 м. Центр *O* окружности отмечают колышком, кроме того, колышки забивают по окружности приблизительно через каждые 12—15 м (рис. 72).

б. В центре окружности ставят прибор и после его нивелирования берут последовательно отсчеты по рейке, устанавливаемой поочередно на колышках в точках *A, 1, 2, 3,.., 10.*

в. Вычисляют превышения между точкой *A* и каждой из остальных точек. Пусть на точках *A, 1, 2* и т. д. получились отсчеты соответственно a_0, a_1, a_2 и т. д., тогда

$$h_1 = a_0 - a_1,$$

$$h_2 = a_0 - a_2,$$

$$h_3 = a_0 - a_3,$$

. . . . . .

$$h_n = a_0 - a_n$$

г. Нивелир переносят в точку B, удаленную на 8—10 м от окружности, и берут отсчеты по рейкам, установленным на тех же точках; превышения будет:

$$h_1' = a_0' - a_1',$$

$$h_2' = a_0' - a_2',$$

. . . . . .

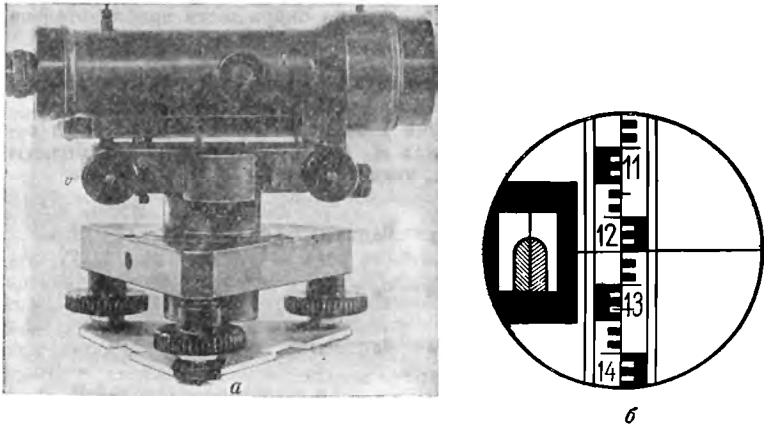
$$h_n' = a_0' - a_n'.$$

При визировании на рейку из центра окружности фокусировка не менялась; визирование же из точки B неизбежно вызывает необходимость работы кремальерой и изменения фокусировки, так как расстояния все время изменялись. Если между превышениями h_1 и h_1', h_2 и h_2', h_3 и h_3' и т. д. расхождение будет не более 2 мм, то условие считают выполненным. В противном случае прибор отправляют для ремонта в мастерскую.

Поверку 6 достаточно выполнять один раз в три месяца, если не возникает к этому особых причин.

§ 70. Нивелир НВ-1

Глухой нивелир НВ-1 (рис. 73, *а*) имеет более совершенное устройство, чем нивелир НГ. В нивелире НВ-1 изображение концов пузырька контактного уровня передается при помощи призм непосредственно в поле зрения трубы (рис. 73 *б*), а точное совмещение изображений концов пузырька достигается вращением элевационного винта v.



а *б*

Рис. 73. Глухой нивелир НВ-1 (*а*) и поле зрения (*б*)

Поверки

1. Правильность установки призм, передающих изображение пузырька в поле зрения трубы. Эта поверка выполняется так же, как и в нивелире НГ.

2. Ось круглого уровня должна быть параллельна оси вращения прибора. Поверка выполняется так же, как и цилиндрический уровень в нивелире НГ (см. § 69). Однако приводить пузырек круглого уровня в нуль-пункт следует, пользуясь тремя подъемными винтами.

3. Одна из нитей сетки должна быть параллельна, а другая перпендикулярна к оси вращения прибора. Поверяется так же, как и в нивелире НГ, путем отсчитывания по рейке. Неправильное положение нитей исправляют тремя винтами, удерживающими пластинку с сеткой нитей; для этого сначала снимают окулярную часть трубы, вывинчивая три винта, которыми она скреплена с корпусом трубы.

4. Ось цилиндрического уровня и визирная ось трубы должны лежать в параллельных плоскостях. При поверке выполняют такие операции: а) нивелируют прибор с помощью круглого уровня и устанавливают трубу так, чтобы она находилась над одним из подъемных винтов; б) с помощью этого винта совмещают изображение концов цилиндрического уровня и берут отсчет c по рейке, установленной от прибора на расстоянии приблизительно 75 м; в) делая по три оборота каждым из подъемных винтов, находящихся сбоку от трубы, наклоняют прибор влево, и, совместив затем элевационным винтом изображения концов пузырька, берут по рейке отсчет $c_л$; г) теми же подъемными винтами приводят прибор в начальное положение, убеждаясь, что отсчет по рейке стал равен начальному отсчету c; д) наклоняют таким же путем прибор вправо и, совместив изображения концов пузырька, берут по рейке отсчет $c_п$. Равенство углов наклона прибора влево и вправо поверяют путем сравнения полусуммы отсчетов $c_л$ и $c_п$ с отсчетом c; расхождение не должно быть более ± 3 мм; е) если разность отсчетов $c_п - c_л \leqslant \pm 8$ мм, а пузырек уровня при наклоне прибора отклоняется от нуль-пункта не более чем на одно деление, то условие считается выполненным; ж) в противном случае необходимо боковыми исправительными винтами цилиндрического уровня переместить конец оправы уровня, обращенный к окуляру, причем если разность $c_п - c_л$ положительна, то этот конец следует переместить ближе к визирной оси, а если отрицательна, то дальше от визирной оси.

5. Ось цилиндрического уровня должна быть параллельна визирной оси трубы. Поверка этого условия производится так же, как и в нивелире НГ. Для исправления среднюю нить сетки перемещают элевационным винтом на отсчет c_0 (или a_0 — см. поверку 3 нивелира НГ), а затем исправительными винтами уровня приводят изображения концов его пузырька в контакт.

§ 71. Нивелир НСМ-2

Это глухой нивелир с самоустанавливающейся линией визирования (рис. 74), конструкцию которого разработал А. В. Мещеряков. Нивелир НСМ-2 предназначен для нивелирования III и IV классов.

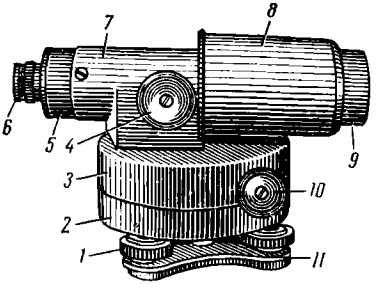


Рис. 74. Нивелир НСМ-2

1 — подъемный винт; *2* — подставка; *3* — основание зрительной трубы; *4* — барабанчик (трубка) фокусирующей линзы трубы; *5*—свинчивающийся колпачок, закрывающий юстировочные винты сетки нитей; *6* — окуляр трубы; *7* — зрительная труба; *8* — защитный колпачок объективного конца трубы, предохраняющий двухлинзовый компенсатор; *9* — трехлинзовый объектив; *10* — наводящий винт; *11* — пружинящая пластинка

Увеличение трубы 31,5* цена деления цилиндрического уровня 20″. В объективной части трубы имеется линзовый компенсатор, автоматически устанавливающий линию визирования в горизонтальное положение при наклоне трубы в пределах ±2′. Больший чем на 2′ наклон трубы обнаруживается сразу же, так как при этом ухудшается изображение рейки.

Достаточно высокая точность автоматической установки линии визирования в горизонтальное положение позволяет работать нивелиром, не соблюдая равенства расстояний от прибора до задней и передней реек (равенства плеч).

Поверки

1. Ось цилиндрического уровня должна быть перпендикулярна к оси вращения прибора. Поверяется так же, как и в нивелире НГ.

2. После нивелирования прибора линия визирования должна занимать горизонтальное положение. Поверяется так же, как и главное условие в нивелире НГ, — двойным нивелированием. Исправление нарушения условия производится путем перемещения сетки нитей на отсчет a_0 (или c_0).

3. Одна из нитей сетки должна быть перпендикулярна, а другая параллельна оси вращения прибора. Поверяется так же, как и аналогичная поверка в нивелире НГ, причем одновременно с поверкой 2.

§ 72. Оптический высотомер с прямолинейным высотным штрихом — нивелир НЛ-3

Нивелир НЛ-3 (рис. 75, *а*), сконструированный Л. А. Романовым, является одновременно и тахеометром-автоматом. Он позволяет работать не только с горизонтальным, но и с наклонным лучом визирования в пределах угла наклона до 3°30′. Для определения величины h' по нивелирной рейке делают отсчет n, пользуясь средней нитью сетки нитей, и отсчет b, пользуясь особым высотным штрихом *7*, видимым в левой половине поля зрения трубы (рис. 75, *б*). Высотный штрих перемещается в поле зрения трубы с изменением угла наклона зрительной трубы. Величину h' вычисляют по формуле

$$h' = k(n - b), \qquad \text{(IX.9)}$$

где k —коэффициент высотомера, равный 5.

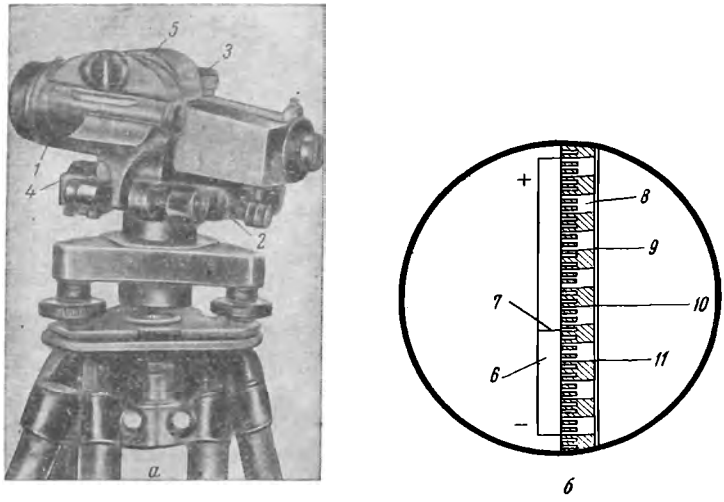


Рис. 75. Нивелир НЛ-3 (*а*) — оптический высотомер с прямолинейным высотным штрихом и поле зрения (*б*)

1 — уровень с призменным блоком; *2* — микрометренный винт уровня; *3* — закрепнтельный винт зрительной трубы; *4* — круглый уровень; *5* — защитный колпак и пластинка с высотными штрихами; *6* — посеребренная пластнка; *7* — высотный штрнх; *8* — рейка; *9—11* — штрихи сетки

Превышение между точкамн стояния прибора и рейки вычисляют по обычной формуле

$$h = h' + i - v$$

нли

$$h = k(n - b) + i - v, \qquad (IX.10)$$

где i — высота прибора; v — высота визирования.

Нивелиром НЛ-3 можно вести нивелирование и из середины. Если при этом наводить среднюю нить сетки на один и тот же отсчет как по задней, так и по передней рейке, то h' вычисляют по формуле

$$h' = k(a - b), \qquad (IX.11)$$

где a и b — отсчеты по высотному штриху при наведении на заднюю и переднюю рейки.

Если же среднюю нить сетки наводить иа разные отсчеты по передней и задней рейкам, например на отсчеты n_a и n_b, то h' вычисляют по формуле

$$h' = k(a - b) - (k - 1)(n_a - n_b). \qquad (IX.12)$$

Если совместить высотный штрих со средией горизонтальной нитью, то, как и при работе с обычным нивелиром, $h = a - b$.

Нивелир НЛ-3 предназначен для работы на всхолмленной местностн. Точность результатов нивелирования этим прибором несколь-

ко ниже точности, получаемой техническими нивелирами. Предельная случайная погрешность определения превышений считается равной ±5 см на 1 км хода при длине луча визирования до 200 мм и ±10 см — при длине луча визирования более 200 м.

Для работы нивелиром НЛ-3 применяются специальные рейки с круглым уровнем.

Поверки

1. Ось круглого уровня должна быть параллельна оси вращения прибора. Поверка выполняется так же, как и поверка цилиндрического уровня в теодолитах и нивелирах. Если же сначала выполнить поверку цилиндрического уровня нивелира НЛ-3 и с его помощью привести в вертикальное положение ось вращения прибора, то поверка круглого уровня сведется к установке его пузырьков в центр окружности на ампуле с помощью исправительных винтов круглого уровня.

2. При горизонтальном положении визирной оси высотный штрих должен совпадать со средней нитью сетки нитей трубы. Поверку выполняют двойным нивелированием между двумя точками, отстоящими одна от другой приблизительно на 100 м. Прибор устанавливают последовательно сначала на одной, затем на другой точке, измеряют высоты прибора i_1, i_2 и берут по рейке отсчеты a_1, a_2. Величину поправки вычисляют по формуле

$$x = \frac{i_1 + i_2}{10} + 0{,}8n - \frac{a_1 + a_2}{2}.$$

Затем, наведя среднюю нить сетки на отсчет a_2 по рейке, устанавливают вращением микрометренного винта уровня высотный штрих на отсчет a'_2, причем $a'_2 = a_2 + x$. После этого пузырек уровня приводят в нуль-пункт с помощью исправительных винтов уровня.

Исправление прибора целесообразно лишь в том случае, когда величина x больше 2 мм. Эту поверку следует выполнять не реже одного раза в день.

§ 73. Нивелир НТ. Высокоточные нивелиры

Существуют две конструкции нивелиров с шифром НТ — старая и новая. Новая конструкция описана в § 74. Нивелир НТ старой конструкции заводами уже не изготовляется, но применение в практике находит; он относится к типу нивелиров с перекладной трубой и уровнем при трубе. Цена деления уровня от 17 до 25″; ампула имеет запасную камеру для изменения длины пузырька; увеличение трубы 32*. Нивелир НТ имеет круглый уровень для предварительного и приближенного нивелирования прибора.

Так как этим приборам предпочтительнее работать как глухим нивелиром, то и проверять его следует так же, как и НГ.

В строительной практике могут возникать задачи, когда приходится применять нивелиры высокой точности.

В настоящее время для нивелирования I и II классов в СССР применяют следующие конструкции высокоточных нивелиров: НА-1, НА-2, НБ-2, НПГ. Это глухие нивелиры, мало различающиеся между собой по конструкции, с контактным уровнем и плоскопараллельной пластинкой перед объективом зрительной трубы. Це-

на деления контактных уровней в этих нивелирах не более 8—10". Зрительные трубы имеют увеличение не менее 44*, а нивелиры НА-2 и НБ-2 — около 50*. Для высокоточного нивелирования применяют односторонние штриховые рейки с инварной полосой, а отсчеты делают по всем трем нитям сетки с точностью до 0,05 мм. При отсчетах применяют так называемый способ совмещений, когда расстояние от проекций нити до ближайшего штриха рейки оценивается не на глаз, а определяется точно путем перемещения визирного луча с помощью плоскопараллельной пластинки и микрометра (винта со шкалой делений, которым наклоняется плоскопараллельная пластинка).

§ 74. Новые нивелиры

Согласно ГОСТ 10528—69 в СССР изготавливались [101] нивелиры со следующимишифрами: Н1, Н2, НС2, НС3, НС4, НТ, НТС, НЛС (цифра означает класс нивелирования), из которых пять с самоустанавливающейся линией визирования (в шифре стоит буква С). Но в последующем, после отработки надлежащих конструкций, все эти нивелиры выпускались только с самоустанавливающейся линией визирования. Пока выпускалось больше всего нивелиров НС4, предназначенных для нивелирования IV класса и технического нивелирования, а также для нивелирования I и II разрядов в маркшейдерских работах.

Нивелир НС4 (рис. 76) имеет зрительную трубу с увеличением 30*. Точная наводка на цель осуществляется маховичком наводящего винта с бесконечной резьбой. В рабочее положение нивелир устанавливается по круглому уровню. Компенсатор в продольном направлении действует в пределах ±18′, а в поперечном ±23′. Чувствительный элемент компенсатора состоит из призмы, подвешенной на двух парах скрещивающихся стальных нитей. Успокоение колебаний ЧЭ производится поршиевым воздушным демпфером за 0,9 с. Масса инструмента 2 кг, штатива 3,5 кг. Исследования [3] нивелира привели к высокой оценке его качества.

Малогабаритный нивелир НТ предназначен для технического нивелирования со средней квадратической погрешностью на 1 км нивелирного хода ±15 мм. Нивелир НТ — с контактным уровнем, изображенне которого передается в поле зрения трубы, имеющей увеличение 23*. Нивелир имеет горизонтальный круг, поэтому им можно выполнять тахеометрическую съемку горизонтальным лучом. Вместо трегера с подъемными винтами опорой нивелира служит шаровая пята. Нивелир имеет массу 1 кг, штатив 4,5 кг.

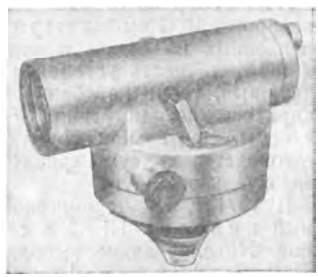


Рис. 76. Нивелир НС4

Горнотехнический нивелир ТН6 с самоустанавливающейся линией визирования и с горизонтальным кругом. Увеличение зрительной трубы 20*. Диапазон

действия компенсатора ±30′. Масса нивелира 0,75 кг, штатива 3,5 кг.

На кафедре геодезии Ленинградского горного института сконструирован [30] нивелир НПК-ДВ с двусторонней самоустанавливающейся линией визирования. Наблюдатель, не меняя своего положения, может брать отсчеты по передней и по задней рейкам. Нивелир предназначен для нивелирования IV класса и технического нивелирования.

Нивелиры Н2 и НС2, конструкции которых разработаны в ЦНИИГАиК, позволяют вести нивелирование с погрешностью не более 1 мм на 1 км нивелирного хода. Нивелир Н2 глухой, с уровнем, с элевационным винтом и с плоскопараллельной пластинкой.

С 1 января 1977 г. вошел в действие новый ГОСТ 10528—76 «Нивелиры». В нем установлено три типа нивелиров под шифрами Н-05, Н-3 и Н-10, причем вместо Н1 и Н2 предусмотрен один тип под шифром Н-0,5, а вместо Н3 и Н4 — тип Н-3. Все три типа допускается выпускать с уровнем при трубе или с компенсатором. Кроме того, нивелиры Н-3 и Н-10 могут выпускаться с лимбами для измерения горизонтальных углов. При наличии компенсатора и лимба в шифр нивелира вводятся «К» и «Л», например Н-10 КЛ.

За рубежом выпускаются нивелиры многих конструкций и преимущественно с самоустанавливающейся линией визирования. Можно отметить только некоторые из них.

Нивелир Ni-B3 (Венгрия) с действием компенсатора в пределах —8′, точность стабилизации визирной оси не ниже 0,4″ в течение 0,3—0,4 с с помощью двойного воздушного демпфера. Нивелир имеет горизонтальный круг с ценой деления 10′ и шкаловым микроскопом. Нивелир предназначен для точиого и технического нивелирования.

Нивелир Koni 07 (ГДР) относится к высокоточным приборам. Нивелирные рейки в завнсимости от необходимой точности работ могут применяться обычные шашечные с саитиметровыми делениями и инварные штриховые с полусантиметровыми интервалами. С обычными рейками и без использования микрометра трубы средняя квадратическая погрешность на 1 км нивелирного хода равна 2,3 мм, а с использованием микрометра и инвариых реек 0,5—0,8 мм. Чувствительным элемеитом компенсатора является призма, свободно подвешенная на пластинке. Нивелир имеет горизонтальный круг с точностью отсчитывания 1′.

Нивелир Koni 025 (ГДР) предназначен для технического нивелироваиия. Компенсатор состоит из двух прямоугольных призм, укреплениых на одном маятнике. Компенсатор действует в пределах ±10′, точность установки линии визирования ±0,5″. Демпфер воздушный, гасит колебания в течение одной секунды. Средняя квадратическая погрешность на 1 км нивелирного хода равна ±2,5 мм. Зрительная труба дает прямое изображеиие. Нивелир изготовляется в двух вариантах — с горизонтальным кругом и без горизонтального круга.

В 1971 г. на Лейпцигской ярмарке демонстрировался прецизионный нивелнр Ni-A3 с самоустаиавливающейся линией визирования. Нивелирование выполняется со средней квадратической погрешностью ±0,2 мм на 1 км хода.

В Канаде разработана конструкция лазерного нивелира с самоустанавливающейся линией визирования, работа которым про-

изводится со средней квадратической погрешностью, равной 0,7 мм на 1 км хода.

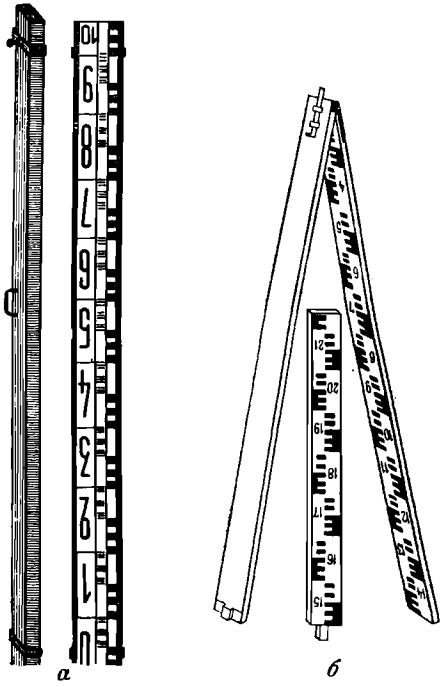
При разработке новых конструкций нивелиров с самоустанавливающейся линией визирования основное внимание уделяется повышению чувствительности компенсатора, улучшению системы демпфирования и расширению диапазона действия компенсатора.

§ 75. Нивелирные рейки

При нивелировании пользуются раздвижными (рис. 77, *а*), складными (рис. 77, *б*) и цельными рейками.

Длина раздвижных и складных реек 4 м, а цельных (изготовляемых из цельного деревянного бруска) 3 м. Иногда к цельной рейке добавляется четвертый приставной метр.

Цельные рейки по устройству более надежны, чем складные и раздвижные. У складной рейки две ее половинки соединяются шарнирами, которые иногда ослабевают, вызывая небольшие погрешности в отсчетах. Недостаточно надежное соединение обеих половинок раздвижных реек может привести к крупным погрешностям в отсчетах.



а *б*

Рис. 77. Нивелирные рейки

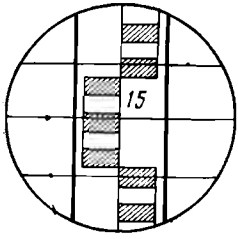


Рис. 78. Отсчет по рейке

Рейки, предназначенные для технического нивелирования, обычно имеют сантиметровые деления, нанесенные делительной машиной или по трафарету. Нуль рейки находится у ее пятки, и счет делений возрастает от пятки вверх. На рейке подписаны только дециметровые деления. Отсчеты по рейке выражают в миллиметрах. Так, на рис. 78 отсчет равен 1522 мм. При техническом нивелировании отсчитывание производится только по средней нити сетки.

В настоящее время в основном пользуются двусторонними рейками, отсчеты по которым контролируются более надежно, чем по односторонним рейкам. Если на односторонних рейках черные и красные шашки, а также подписи цифр чередуются через каждый метр, то в двусторонних рейках деления одной стороны раскрашены черным цветом, другой — красным. На черной стороне у пятки рейки, как обычно, отсчет равен нулю, а на красной стороне он выражается какой-либо произвольной цифрой, чаще всего 4687 или 4787 мм. Поэтому отсчеты по черной и красной сторонам рейки совершенно не похожи один на другой, чем достигается лучший их контроль. Превышения вычисляют дважды, используя отсчеты по каждой стороне реек.

Нивелирными рейками нельзя пользоваться, если неизвестны действительные размеры делений рейки (есть рейки, красная сторона которых имеет деления, равные 11 мм) и точность их нанесения. В условиях строительной площадки правильность делений рейки проверяют стальной рулеткой, имеющей миллиметровые деления. Однако не менее одного раза в год деления рейки следует проверять особой контрольной линейкой длиной 1 м, шкала которой имеет деления 0,2 мм. На линейке имеются две лупы для отсчитывания, а в теле ее укреплен термометр, учитывающий температуру линейки. Правильность делений рейки проверяют по особой программе. Случайные погрешности дециметровых делений не должны быть 0,5 мм у реек, применяемых при нивелировании III класса, и 1 мм — у реек, используемых при нивелировании IV класса.

Кроме того, к нивелирным рейкам предъявляют еще и такие требования: 1) деления и цифры должны быть четкими и ясно видимыми в трубу; 2) рейки не должны быть погнуты; 3) крепления раздвижных и складных реек должны быть такими, чтобы в рабочем положении верхняя половина рейки была точным продолжением нижней половины; 4) пятки реек должны иметь железную оковку.

Во избежание порчи рейки следует охранять от ударов, от нагрузки их тяжестями, от длительного воздействия влаги, от загрязнения, царапин и гиутия. При переносе рейку укладывают на плечо ребром (а не плашмя); во время перерыва рейку следует осторожно класть на ровную поверхность лицевой стороной вверх либо на ребро.

§ 76. Установка рейки на нивелируемой точке

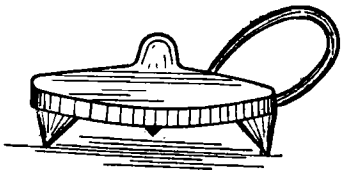


Рис. 79. Башмак для установки нивелирной рейки

Если в результате нивелирования определяют отметку сооружения, то рейку устанавливают в точке, отметку которой необходимо знать. Если определяют отметку поверхности земли, то рейку ставят на поверхность земли в заданной точке. Однако в нивелирном ходе каждую нивелирную точку отмечают колышком, забиваемым вровень с поверхностью земли, и тогда рейку устанавливают на верх колышка.

При нивелировании для передачи высот, например одного репера на другой путем прокладки нивелирного хода, рейки устанавливают на головки металлических башмаков (рис. 79) или костылей.

При привязке к реперу рейку устанавливают в той его точке, отметка которой определена. Такой точкой, например, стенного репера треугольного сечения является верхняя грань, репера цилиндрического сечения — верхняя образующая цилиндра, рельсового репера — верх рельса, имеющий сферическую форму, либо вырез и полочка; в последнем случае рейку ставят на полочку. Прежде чем пользоваться репером любого устройства, необходимо по каталогу выяснить место установки рейки на репере.

Нивелирную рейку устанавливают вертикально. Для этого часто к рейкам прикрепляют круглый уровень. Ось уровня при помощи отвеса устанавливают параллельно оси вертикально стоящей рейки.

При отсутствии уровня отсчет по рейке берут в момент покачивания рейки вперед и назад. Из всех видимых при этом отсчетов записывают наименьший, соответствующий вертикальному положению рейки. Однако при отсчетах, меньших 1000 мм, рейку покачивать не следует, так как в этом случае из-за толщины пятки рейки наименьший отсчет не будет соответствовать вертикальному положению рейки.

При привязке к нивелирной марке в центре ее наружного диска подвешивают особую небольшую (до 1 м) деревянную реечку, по которой и берут отсчет. Нуль подвесной реечки совпадает с центром ее штифта, вставляемым в отверстие марки. Если вся реечка расположилась ниже ее нуля, то отсчеты по ней сопровождаются знаком минус.

§ 77. Контроль нивелирования

Чтобы избежать грубых погрешностей в нивелировании, которые могут привести к тяжелым последствиям при строительстве, необходимо осуществлять контроль отсчетов и превышений. Отсчеты контролируют повторением их: обычно на нивелирной станции делают два отсчета по каждой рейке. Если расхождение между ними оказывается более 5 мм, то отсчеты повторяют. Наиболее надежным контролем отсчитывания является применение двусторон-

них реек: расхождение между разностями отсчетов по обеим сторонам рейки должно равняться разности нулей этих сторон.

Если работа глухим нивелиром ведется с односторонними рейками, то отсчеты на каждой станции повторяют после изменения высоты прибора не менее чем на 100 мм.

Превышения на нивелирной станции контролируются путем сравнения их значений, вычисленных из двух пар отсчетов по задней и передней рейкам. Величина допустимого расхождения зависит от класса нивелирования. Например, при нивелировании IV класса расхождение не должно быть больше 5 мм.

Определение превышений контролируется также путем двукратной прокладки нивелирного хода. В этом случае сравнивают не только значения превышений между связующими точками, полученные в одном и другом ходе, но и суммы этих превышений. Расхождения в значениях превышений между парой смежных точек допускают при техническом нивелировании до 6 мм. Величины допустимых расхождений между суммами превышений по каждому ходу определяются в зависимости от класса нивелирования. Так, при нивелировании IV класса допускается расхождение 30 мм на 1 км длины хода, а на весь ход

$$\Delta h = \pm \left(30 \sqrt{L}\right) \text{ мм},$$

где L — число км в длине хода.

Вообще же допуск на 1 км длины хода принимают равным полуторной величине погрешности, приведенной в § 15 на 1 км хода.

В случае допустимых расхождений в превышениях одной и той же пары смежных точек нивелирного хода вычисляют среднее превышение, а затем подсчитывают сумму средних превышений хода. В разомкнутом ходе, между реперами нивелирования более высокого класса, эту сумму сравнивают с разностью отметок реперов, получая таким образом невязку в сумме превышений хода. В замкнутом ходе подсчитанная сумма превышений является одновременно и невязкой, поскольку теоретическая сумма превышений в таком ходе равна нулю. Допустимые величины невязок вычисляют для каждого класса нивелирования по формулам, приведенным в § 15.

При пересечении нивелирных ходов и образовании узловых точек применяются разные способы вычисления вероятнейших значений отметок узловых точек, излагаемых в полных курсах геодезии. Один из приемов вычисления помещен в прилож. 4.

ГЛАВА X

ТРАССИРОВАНИЕ СООРУЖЕНИЙ ЛИНЕЙНОГО ТИПА

§ 78. Виды сооружений линейного типа, цель трассирования

К сооружениям линейного типа относят пути сообщения, каналы, туннели, разного назначения трубопроводы, линии электропередачи, линии связи и т. д., т. е. сооружения, вытянутые в длину и занимающие на местности узкую полосу земли. Ось сооружения линейного типа называют *трассой*.

Для проектирования таких сооружений необходимо иметь не только топографические карты, но и крупномасштабные планы узкой полосы местности вдоль трассы, продольный и поперечные профили трассы. Кроме того, для проектирования сооружений линейного типа требуется изучение геологических, гидрогеологических, метеорологических, экономических условий по трассе.

Весь комплекс работ, выполняемых по трассе для проектирования сооружения, называют *изысканиями*. Цель их — изучение всех тех природных и социально-экономических условий, которые так или иначе могут влиять на выбор местоположения трассы, на техническую и экономическую стороны строительства и эксплуатации данного сооружения.

Состав, объем и степень подробности изысканий зависят от назначения, размеров и конструкции сооружения. Наиболее полными бывают изыскания для железных и автомобильных дорог, для гидротехнических сооружений: каналов, магистральных водопроводов, коллекторов, канализации.

Ниже освещаются методы трассировочных работ, применяемые преимущественно при дорожных изысканиях.

§ 79. Виды работ по трассе

По трассе в общем случае выполняют следующие работы:

1) выбор направления трассы;

2) согласование направления сооружения с заинтересованными ведомствами, организациями и отдельными лицами;

3) вынос трассы с карты на местность и закрепление ее на местности знаками;

4) разбивка по трассе пикетажа и кривых со съемкой полосы местности вдоль трассы;

5) геометрическое нивелирование по трассе;

6) геологические изыскания;

7) гидрологические изыскания;

8) социально-экономические изыскания;

9) метеорологические изыскания;

10) геодезическая привязка (плановая и высотная) точек геологических изысканий — скважин, шурфов и др.;

11) геодезические работы при гидрологических изысканиях (определение отметок разных уровней воды, скоростей течения и направления струй, промеры глубин);

12) составление плана полосы местности вдоль трассы;

13) составление продольного и поперечных профилей трассы.

§ 80. Выбор направления и закрепление трассы

Направление трассы выбирают по топографической карте масштаба 1 : 100 000 и крупнее или по аэрофотоснимкам (см. § 134). Выбранное по карте направление трассы проверяют путем осмотра местности в натуре, где ситуация и рельеф могут измениться после издания карты вследствие, например, нового строительства. Для выбора наивыгоднейшего направления трассы необходимо знать и учитывать технические условия строительства и эксплуатации соответствующего сооружения.

В настоящее время разработан способ выбора направления трасс по цифровой модели местности с использованием ЭВМ.

Поскольку строительство сооружения по трассе связано с изъятием земель от других землепользователей и с нарушением их хозяйственных интересов, положение выбранной по карте трассы согласовывают с заинтересованными юридическими лицами (ведомствами и организациями).

После согласования трассу выносят с карты на местность и закрепляют знаками: начало и конец трассы, точки поворота трассы, створные точки. Тип знака для закрепления точек зависит от необходимого срока сохранности их на местности. Створные точки закрепляют вехами высотой до 6 м, устанавливаемыми не реже чем через 1 км по трассе.

Трассу выносят на местность либо по координатам основных ее точек, либо по данным привязки трассы к предметам местности. Как координаты, так и элементы привязки обычно определяют по топографической карте или по аэрофотоснимкам графическим путем. При выносе трассы по координатам точки трассы выносят от опорных геодезических пунктов, а по данным привязки к предметам местности — от предметов местности. В первом случае при значительном удалении пунктов главной геодезической опорной сети (триангуляции, полигонометрии) от трассы приходится прокладывать от них к трассе теодолитные ходы либо определять засечками положение дополнительных точек, расположенных вблизи трассы. Подробнее о выносе проектных точек на местность сказано в гл. XVIII.

Одновременно с закреплением точек трассы в стороне, 20—100 м от нее, устанавливают временные реперы на расстоянии 1—3 км один от другого. Отметки этих реперов определяют путем проложения нивелирного хода IV класса, привязываемого не реже чем через 50 км к реперам I—III классов. Реперы нивелирования IV класса служат рабочим обоснованием для нивелирования по самой трассе в процессе изысканий, а также и для разбивочных работ при строительстве сооружения.

§ 81. Разбивка пикетажа по трассе

К разбивке пикетажа приступают после закрепления трассы знаками и в необходимых случаях створными вехами. *Пикет* — это колышек, которым отмечают точку трассы.

Пикетаж разбивают обычно при помощи стальной ленты со шпильками. Горизонтальное проложение расстояния между соседними пикетами обычно равно 100 м за пределами застроенной части территории, а в городах и на территории промышленных предприятий — 40 или 50 м. Вообще же это расстояние принимают в зависимости от того, насколько подробно необходимо изучить рельеф по трассе и изобразить его на продольном профиле трассы.

При разбивке пикетажа на местности с крутыми скатами между пикетами откладывают расстояние

$$d_{\text{пик}} = 100 \text{ м} + \Delta d,$$

где Δd — поправка, вычисляемая по формуле (III.6).

Углы поворота трассы измеряют 1-минутным или 30-секундным теодолитом.

В задачу пикетажиста входит: 1) забивка кольев в пикетах и в некоторых промежуточных точках между ними; 2) разбивка поперечников к трассе с обозначением кольями характерных точек; 3) съемка полосы вправо и влево от трассы шириной, устанавливаемой в зависимости от ширины полосы отвода под данное сооружение; . 4) разбивка на трассе главных точек кривой (конец, начало и середина кривой; 5) ведение пикетажиого журнала (рис. 80).

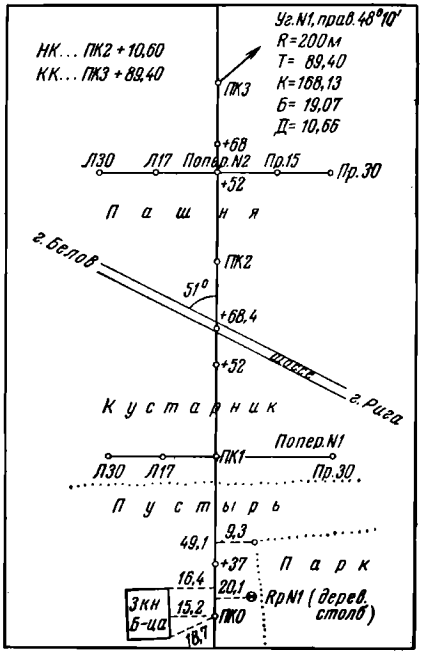


Рис. 80. Страница пикетажного журнала

Нумерацию пикетных точек начинают в начальной точке трассы с нуля и продолжают ее до конца трассы. Каждая пикетная точка обозначается двумя колышками: «точкой» и «сторожком». В точке вровень с землей забивают колышек длиной 10—12 см и ставят на него рейку при нивелировании; рядом с точкой забивают сторожок — кол высотой 20—25 см; он забивается на $^1/_3$ высоты и служит для отыскания «точки». На сторожке подписывают карандашом номер пикета.

Промежуточные точки, подлежащие нивелированию для дополнительной характеристики рельефа местности, обозначают только сторожками, на каждом из которых подписывают номер предыдущего пикета плюс расстояние в метрах от него до данной точки, например ПК 26+43. Поэтому эти точки называют *плюсовыми*.

На поперечниках точки обозначают только сторожками и подписывают на них номер поперечника и расстояние от трассы, сопровождаемое указанием, в какую сторону от трассы расположена данная точка, например «Попер. 17+право 20 м».

Если трасса проходит по поверхности, покрытой бетоном, асфальтом или камнем, то пикеты и другие точки обозначают краской или мелом с дополнительными пометками на ближайшем заборе, строениях и т. д. для облегчения отыскания точек при нивелировании.

Применяется также беспикетажное трассирование, причем отметки характерных точек трассы определяют обычно с помощью тахеометра, расстояние между точками определяют дальномером. В трудных природных условиях этот способ может иметь преимущества, хотя в каждом случае, очевидно, требуется подтверждение

проектантов и строителей сооружения о возможности использования нми продольного профиля без пикетажа, т. е. с неравномерно расположенными вдоль трассы точками с известными отметкамн. Необходимая частота поперечнпков зависит от сложности форм рельефа в поперечном направлении к трассе, так как поперечники разбивают и нивелируют для освещения форм рельефа вправо и влево от трассы, в пределах принятой для данного сооружения ширины полосы съемки местности вдоль трассы. Ширина полосы съемки и длины поперечников на дорожных трассах обычно не менее 40 м (по 20 м в каждую сторону от трассы). Поперечники чаще всего располагаются перпендикулярно к трассе и разбивают либо эккером, либо теодолитом с применением стальной ленты и рулетки для измерення расстояний между нивелируемыми точками поперечника. Число последних должно обеспечивать возможность подсчета объема земляных и скальных работ при проектировании и возведении сооружения.

Съемку ситуации местности в пределах полосы вдоль трассы ведут пренмущественно способом перпендикуляров и линейных засечек; результаты съемки заносят в пикетажную книжку.

Чтобы выполнить геодезические работы по трассе в общепринятой системе координат и высот, трассу привязывают к пунктам геодезической опорной сети по меньшей мере в начале и конце трассы. Для контроля привязывают также и другие точки трассы. Например, трассы железных дорог привязывают не реже чем через каждые 50 км, если опориые пункты удалены от трассы на 3—10 км, и через 25 км, если пункты отстоят от нее на расстоянии до 3 км. После привязкн трассы вычисляют координаты ее точек, пользуясь линейными и угловыми измерениямн по трассе, позволяющими рассматривать трассу как теодолитный ход.

К нивелированию приступают после разбивки пикетажа хотя бы на части трассы, причем нивелировщику передают пикетажный журнал, без которого нельзя начинать нивелирование. При техническом нивелировании по пикетажу различают два вида точек — связующие н промежуточные. Связующими являются задние н передние точки на каждой станции, а промежуточными — остальные. Связующими точками всегда бывают также реперы н икс-точки, выбираемые при нивелировании крутых склонов, когда в качестве связующих не могут быть использованы пикеты и плюсовые точки.

§ 82. Разбивка главных точек круговой кривой. Вынос пикетов на кривую

Кривые по трассе разбивают, чтобы сгладить резкие повороты трассы, недопустимые для таких сооружений, как усовершенствованные дороги, каналы и некоторые трубопроводы. Разбивка кривой требует от пикетажиста знаний технических условий для устройства сооружения, трассу которого он разбивает. Разбивка кривой в трех главных точках сопровождается введением в измеренную длину трассы поправки $Д$ (домера), а также выносом пикетов на кривую.

При разбивке кривой необходимо знать следующие величины, называемые элементами кривой:

1) радиус R кривой, выбираемый пикетажистом в зависимости от условий местности и вида сооружения;

2) угол α между продолжением предыдущей и направлением последующей стороны трассы (рис. 81); этот угол иногда называют *углом поворота*;

3) касательную T, называемую тангенсом,

$$T = R \operatorname{tg} \frac{\alpha}{2}; \qquad (X.1)$$

4) кривую K (точнее, длину кривой. часть окружности),

$$K = \frac{\pi R \alpha^\circ}{180^\circ} = \frac{R\alpha^\circ}{\rho}; \qquad (X.2)$$

5) биссектрису $Б$ (отрезок биссектрисы угла β от вершины угла до середины кривой)

$$Б = R\left(\sec \frac{\alpha}{2} - 1\right); \qquad (X.3)$$

6) домер

$$Д = 2T - K. \qquad (X.4)$$

Величины T, K, $Б$ и $Д$ выбирают по углу α и радиусу R из специальных таблиц для разбивки кривых.

По вычисленным элементам круговую кривую разбивают так: от вершины угла отмеряют лентой по трассе в обратном направлении величину тангенса T и получают точку $НК$ (начало кривой). Отмеряя эту же величину от вершины угла в прямом направлении трассы, получают точку $КК$ (конец кривой). Чтобы получить точку $СК$ (середина кривой), делят на местности при помощи теодолита угол β пополам, получают направление биссектрисы этого угла; откладывая по направлению биссектрисы величину $Б$, получают точку $СК$. Поправку в длину трассы вводят путем смещения вперед на величину домера следующего за концом кривой пикета (см. рис. 81), первоначальное положение которого было найдено измерениями по ломаной (по тангенсам).

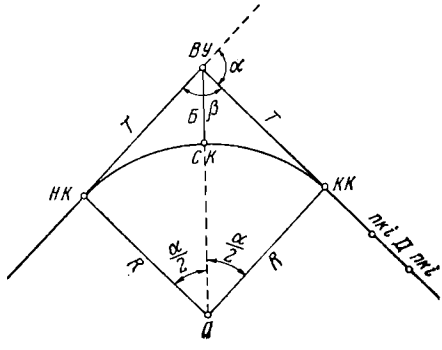


Рис. 81. Схема разбивки кривой тремя главными точками

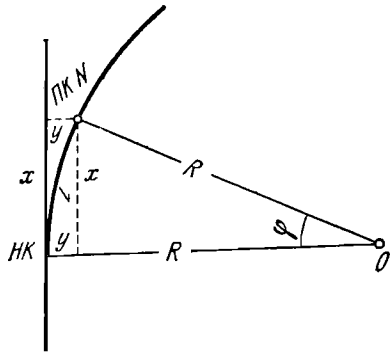


Рис. 82. Схема выноса пикета на кривую

Пример. Пусть точка *ВУ* (вершина угла поворота трассы) находится на пикете 38 + 44,0 м, $\alpha = 21°15'$, $R = 1000$ м; из таблиц для разбивки кривых находим: $T = 187{,}60$ м, $K = 370{,}88$ м, $Д = 4{,}31$ м. Контроль см. ниже.

Расхождение 0,01 м получилось в результате округления табличных величин.

Вынос пикетов с тангенсов на кривую выполняют преимущественно по методу прямоугольных координат, причем за ось X принимают тангенс (работу выполняют на каждой половине кривой отдельно), а за ось Y — радиус кривой, проходящей через точку *НК* или точку *КК* (рис. 82).

Контроль

ВУ ... *ПК* 38 + 44,00	*ВУ* ... *ПК* 38 + 44,00
+	+
T ... 1 + 87,60	T ... 1 + 87,60
НК ... *ПК* 36 + 56,40	Σ ... *ПК* 40 + 31,60
	—
$\frac{K}{2}$ ... 1 + 85,44	$Д$ ... 4,31
СК ... *ПК* 38 + 41,84	*КК* ... *ПК* 40 + 27,29
	$\frac{K}{2}$ ... 1 + 85,44
	КК ... *ПК* 40 + 27,28

Координаты вычисляют по формулам

$$\left.\begin{aligned} x &= R\sin\varphi, \\ y &= 2R\sin^2\frac{\varphi}{2}, \end{aligned}\right\} \qquad (X.5)$$

причем

$$\varphi^\circ = \frac{l\,180^\circ}{\pi R} = \frac{l}{R}\rho, \qquad (X.6)$$

где l — расстояние по кривой между данным пикетом и *НК* в первой половине кривой или между пикетом и *КК* — во второй половине кривой.

Таблица 18

Журнал нивелирования (нивелир с перекладной трубой, рейки односторонние)

№ станции	№ нивелируемой точки	Отсчеты по рейкам: задней	Отсчеты по рейкам: передней	Отсчеты по рейкам: промежуточной	Среднее из отсчетов по рейкам: задней	Среднее из отсчетов по рейкам: передней	Превышения, мм: +	Превышения, мм: −	Горизонт прибора, м	Отметки абсолютные, м	Примечание
1	Реп. 375	744 (1)*								124,615	Рельсовый репер III кл., в 320 м от школы № 14 пос. Рудный по дороге к г. Канску
		742 (4)			743			478		124,137**	
	ПК 0		1222 (2)			1221					
			1220 (3)								
2	ПК0	3114 (1)					2834			124,137	
		3116 (4)			3115					126,971	
	ПК1		280 (2)			281					
			282 (3)						127,252		
	Попер. 1										
	пр. 14			547 (5)						126,705***	
	пр. 30			381 (6)						126,871	
	л 16			1124 (7)						126,128	
	л 30			1673 (8)						125,570	
	ПК1	1145								126,971	
		1143			1144			1787			
	ПК2		2930							125,184	
			2942			2931			128,115		
				1140						126,975	
		Σ5002	Σ4433								
		$\Sigma h = +569$									
		Постраничный			Σ 2834	Σ 2265	$\Sigma h = +569$				
					$\Sigma h = +569$						

* Здесь и в дальнейшем цифры в скобках указывают на очередность записи отсчетов.
** Отметки точек трассы вписывают после увязки нивелирного хода.
*** Отметки промежуточных точек подсчитаны посредством отметки горизонта прибора.

Таблица 19

Журнал нивелирования (с переменой горизонта прибора, рейки односторонние)

№ станции	№ нивелируемой точки	Отсчеты по рейкам			Превышения, мм				Горизонт прибора, м	Отметки абсолютные, м	Примечание
					вычисленные		средние				
		задней	передней	промежуточной	+	−	+	−			
1	Реп. 76	1344 (1) 1418 (4)			595 (5) 593 (6)		594 (7)			171,843	Реп. 76 железобетонный, IV кл., на 3 км шоссе г. Ижма — пос. Колпино
	ПК0		749 (2) 825 (3)							172,437	
2	ПК0	1620 1503				162 160		161		172,437	
	x		1782 1663							172,276	
	x	2013 1902			908 910		909			172,276	
	ПК1 +32		1105 992	1715					174,178	173,185 172,463	
	1	9800	7116		3006	322	1503	161		173,185	
		− 7116			− 322	− 161				−171,843	
		$2\Sigma h = +2684$ $\Sigma h = +1342$			$2\Sigma h = +2684$ $\Sigma h = +1342$ $\Sigma h = +1342$					$\Sigma h = +1,342$	

Таблица 20

Журнал нивелирования (рейки двусторонние)

№ станции	№ нивелируемой точки	Отсчеты по рейкам: задней	Отсчеты по рейкам: передней	Отсчеты по рейкам: промежуточной	Превышения, мм: вычисленные +	Превышения, мм: вычисленные −	Превышения, мм: средние +	Превышения, мм: средние −	Горизонт прибора, м	Отметки абсолютные, м	Примечания
1	Реп. 105	5344 (1) 657 (4)				405 (7)		404 (9)		163,406	Реп. 105 стенной, д. № 4 по ул. Чкалова г. Боровска
	ПК0	4687 (5)	5749 (2) 1061 (3)			404 (8)				163,002*	
			4688 (6)								
2	ПК0	6312 1626			128		128			163,002	
	ПК1	4686	6184 1498		128					163,130	
	+34			1828					164.628	162,800	
	+57			2418						162,210	
	+78			1712						162,916	
	Σ	13 939	14 492		+256	809	128	404		+163,130	
		—14 492			—809		—404			—163,406	
		$2\Sigma h = -553$			$2\Sigma h = -553$						
		$\Sigma h = -276,5$			$\Sigma h = -276,5$		$\Sigma h = -276$			—0,276	

* Отметки связующих точек трассы вычисляют после увязки превышений хода.

В таблицах для разбивки кривых имеются особые таблицы для разбивки кривых по координатам, где по заданным R и l можно выбрать x и y. Подробнее о разбивке кривых по координатам изложено в гл. XXIII.

§ 83. Нивелирный журнал. Увязка нивелирного хода

Применяемая при техническом нивелировании форма полевого журнала зависит от способов контроля отсчетов по рейкам. При контроле отсчетов повторением их по односторонним рейкам после перекладывания трубы в лагерах принята форма журнала, приведенная в табл. 18. В этом случае превышения вычисляют, пользуясь средними значениями отсчетов по рейкам. При контроле отсчетов в случае изменения высоты нивелира при односторонних рейках или в случае отсчетов по двусторонним рейкам на каждой станции вычисляют два превышения и за окончательное значение берут среднее из них. Запись при этом ведут в журнале, форма которого приведена в табл. 19 и 20. В нивелирном журнале ведется постраничный подсчет суммы отсчетов и превышений по связующим точкам. Это делается для проверки правильности вычислений превышений и облегчения подсчета суммы превышений всего хода, необходимого при увязке превышений.

Увязывают превышения между связующими точками нивелирного хода в такой последовательности:

1. Подсчитывают, пользуясь постраничными итогами, сумму превышений всего хода, т. е. $\Sigma h_{изм}$.

2. Подсчитывают теоретическую сумму превышений, которая в разомкнутом ходе равна разности отметок конечного и начального реперов,

$$\Sigma h_{теор} = H_{ком} - H_{нач}, \qquad (X.7)$$

а в замкнутом

$$\Sigma h_{теор} = 0. \qquad (X.8)$$

3. Подсчитывают невязку в сумме превышений

$$f_h = \Sigma h_{изм} - \Sigma h_{теор}. \qquad (X.9)$$

4. Подсчитывают допустимую невязку

$$f_{h_{доп}} = f_{км}\sqrt{L}, \qquad (X.10)$$

где $f_{км}$ — допустимая невязка на 1 км длины нивелирного хода, а L — число километров в длине хода.

5. Если $f_h \leqslant f_{h_{доп}}$, то f_h распределяют с обратным знаком на каждое превышение поровну, получая таким образом поправки Δh в каждое превышение:

$$\Delta h = \frac{-f_h}{n}, \qquad (X.11)$$

где n — число превышений (станций) в ходе. Однако если вычисленная по формуле (X.11) поправка Δh не выражается в целых миллиметрах, то невязку f_h распределяют между частью превышений с тем, чтобы поправки выражались в целых миллиметрах.

Величина допустимой невязки $f_{км}$ на 1 км хода ($f_{км} = 2\eta$) устанавливается в зависимости от требуемой точности нивелирования

(см. § 15). Для технического нивелирования значение $f_{км}$ колеблется в пределах ±30—±60 мм. Если $f_{км}$ должно быть менее ±30 мм, выполняют нивелирование IV класса.

В случае проложения по трассе двойного хода нивелирования (в прямом и обратном направлениях или двумя нивелирами в одном направлении) прежде всего сравнивают суммы превышений, полученных по каждому ходу: если расхождение между ними будет допустимым, то сначала вычисляют средние значения превышений из двух ходов, а затем увязывают ход по изложенному выше правилу, пользуясь для подсчета $\Sigma h_{выч}$ средними значениями превышений. Допустимое расхождение на 1 км в сумме превышений по каждому ходу обычно принимают в 1,5 раза больше принятой в этом случае $f_{км}$. При вычислении средних значений превышений между одноименными связующими точками обращают также внимание на согласованность их между собой. Если расхождение между значениями превышения окажется бо́льшим ±6 мм, то в этом месте нивелирование повторяют.

Пользуясь увязанными (исправленными) превышениями между связующими точками, последовательно вычисляют отметки этих точек, начиная от исходного репера с известной отметкой, по формуле

$$H_{п} = H_{з} + h_{исп}, \qquad (X.12)$$

учитывая знак превышения. Работу заканчивают вычислением отметки конечного репера, причем никакого расхождения с известной отметкой этого репера получаться не должно, поскольку ход был увязан.

После этого вычисляют отметки промежуточных точек

$$H_{пр} = H_{ги} - b_{пр}, \qquad (X.13)$$

где

$$H_{ги} = H_{з} + a_{зII} \qquad (X.14)$$

— отметка горизонта инструмента (высота визирной оси трубы над исходной уровенной поверхностью); $a_{зII}$ отсчет назад при второй высоте инструмента (именно при этой высоте нивелируются промежуточные точки); $b_{пр}$ — отсчет по рейке, установленной в промежуточной точке, отметка которой вычисляется.

Образец вычисления отметки промежуточной точки содержится в табл. 19 (точка ПК 1+32).

Пример вычисления отметки точки, определяемой от двух реперов, приведен в прилож. 3, а от трех реперов — в прилож. 4.

§ 84. Построение продольного и поперечных профилей

Профилем в геодезии называется изображенный на бумаге разрез земной поверхности в вертикальной плоскости. Продольный профиль обычно строят в двух разных масштабах. Масштаб для вертикальных расстояний (вертикальный масштаб), как правило, назначают крупнее горизонтального в 10 раз. У поперечных профилей горизонтальный и вертикальный масштабы одинаковые.

Профили снабжаются данными, необходимыми для проектирования сооружения — конечной цели составления профиля. Для

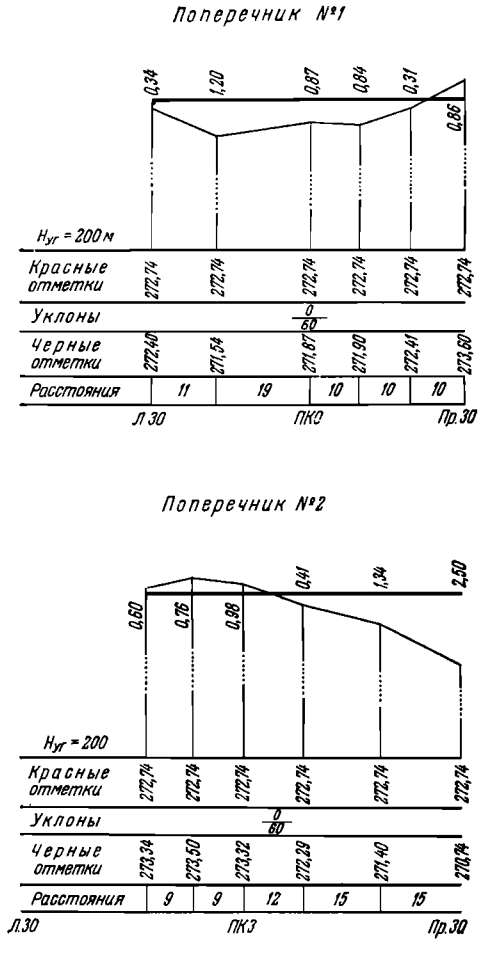
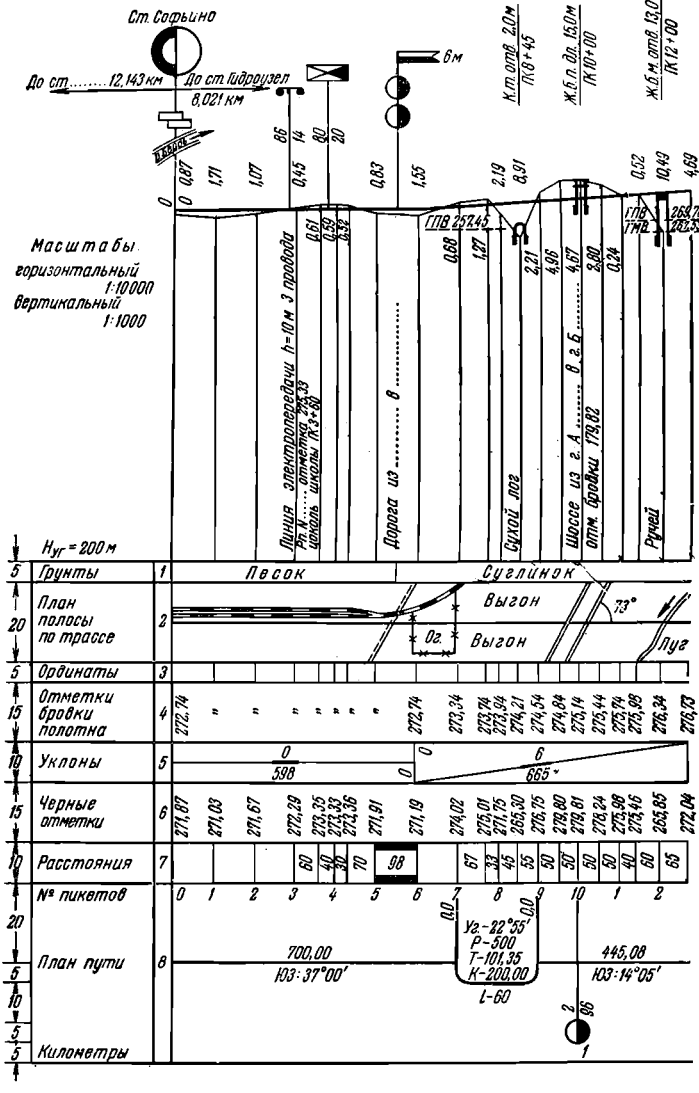


Рис. 83. Продольный и поперечные профили трассы железной дороги


Ст. Софьино
До ст. ..... 12,143 км
До ст. Гидроузел 8,021 км
6м
К.т. отв. 2,0 м ПК 8+45
Ж.б.п. дл. 15,0 м ПК 10+00
Ж.б.м. отв. 13,0 м ПК 12+00
Масштабы
горизонтальный 1:10000
вертикальный 1:1000
Линия электропередачи h=10 м 3 провода
Рп. N ..... отметка 275,33
цоколь школы ПК 3+60
Дорога из ..... в .....
ГПВ 257,45
Сухой лог
Шоссе из г. А ..... в г. Б .....
отм. бровки 179,82
ГПВ 269,70
ГМВ 262,33
Ручей
Нуг = 200 м
Грунты
Песок
Суглинок
План полосы по трассе
Выгон
Ог.
Луг
73°
Ординаты
Отметки бровки полотна
Уклоны
598
665
Черные отметки
Расстояния
98
№ пикетов
План пути
700,00
ЮЗ: 37°00'
Уг.-22°55'
Р-500
Т-101,35
К-200,00
L-60
445,08
ЮЗ: 14°05'
Километры

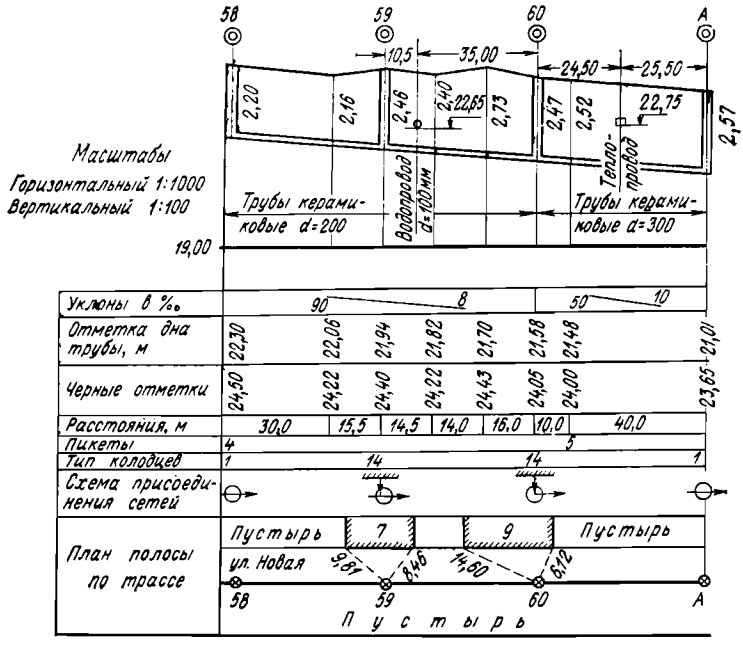


Рис. 84. Продольный профиль трассы канализации

каждого вида сооружения существуют особые требования в отношении содержания, масштабов и оформления профиля (рис. 83 и 84).

Профили строят на миллиметровой бумаге. Продольный профиль строят в такой последовательности: 1) строят вспомогательные графы шириной от 0,5 до 2 см (см. рис. 83) в соответствии с потребностью расположить в них записи или чертежи; 2) заполняют графы, начиная с графы расстояний, предварительно разбитой на интервалы согласно горизонтальному масштабу и расстоянию между пикетными точками и между пикетными и плюсовыми точками; расстояния между смежными точками на профиле подписывают только в случае, когда имеются плюсовые точки; 3) подписывают номера пикетных точек; 4) в графу «фактические отметки» * вписывают отметки пикетов и плюсовых точек, взятые из журнала геометрического нивелирования по трассе; 5) в графе «план полосы по трассе» (см. рис. 84) строят ситуацию полосы местности вдоль трассы, снятую при разбивке пикетажа, причем сама трасса изображается в виде прямой линии посередине графы; 6) выбирают $H_{уг}$ — отметку условного горизонта, от которой следует строить

* Отметки естественной поверхности земли по трассе.

вертикальный разрез трассы; для удобства вычислений и построений профиля отметка условного горизонта выбирается кратной 10 м, и, кроме того, она должна позволить построить разрез по трассе, необходимой для проектирования сооружения глубины; 7) от линии условного горизонта вверх в вертикальном масштабе профиля откладывают разность отметок — фактической (черной) и условного горизонта над каждым пикетом и плюсовой точкой профиля и находят положение этих точек на разрезе; далее от найденных точек до линии условного горизонта проводят «ординаты», а смежные точки соединяют между собой прямыми линиями, которые по совокупности образуют ломаную линию, изображающую линии поверхности земли по трассе; 8) оформляют профиль, т. е. подписывают наименование трассы, масштабы профиля, даты производства изысканий по трассе. На построенном «черном профиле» проектируют сооружение, ось которого изображают линией красного цвета — проектной линией. В одной из граф профиля подписывают проектный уклон оси сооружения, в другой — проектные (красные) отметки точек оси; около проектной линии подписывают «рабочие отметки», выражающие проектные высоты насыпи или глубины выемки в разных точках трассы.

Поперечные профили строят в одном масштабе для горизонтальных и вертикальных расстояний. Такой неискаженный чертеж удобен для проектирования насыпей и выемок по направлению трассы и, в частности, для определения планиметром площадей поперечных сечений, а следовательно, и для подсчета объемов насыпей и выемок. Число и содержание вспомогательных граф на поперечном профиле могут быть различными в зависимости от вида сооружения; однако на любом поперечном профиле подписывают: 1) наименование точек поперечника; 2) фактические отметки точек поперечного профиля, включая и отметку точки пересечения его с трассой; 3) расстояния от трассы до точек поперечного профиля; 4) проектные и рабочие отметки. Образцы поперечных профилей приведены на рис. 83.

§ 85. Построение проектной линии на продольном профиле

Проектирование любого сооружения, в том числе и сооружения линейного типа, относится к компетенции строителей соответствующей специальности. Выбор, например, положения на продольном профиле проектной линии, т. е. оси будущего сооружения, требует учета и соблюдения всех технических и экономических условий, обеспечивающих нормальную эксплуатацию построенного сооружения. Ниже рассматриваются лишь некоторые частные задачи геометрического характера, связанные с построением на профиле проектной линии.

Почти все, что относится к проектированию на профиле, принято изображать на нем красным цветом. В эту часть профиля входят графы уклонов проектной линии, графа проектных отметок, проектная линия, рабочие отметки, нулевые точки, горизонтальные расстояния от ближайших пикетов и плюсовых точек до нулевых

точек, графа прямых и кривых (см. рис. 83). Возможно указание на продольном профиле и других проектных данных.

1. Вычисление проектных отметок

Проектные отметки вычисляют после выбора положения проектной линии на профиле и заполнения графы уклонов. Последние выбирают так, чтобы они не превосходили предельного значения, установленного для данного сооружения. При проектировании путей сообщения возможны довольно частые сопряжения прямых участков проектной линии с кривыми, располагающимися в вертикальной плоскости. Расчет проектных отметок проектной линии на участах вертикальных кривых производится одновременно с расчетом последних (см. § 167).

Проектные отметки пикетов и плюсовых точек на каждом прямом участке проектной линии вычисляют, пользуясь проектными отметками конечных точек прямой M и N (рис. 85, $а$). Зная отметки этих точек и длину прямой по пикетажу, вычисляют уклон i прямой, причем

$$i = \frac{H_{кон} - H_{нач}}{d} = \frac{h}{d} = \operatorname{tg} \nu. \qquad (X.15)$$

Для некоторых сооружений уклоны выражают в процентах, но чаще — в тысячных долях (промилле). Перед величиной уклона ставят знак превышения.

Пример. Отметка начальной точки M (см. рис. 85, $а$)

$$H_M = 134{,}87 \text{ м},$$

а конечной точки N

$$H_N = 132{,}15 \text{ м}.$$

Горизонтальное расстояние d между точками M и N равно 320 м. Вычислить уклон

$$i = \frac{132{,}15 - 134{,}87}{320{,}00} = \frac{-2{,}72}{320{,}00} = -0{,}0085 = -8{,}5\%_0.$$

Проектную отметку любой точки K (см. рис. 85, $а$) трассы вычисляют по формуле

$$H_K = H_M + h$$

или в соответствии с формулой (X.15)

$$H_K = H_M + di. \qquad (X.16)$$

Пример. Пусть $H_M = 134{,}87$ м, $i = -8{,}5\%$, d от точки M до точки K равно 100 м, тогда

$$H_K = 134{,}87 + 100 \cdot (-0{,}0085) = 134{,}87 - 0{,}85 = 134{,}02 \text{ м}.$$

2. Вычисление рабочих отметок

Рабочей отметкой называют разность проектной и фактической отметок точек, лежащих на одной вертикальной линии. Рабочие отметки обычно выражают высоту насыпи или глубину выемки.

Рабочие отметки в случае выемки сопровождают знаком минус, а в случае насыпи — знаком плюс.

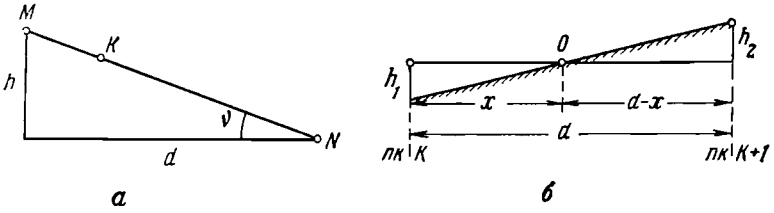


Рис. 85. Схемы для расчета проектной линии на продольном профиле

3. Вычисление горизонтальных расстояний от пикета или от плюсовой точки до нулевой точки

Нулевыми точками называют точки пересечения проектной линии с поверхностью земли. Объем земляных работ в этих точках равен нулю, нулевые точки находятся на границе между насыпью и выемкой, а поэтому их приходится отмечать на местности в момент производства земляных работ. Для отыскания на местности нулевой точки нужно отмерить от предыдущего пикета (или плюсовой точки) расстояние x или от последующего пикета (или плюсовой точки) расстояние $d-x$ (см. рис. 85, *б*), причем расстояние x и $d-x$ рассчитывают по горизонтальному проложению d расстояния между пикетами (или плюсовыми точками) и рабочими отметками h_1 и h_2 по формулам

$$x = \frac{h_1}{h_1 + h_2}\, d, \qquad (X.17)$$

$$d - x = \frac{h_2}{h_1 + h_2}\, d. \qquad (X.18)$$

При вычислении x и $d-x$ знаки рабочих отметок во внимание не принимаются.

Пример. Пусть $d=78{,}6$ м, $h_1=1{,}82$ м, $h_2=2{,}06$ м. Рассчитать x и $d-x$:

$$x = \frac{1{,}82}{1{,}82+2{,}06}\, 78{,}6 = 36{,}8 \text{ м},$$

$$d - x = \frac{2{,}06}{1{,}82+2{,}06}\, 78{,}6 = 41{,}7 \text{ м}.$$

Контроль:

$$d = 36{,}8 + 41{,}7 = 78{,}5 \text{ м}.$$

Расхождение в 0,1 м объясняется округлением при вычислениях.

4. Построение плана прямых и кривых (плана пути)

План состоит из прямолинейных участков трассы (из прямых вставок) и горизонтальных кривых (см. рис. 83). В этой графе на профиле подписывают длины прямых вставок и их румбы. Кривые изображают в виде дуг выпуклостью вверх, если на местности трасса сделала поворот вправо, и выпуклостью вниз при повороте влево. Около дуги подписывают элементы кривой. Положение начала и конца дуги должно соответствовать пикетажному положению *НК* и *КК*, полученным путем расчетов (см. § 82). На рис. 83 изображена кривая при повороте трассы влево, причем точки *НК* и *КК* здесь в точности совпали с точками пикетов, что практически бывает редко. При несовпадении точек *НК* и *КК* с пикетом необходимо поставить на профиле, около вертикальных прямых участков данной дуги не нуль, как стоит на рис. 83, а расстояние до точки *НК* (или *КК*) от предыдущего пикета — с одной стороны прямой и до следующего пикета — с другой. Длину каждой прямой вставки определяют путем вычитания пикетажного значения *КК* предыдущей кривой из пикетажного значения *НК* следующей кривой.

Пример. Пикетажное значение точки *НК* кривой *2* равно *ПК* 26+34,2, а пикетажное значение точки *КК* кривой *1* равно *ПК* 21+ +85,1. Длина прямой вставки при длине пикетов 100 м равна

$$\begin{array}{r} ПК\ 26 + 34{,}2 \\ -\ ПК\ 21 + 85{,}1 \\ \hline 4 + 49{,}1, \text{ т. е. } 449{,}1 \text{ м.} \end{array}$$

Румб последующей прямой вставки вычисляют, пользуясь румбом предыдущей прямой вставки и величиной угла поворота. На рис. 83 румб первой вставки, определяемый путем привязки трассы к геодезической опориой сети, равен ЮЗ: 37°00′, угол поворота 22°55′. Так как трасса повернула влево, то румб следующей прямой вставки равен 37°00′ — 22°55′ = 14°05′. Название румба остается ЮЗ. Для подобных вычислений следует составлять схему с изображением меридиана и обоих направлений трассы.

§ 86. Особенности трассирования каналов и трубопроводов с самотечным движением жидкости

Сооружения такого рода укладываются на местности строго по проектному уклону. Поэтому необходимую для построения продольного профиля точность высотного обоснования (главного и рабочего) по трассе рассчитывают, исходя из допускаемых в процессе строительства отклонений от проектного уклона каиала или трубопровода.

Принято считать, что точность высотного обоснования продольного профиля трассы будет достаточной, если возможная погрешность нивелирования не превысит половины строительного допуска. Величины ожидаемых погрешностей нивелирования сопоставляют с величинами строительных допусков прежде всего в концах расчетных участков — участков между смежными точками перепада жид-

кости (подъема или сбрасывания). Расчетным будет также участок от начала до конца сооружения, состоящего из ряда ступеней, и заранее, не имея профиля трассы, нельзя сказать, где требования к точности нивелирования будут выше — в пределах ли одной какой ступени или всего ряда ступеней, и в особенности, когда уклоны местности вдоль трассы окажутся малыми. Использование естественных уклонов местности для строительства сооружений подобного рода является задачей первостепенной, в противном случае сооружение придется укладывать в глубоких выемках или высоких насыпях.

Для того чтобы сооружение и на коротких отрезках располагалось по заданному уклону, вдоль трассы прокладывают в качестве высотного рабочего обоснования нивелирный ход IV класса, реперы которого через 200—400 м устанавливают в 10—40 м от трассы. К этим реперам привязывают ходы технического нивелирования, прокладываемые по пикетажу, для предупреждения накопления погрешностей, превышающих половину строительного допуска. При этом контролируют укладку сооружения не только по заданному уклону, но и по заданным проектным отметкам.

Горизонтальным (плановым) рабочим обоснованием по трассе служит обычно теодолитный ход, вершины которого находятся в точках поворота трассы, а стороны совпадают с трассой. Кроме угловых точек закрепляют знаками (столбами, трубками и т. д.) еще некоторые створные точки в тех местах трассы, где должна производиться топографическая съемка участка, намеченного под строительство узла сооружения (плотина, шлюз, насосная станция, водозаборные сооружения и т. д.). Теодолитный ход привязывают для контроля и локализации накопления погрешностей к главной опорной сети — триангуляции, полигонометрии. Допустимые длины теодолитных ходов между опорными пунктами рассчитывают, исходя из допустимых погрешностей в координатах точек трассы и ориентировки трассы. Для предварительной прикидки можно принять, что погрешность в координатах не должна быть больше $^1/_{1000}$ длины всего хода.

§ 87. Особенности трассирования в городах и на территории промышленных предприятий

Несмотря на то что при трассировании в городах и на территории промышленных предприятий пикеты устанавливаются чаще чем через 100 м, трассировочные работы здесь облегчаются возможностью выноса трассы с плана на местность, поскольку план города или промышленного предприятия крупномасштабный и большинство точек трассы привязано к существующим зданиям и сооружениям. С другой стороны, трассирование может и сильно осложняться необходимостью вести подробную съемку полосы местности вдоль трассы во всю ширину улицы (или проезда), если нет уверенности в том, что существующие планы полностью отражают действительное состояние ситуации в момент трассирования данного сооружения. Снимать при этом требуется не только наземную, но и подземную (сети водопровода, канализации, газопровода, кабельных прокладок и т. д.) ситуацию. Съемка эта требует определения положения сооружений не только в плане, но и по высоте. Обычно путем геомет-

рического нивелирования определяют отметки лотка или верхней части трубы, а также отметки обечайки (верхней грани люка) или наивысшей точки крышки колодца. Положение металлического трубопровода определяют с помощью особых электромагнитных приборов (трассоискателей).

Съемке подлежат при этом пересечения трассой всех существующих сооружений линейного типа — подземных, наземных и воздушных. Отметки пересекаемых подземных коммуникаций, уложенных по одному уклону между смежными колодцами, определяют вычислением, пользуясь отметками трубопровода в смежных колодцах и горизонтальным расстоянием от колодцев до пересекаемой точки. В точках пересечения определяют и отметки соответствующих точек на поверхность земли, обозначаемых как плюсовые.

С целью дополнительного освещения рельефа иногда разбивают и нивелируют поперечники к трассе.

Съемка полосы обычно в масштабе 1 : 500 или 1 : 1000 ведется на основе теодолитного хода и хода нивелирования IV класса, прокладываемого в стороне от трассы. Теодолитный ход привязывается (приблизительно через 1 км) к пунктам полигонометрии и к точкам красных линий или линий строительной сетки, а идущий по трассе нивелирный ход технического нивелирования — к реперам нивелирования IV и более высоких классов.

Ширина полосы съемки может выходить за пределы проектных линий, если требуется проектировать вводы коммуникаций в здания, расположенные в глубине квартала.

§ 88. Съемка мест пересечений трассой различных препятствий

К препятствиям, осложняющим проектирование и строительство сооружений линейного типа, относятся пересекаемые ими искусственные сооружения — пути сообщения, линии электропередачи, трубопроводы, каналы и др., а также естественные препятствия — овраги, реки, болота, крупные возвышения.

В местах пересечения препятствий приходится проектировать и строить дополнительные сооружения или проектировать и создавать на местности особые, обычно более сложные условия прохождения трассой мест пересечения. В таких местах приходится строить мосты, туннели, эстакады, дюкеры, акведуки и др. Для проектирования этих сооружений приходится выполнять изыскательские работы — геодезические, геологические, гидрологические, программа которых зависит от вида, размеров и назначения сооружения.

Однако в отношении геодезических работ общим здесь являются значительная детализация и точность топографической съемки участка местности. Так, масштаб топографической съемки обычно назначают 1 : 500 или 1 : 1000, причем нередко для удобства проектирования планы составляют в еще более крупных масштабах, например 1 : 100, 1 : 200. Профили в пределах участка составляют в одинаковых горизонтальном и вертикальном масштабах.

Вопрос о погрешностях при пересечении ЛЭП высокого напряжения с другими воздушными линиями рассматривается в [115].

При пересечении трассой рек и других водоемов ведется съемка дна водоема путем промеров глубин (см. § 92, 93).

§ 89. Об автоматических системах проектирования сооружений линейного типа

В последние годы в социалистических странах и в ряде капиталистических стран стала внедряться автоматика в процесс проектирования железных и автомобильных дорог, в том числе и городских автомагистралей. Успех дела обусловлен использованием главным образом стереофотограмметрии с автоматической регистрацией на перфоленте результатов измерений, с вводом их в ЭВМ. Создание по результатам измерений цифровой модели местности (ЦММ) позволило создать автоматизированные системы нахождения оптимального положения трасс железных и автомобильных дорог и вычисления объемов земляных масс, а при помощи плоттера (автоматическое чертежное устройство) вычерчивать продольный и поперечный профили трассы, а также перспективное изображение дороги.

Достигнутые по этой проблеме результаты обсуждались в 1971 г. на Национальной конференции по инженерной геодезии в Дрезденском институте транспорта [68]. В ГДР разработана система программ под наименованием «ТРАСС—ОПТИ», состоящая из отдельных программ-блоков, решающих частные задачи проектирования трассы. Совместная работа всех блоков системы составляет единую технологическую линию.

ГЛАВА XI

РАЗЛИЧНЫЕ СЛУЧАИ ГЕОМЕТРИЧЕСКОГО НИВЕЛИРОВАНИЯ

§ 90. Нивелирование по поверхности участка местности

Для получения крупномасштабного топографического плана участка, отведенного под строительство, часто применяется нивелирование поверхности. Наиболее употребительно нивелирование по квадратам и путем проложения нивелир-теодолитных ходов (магистралей).

Опорными точками в первом случае (рис. 86) служат вершины квадратов сетки, обозначаемые на местности точками и сторожками. Так как эти точки являются и опорой для съемки, то размеры сторон квадратов назначаются в зависимости от желаемой степени подробности съемки рельефа. В строительной практике размеры сторон квадратов принимаются в зависимости от сложности рельефа равными 10, 20, 30, 40 и 50 м.

Сетку квадратов разбивают на местности при помощи теодолита и стальной ленты. Одновременно ведут и съемку ситуации, преимущественно способом створных промеров по сторонам сетки. При помощи теодолита строят (разбивают) три прямых угла (A, B и C), образуемых внешними сторонами сетки. Четвертый угол D измеряют после установки вехи в точке C. Отклонение угла D от 90° не должно быть более 8′.

Схема нивелирования точек сетки квадратов зависит от размеров участка, степени закрытости его предметами местности и от сложности формы рельефа. В простейшем случае нивелирование всех

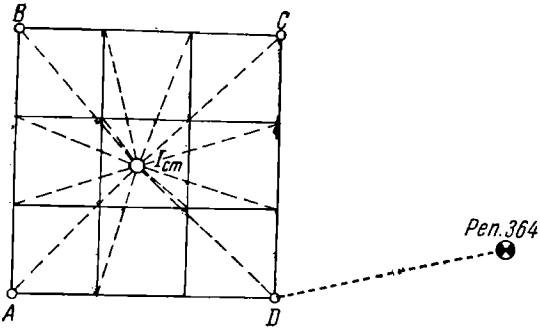


Рис. 86. Схема нивелирования участка с одной станции

точек сетки, а также дополнительно намеченных характерных точек рельефа выполняют с одной станции нивелира, устанавливаемого посередине участка (см. рис. 86). Контроль отсчетов надежнее всего выполнять по двусторонним рейкам. При любой схеме нивелирования его следует привязать к реперам высотного обоснования с помощью одиночного (привязка к двум реперам) либо двойного (привязка к одному реперу) нивелирного хода. Отметки точек целесообразно вычислять по методу горизонта инструмента.

При более сложной схеме участка для его съемки необходимо прокладывать самостоятельный нивелирный ход в пределах самого участка (рис. 87). В этом случае точки делят на связующие (*а*1, *е*1, *з*4, *з*9 и т. д.) и промежуточные; отсчеты с контролем берут только по связующим точкам с тем, чтобы потом проверить сумму превышений между ними. Допускаемая невязка в сумме превышений вычисляется в этом случае по формуле

$$f_{h_{\text{доп}}} = \pm 6 \text{ мм } \sqrt{n}, \qquad \text{(XI.1)}$$

где n — число превышений между связующими точками.

После увязки превышений вычисляют отметки связующих точек, а затем по методу горизонта инструмента — отметки остальных точек нивелируемого участка.

Применяют и другие способы контроля отсчетов и вычисления отметок, например путем контроля суммы превышений по внешним сторонам участка.

Очень важно заранее разработать нумерацию точек подобно той, которая показана на рис. 87, где каждая точка определяется буквой горизонтального ряда линий и цифрой вертикального ряда. Запись отсчетов удобно вести на самой схеме, заменяющей журнал нивелирования.

В случае съемки на основе нивелир-теодолитной магистрали, которая представляет собой совмещение с теодолитным ходом нивелирного хода, разбивают поперечники (рис. 88), а на них намечают точки, подлежащие нивелированию. Расстояния между поперечниками и съемочными точками и на поперечниках назначают в зависи-

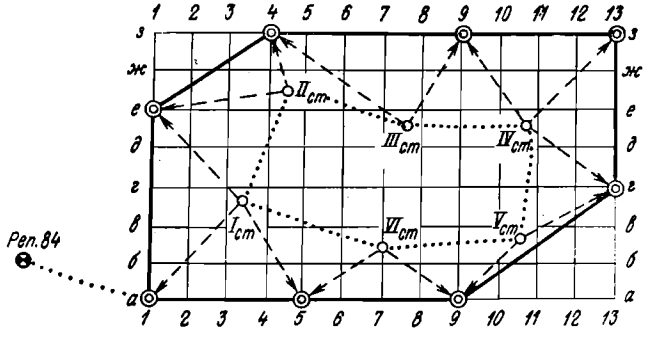


Рис. 87. Схема нивелирования связующих точек

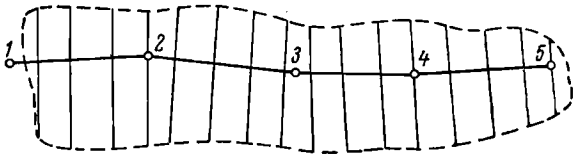


Рис. 88. Схема нивелирования теодолитно-нивелирной магистрали с поперечниками

мости от сложности форм рельефа и желаемой степени подробности съемки рельефа. В строительной практике расстояние между поперечниками может быть от 10 до 50 м.

§ 91. Построение топографического плана по материалам геометрического нивелирования по квадратам

Сетку квадратов строят на плане в принятом масштабе теми же приемами и с той же точностью, что и координатную сетку (см. § 62). Затем наносят ситуацию и подписывают отметки всех точек сетки и дополнительных точек, после чего приступают к изображению рельефа горизонталями. *Горизонталь* — это линия, соединяющая точки с одинаковой высотой. Горизонталь на местности представляет собой след воображаемого сечения земной поверхности горизонтальной плоскостью. Расстояние между смежными горизонтальными сечениями называют *высотой сечения*. В СССР для каждого масштаба топографических планов и карт принята определенная высота сечения, причем отметки горизонтальных сечений, или, что все равно, отметки горизонталей, кратны принятой высоте сечения. Если высота сечения, например, 2 м, то отметки горизонталей, проводимых на карте, должны быть кратными 2 м. Чем меньше высота сечения, тем

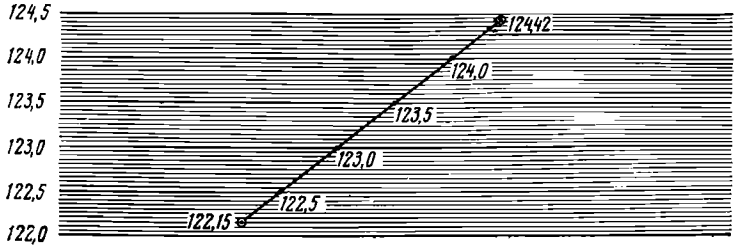


Рис. 89. Графическое интерполирование горизонталей

подробнее изображается рельеф на карте, но тем больше требуется при этом выполнить геодезических работ в поле.

Горизонтали проводят путем интерполирования. Под этим понимают отыскание положения точки с заданной высотой в промежутке между двумя точками с известными высотами путем деления горизонтального расстояния пропорционально разности высот. Опытный исполнитель выполняет интерполирование на глаз, менее опытные пользуются следующим графическим способом, особенно удобным для случая нивелирования при помощи сетки квадратов.

На утолщениых линиях миллиметровки, следующих через 0,5 или 1 см одна от другой, подписывают отметки, кратные данной высоте сечения (рис. 89). Затем раствором циркуля-измерителя, равным длине стороны (или диагонали) квадрата, устанавливают ножки циркуля на миллиметровке согласно отметкам двух крайних точек стороны квадрата, на которой следует выполнить интерполирования. На рис. 89 отметки точек равны 124,42 и 122,15 м.

Проведя прямую между точками, где были установлены острия ножек циркуля, получим пересечения ее с утолщенными линиями миллиметровки. Эти точки пересечения определяют точки пересечения горизонталей и стороны квадрата. При помощи измерителя расстояния от одной из крайних точек до точек пересечения переносят на сторону квадрата и там отмечают точки пересечеиия горизонталей. На рис. 89, где сечение равно 0,5 м, отмечены пересечения горизонталей с отметками 122,5; 123,0; 123,5; 124 м. Интерполирование горизонталей производится по сторонам и диагоналям квадратов, совпадающим со скатами местности.

После интерполирования все точки с одинаковыми отметками соединяют плавными кривыми — горизонталями. Горизонтали проводят от руки, а не по лекалу. На рис. 90 изображен рельеф, снятый при помощи сетки квадратов. Горизонтали подписывают, располагая цифры таким образом, чтобы основание их было направлено в сторону понижения местности, а верх — в сторону повышения ее. Для лучшего чтения рельефа в некоторых местах проводят от горизонталей короткие штрихи, направляемые в сторону понижения местности; такие штрихи называются *бергштрихами.* Для более детального изображения рельефа в характерных местах пунктиром проводят *полугоризонтали.*

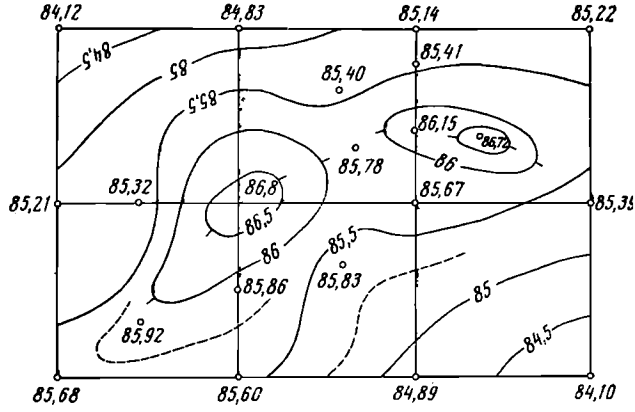


Рис. 90. Рельеф, изображенный горизонталями по отметкам точек квадратов

Для определения углов наклона и уклонов линий местности на топографических планах и картах строят особые графики, называемые *масштабами заложений. Заложением ската* называют его горизонтальную проекцию. Если линия ската имеет один и тот же угол наклона ν к горизонту, то заложение

$$d = h \operatorname{ctg} \nu, \qquad (XI.2)$$

где h — превышение между самой высокой и самой низкой точками ската.

Если принять h равным величине сечения рельефа горизонталями, то по формуле (XI.2) можно вычислить заложения d для углов наклона ν местности, встречающихся на участке, изображенном на плане. Заложения d_1, d_2, d_3... вычисляют обычно для углов наклона, следующих один за другим через 1 или через 0,5° и кратных этим величинам (рис. 91, *а*).

Чтобы построить масштаб заложений для углов наклона, проводят прямую и через равные, произвольные по величине промежутки строят перпендикуляры к ней; их основания подписывают принятыми значениями углов наклона. На перпендикулярах откладывают в масштабе плана вычисленные величины заложений d и концы отрезков соединяют плавной кривой.

Масштаб заложений для определения уклонов линий местности строят так же, но значение заложений d вычисляют в зависимости от выбираемых значений уклонов i по формуле

$$d = \frac{h}{i}. \qquad (XI.3)$$

На графике подписывают не углы наклона, а уклоны (рис. 91, *б*). Масштабы заложений позволяют определять углы наклона, или

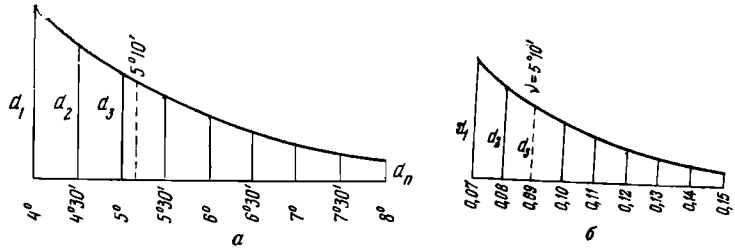


Рис. 91. Масштабы заложений

уклоны, местности только в пределах между смежными горизонталями. Для этого в раствор циркуля-измерителя берут расстояние между смежными горизонталями и переносят в таком виде циркуль на масштаб заложений и там, где заложение равно раствору циркуля, берут отсчет в градусах или уклонах (в зависимости от вида масштаба заложений).

§ 92. Съемка и нивелирование водоемов

Линию воды в реке, озере, море и т. д. граничащую с сушей, называют линией *уреза воды.* Особенностью этой линии является непостоянство ее положения на местности в связи с изменением высоты уровня воды в водоеме. Поэтому при съемке водоемов непременно подписывают отметку уровня воды в момент съемки и дату съемки.

Съемка рельефа дна водоема производится посредством промеров глубин: вычитая из отметки уровня воды измеренную глубину, получают отметку точки дна. Для промеров глубин применяют различные приборы: наметку (при глубинах до 6 м), лот, эхолот.

Наметка — деревянный шест круглого сечения диаметром 4—6 см, длиной до 8 м, разделенный на дециметры, окрашенные попеременно в белый и красный цвета. Точность промеров глубин наметкой около ±5 см.

Лот — свинцовая гиря массой 5—10 кг на длинном шнуре (лотлине), разбитом на метры и пятые долн метра. Метры отмечаются прикрепленнымн к лотлиню кусочками кожи с вырезанными на них зубчнками; число зубчников соответствует числу метров, считая от гири. Пятые доли метра отмечаются кусочкамн материи разного цвета. Точность промеров глубин лотом ±10—20 см.

Эхолот работает на основе использования известной скоростн распространения ультразвука в воде. Эхолот устанавливается на лодке; он состонт из двух основных частей: вибратора-отправителя ультразвука н вибратора-приемника. Точность измерения глубин эхолотом над плотным грунтом дна около ±5 см. При промерах глубин над илистым дном точность ниже. Во всех случаях глубины промеряют с лодки или катера.

Промеры глубин выполняют обычно по поперечникам, опирающимся одним, а ннногда двумя концами на теодолитно-нивелирную

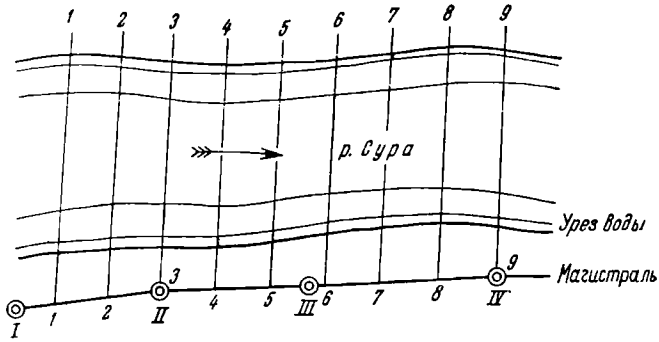


Рис. 92. Схема съемки водоемов на основе теодолитно-нивелирной магистрали с поперечниками

магистраль (рис. 92). Расстояние между поперечниками и точками измерения глубин назначают в зависимости от желаемой подробности и точности изучения дна реки или, иначе, от масштаба, в котором будет составляться план водоема. Плановое положение точек промеров глубин определяют одним из следующих способов:

1) размеченным заранее тросом, натягиваемым вдоль поперечника на реках с большой скоростью течения;

2) нитяным дальномером на реках со спокойным течением и на озерах шириной до 300 м;

3) дальномером двойного изображения (например ДНТ) на реках со спокойным течением и на озерах шириной до 1000 м;

4) засечки одной мензулой или одним геодолитом на реках со спокойным течением и на озерах шириной до 2 км;

5) засечками двумя мензулами на реках шириной до 2 км с большой скоростью течения;

6) измерением расстояния до точек промеров глубин по льду с помощью стальной ленты или дальномера двойного изображения.

Высотную опору для съемки рельефа дна и уровней воды здесь создают техническим нивелированием с разбивкой пикетажа по теодолитной магистрали. Положение для последней выбирают на берегу водоема с расчетом наиболее удобного использования ее как планово-высотной опоры съемки водоема. Промеры глубин сопровождаются ежедневным нивелированием уровня воды, так как, не зная отметок уровней в момент измерений глубин, нельзя определить отметок дна водоема. Для нивелирования уровня воды забивают вровень с поверхностью воды кол и на него ставят нивелирную рейку для отсчетов. Другую (заднюю) рейку ставят на ближайший пикет теодолитно-нивелирной магистрали либо на репер. В случаях волнения водной поверхности устраивают на низких берегах «ковш» — яму шириной 1 м и на расстоянии 0,5—1,0 м от уреза воды. Ковш соединяют с рекой узкой канавкой и после наполнения его водой забивают в нем кол для нивелирования вровень с поверхностью воды.

Для построения продольного профиля реки уровень воды нивелируют в точках не реже чем через 3 км вдоль реки. Если профиль реки необходим для гидротехнического строительства, то для созда-

ния высотного обоснования прокладывают нивелирные ходы более высокого класса, чем техническое нивелирование. Необходимый класс нивелирования устанавливают путем расчетов, исходя из допускаемых погрешностей в проектных работах.

Для наблюдения за ходом изменения уровней воды в водоемах устраивают водомерные посты, пользуясь показаниями которых вычисляют отметки уровня для какого-либо одного момента времени («срезочный уровень»).

§ 93. Нивелирование через реки, овраги, по крутым склонам

Особенностями нивелирования через реки и другие водные пространства являются: 1) необходимость визирования в трубу нивелира на большие расстояния; 2) искривление луча визирования, проходящего над водной поверхностью. Оба эти обстоятельства ведут к значительному снижению точности нивелирования, если не принять специальных мер, которые состоят в следующем: 1) уменьшение длины визирного луча путем использования естественных островов и устройства искусственных стоков (на сваях) для нивелира; 2) поднятие луча визирования возможно выше над водой; 3) отсчитывание по рейкам с помощью передвигающихся по ним целиков; 4) нивелирование по особой схеме, помогающей уменьшить вредное влияние на точность отсчетов по рейкам насыщенного влагой воздуха, вызывающего искривление луча визирования, а также вредное влияние возможного изменения положения визирной оси при разных расстояниях от нивелира до задней и передней реек.

Наиболее надежным средством для исключения влияния влажного воздуха, искривляющего визирный луч, являются многократные отсчеты по нивелирным рейкам, сделанные в разные часы суток и в разные дни при различных метеорологических условиях. Лучшие результаты получаются при работе в прохладную и ветреную погоду. Кроме того, для сравнения полученных превышений между точками, расположенными на разных берегах, следует вести работу одновременно двумя нивелирами, установленными на разных берегах.

Чтобы избежать влияния смещения визирной оси при изменении фокусировки, следует вести работу по методу «нивелирования вперед». Для этого нужно установить каждый нивелир так, чтобы его окуляр был на одной отвесной линии с репером, и тогда высоту инструмента измеряют (лучше нивелирной рейкой) от репера до центра окуляра. Нивелиры устанавливают сбоку от прямой, соединяющей реперы обоих берегов, чтобы не затруднять отсчитывание.

Нивелирование через овраги (ущелья, балки) целесообразно выполнять, передавая высоты сразу с одного берега на другой с закреплением точек на каждом из них. В этом случае уменьшаются ошибки нивелирного хода. Для построения профиля оврага между точками на его берегах прокладывают особый короткий ход.

Нивелировать очень крутые склоны, где невозможно устанавливать нивелиры, лучше путем тригонометрического нивелирования (см. гл. XII). Склоны или искусственные откосы небольшой высоты можно нивелировать путем «ватерпасовки». Для этого нужно иметь две нивелирные рейки и цилиндрический уровень в оправе с ценой деления до 5′. Одна из реек устанавливается отвесно, а другая

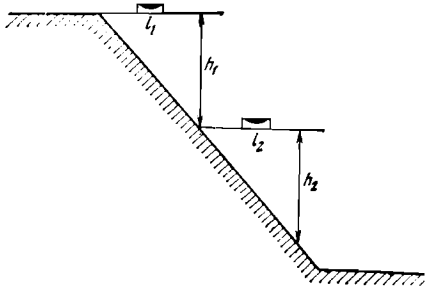


Рис. 93. Ватерпасовка крутых склонов

с помощью уровня — горизонтально (рис. 93), опираясь одним концом на поверхность откоса. Другой конец горизонтальной рейки касается вертикально стоящей рейки, по которой в этом месте берется отсчет с точностью до одного сантиметра. Путем последовательных перестановок по откосу вертикальной рейки определяют превышения между смежными точками установки ее на откосе. Горизонтальное расстояние между точками определяют как сумму отрезков l_1, l_2, ..., l_n горизонтальной рейки.

ГЛАВА XII

ТАХЕОМЕТРИЧЕСКАЯ СЪЕМКА

§ 94. Сущность тахеометрической съемки

Тахеометрическую съемку проводят для составления топографического плана местности. Съемка ситуации и рельефа выполняется одновременно при помощи тахеометра и дальномерной рейки.

Положение в горизонтальной плоскости снимаемой точки M местности относительно опорной линии AB (рис. 94) определяется путем измерения тахеометром горизонтального угла β и дальномером — расстояния D, по которому затем вычисляется его горизонтальная проекция d. Тахеометры-автоматы позволяют сразу определять горизонтальное расстояние d.

Для определения отметки точки местности вертикальным кругом тахеометра измеряют угол наклона ν (рис. 95) и по формуле тригонометрического нивелирования вычисляют превышение

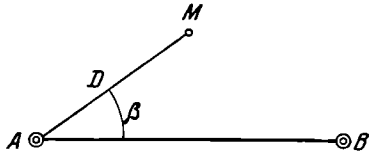


Рис. 94. Определение планового положения точки M

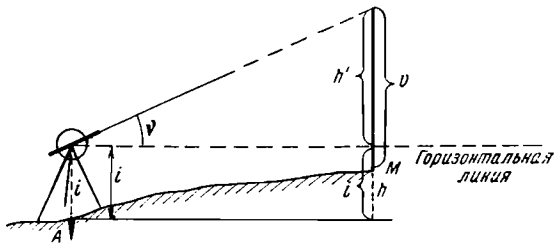


Рис. 95. Определение высотного положения точки M

$$h = \frac{1}{2}(Cl + c)\sin 2\nu + i - v + f, \qquad \text{(XII.1)}$$

где $Cl+c = D$ — расстояние, измеренное дальномером; C — коэффициент дальномера; c — постоянное слагаемое дальномера; l — дальномерный отсчет по рейке; i — высота прибора (высота оси вращения трубы над точкой местности, в которой установлен тахеометр); v — высота визирования (расстояние от пятки рейки до места наведения на рейку средней горизонтальной нити трубы); f — поправка за кривизну Земли и рефракцию.

Если пользоваться горизонтальными проложениями $d = D\cos^2\nu$, то формула для вычисления превышений принимает вид

$$h = d\,\mathrm{tg}\,\nu + i - v + f. \qquad \text{(XII.2)}$$

Для вычисления величины $^1/_2\ (Cl+c)\sin 2\nu = h'$ пользуются тахеометрическими таблицами и номограммами*, в которых h' находят по углу ν и дальномерному расстоянию D. В тахеометрических таблицах обычно помещают и величины d горизонтальных расстояний в соответствии с величинами углов наклона ν. Высоту прибора измеряют рулеткой или рейкой. Если наводить среднюю горизонтальную нить на метку, сделанную на рейке на уровне высоты прибора, т. е. при условии $l = v$, то формула для вычисления h будет иметь вид

$$h = \frac{1}{2}(Cl + c)\sin 2\nu + f \qquad \text{(XII.3)}$$

или

$$h = d\,\mathrm{tg}\,\nu + f. \qquad \text{(XII.4)}$$

Поправка f за кривизну Земли и рефракцию равна 0,01 м при расстоянии 270 м от прибора до рейки. Так как съемки для инженерно-строительных целей ведутся в крупных масштабах (1 : 500—1 : 5000), когда величина D не превосходит 300 м, то величину f при съемке рельефа можно не принимать в расчет.

* Существует несколько типов тахеометрических таблиц и номограмм.

Если расстояния D измерять стальной лентой или определять их по горизонтально расположенной рейке, то превышения вычисляют по формуле

$$h = D \sin \nu + f.$$

Обычная точность тригонометрического нивелирования характеризуется сотыми долями метра. Однако точность может быть существенно повышена, если луч визирования ограничивать длиной 100 м, применять высокоточные теодолиты и более совершенные приемы работы. Можно достигнуть точности, которая будет характеризоваться десятыми долями миллиметра [93]. Это обстоятельство следует учитывать при высоких требованиях к точности определения превышений и при отсутствии возможности применять геометрическое нивелирование.

§ 95. Тахеометры-автоматы

Тахеометры-автоматы позволяют получать автоматически как превышение между точками, так и горизонтальное проложение измеряемого дальномером расстояния. Одним из наиболее распространенных является номограммный тахеометр Дальта-020, выпускаемый Народным предприятием «К. Цейсс» в ГДР. Он снабжен номограммой, состоящей из основной дуги, кривой горизонтальных проложений с коэффициентом, равным 100, и кривых превышений с коэффициентами, равными ±10, ±20 и ±100. Изображение номограмм видно в поле зрения трубы, что позволяет производить отсчеты по специальной рейке, нуль-пункт которой вынесен на высоту 1,40 м над пяткой.

Горизонтальный и вертикальный круги тахеометра Дальта-020 стеклянные; отсчитывание по ним производится с помощью шкалового микроскопа, окуляр которого расположен рядом с окуляром трубы.

Точность тахеометра Дальта-020 характеризуется следующими данными: точность отсчета по кругам 0,1′; средняя квадратическая погрешность определения горизонтальных проложений от ±0,10 до ±0,25 м (в зависимости от величины угла наклона) на 100 м расстояния; средние квадратические погрешности определения превышений также на 100 м расстояния колеблются в пределах от ±0,05 до ±0,20 м в зависимости от коэффициента кривой превышений.

В последние годы широкое распространение получил номо-

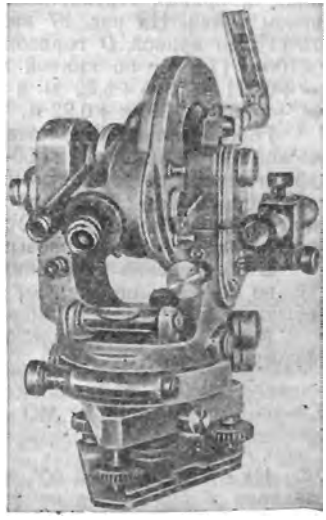


Рис. 96. Тахеометр-автомат ТА-2

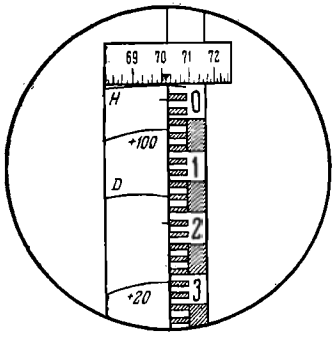


Рис. 97. Поле зрения зрительной трубы тахеометра ТА-2

граммный тахеометр ТА-2 советской конструкции.

Авторедукционный тахеометр ТА-2 (рис. 96) со стеклянными повторительного типа кругами, с ценой деления 1°. Отсчеты по горизонтальному кругу берутся с помощью шкалового микроскопа, окуляр которого расположен рядом с окуляром зрительной трубы. Цена деления шкалы микроскопа равна 1′, а отсчеты оцениваются до 0,1 на глаз. Цена деления вертикального круга 10′, отсчеты с оценкой на глаз берутся с точностью до 1′. Средняя квадратическая погрешность измерения угла одним приемом—горизонтальных углов ±7″ вертикальных ±25″.

В поле зрения трубы тахеометра ТА-2 при положении КЛ видна номограмма кривых: основной кривой H (рис. 97), кривой D горизонтальных проложений линий местности с коэффициентом дальномера 100; и кривых превышений с коэффициентами +10, —10, +20, —20, +100, —100. Превышениям присваивается знак коэффицнента. В поле зрения трубы видна также Г-образная посеребренная пластинка.

При измерениях наводят основную кривую H номограммы на нулевое деление рейки (см. рис. 97), установленное на высоте прибора, а правый вертикальный край пластинки совмещают с левым краем рейки. На рис. 97 видны отсчеты: по вертикальному кругу 70°11′; по кривой D горизонтальных проложений линии $d=0{,}172\times$ $\times 100 = 17{,}2$ м; по кривой превышений с коэффициентом $+20h =$ $= +0{,}311$ м $\cdot 20 = +6{,}22$ м и по кривой с коэффициентом $+100h =$ $= +0{,}062$ м $\cdot 100 = +6{,}22$ м.

Горизонтальное проложение определяется со средней квадратической погрешностью 1 : 500—1 : 700; превышение со средними квадратическими погрешностями: при коэффициенте ±10 для расстояний от 50 до 70 м ±1,5 см; для расстояний от 100 до 180 м ±2—2,5 см при углах наклона до 9°. С увеличением расстояний и углов наклона точность измерений превышений снижается.

В поле зрения трубы видны еще короткие прямолинейные штрихи, по которым определяют наклонное расстояние до рейки, как и обычным нитяным дальномером с коэффициентом 100.

Место нуля вертикального круга около 90°, его определяют по формуле

$$\text{МО} = \frac{R + L - 180}{2}.$$

На отсчет, равный 90°, его устанавливают обычным путем. Угол наклона ν вычисляют по формуле $\nu = \text{МО} - L$, что применительно к рис. 97 дает $\nu = 90° - 70°11′ = +19° + 49′$.

§ 96. Новые тахеометры

Согласно ГОСТ 10812—64 в СССР изготовлялись [101] тахеометры с шифрами ТА, ТП, ТВ.

ТП — *авторедукционный тахеометр*, предназначенный для тахеометрической съемки повышенной точности и для прокладки полигонометрических ходов. Горизонтальные проложения линий местности в пределах 20—120 м превышения отсчитываются непосредственно по рейке, с помощью номограммы кривых, видимой в поле зрения трубы. При алидаде вертикального круга вместо уровня установлен оптико-механический компенсатор, которым визирная ось автоматически устанавливается в горизонтальное положение при наклоне подставки прибора до $\pm 3'$. Поэтому тахеометром ТП можно работать и как нивелиром. Горизонтальные и вертикальные углы измеряют со средней квадратической погрешностью $\pm 10''$.

ТВ — *внутрибазный тахеометр*, предназначенный для съемки в особо трудных условиях — карьеров, подземных выработок, городских территорий с интенсивным движением транспорта, на строительных площадках и т. п. Горизонтальные проложения линий местности от 2 до 60 м при углах наклона до 45° измеряются без реек с точностью до 1 : 1000, визированием непосредственно на контур или на веху. Расстояния от 80 до 180 м измеряются с точностью 1 : 800—1 : 1000 по дальномерной рейке длиной 0,6 м. Горизонтальные углы измеряют с точностью $\pm 30''$, вертикальные $\pm 40''$ (в одном приеме).

С 1 нюля 1975 г. введен в действие новый ГОСТ 10812—74, согласно которому изготавливаются тахеометры следующих марок: ТЭ, ТД, ТН и ТВ.

В ГДР сконструирован редукционный тахеометр Дальта-010, который отличается от Дальта-020 наличием самоустанавливающегося индекса вертикального круга. Для определения расстояний имеются две кривые, одна с коэффициентом 100, другая с коэффициентом 200. Последний позволяет измерять расстояния до 520 м. Точность измерения превышений при отсчетах по кривой с коэффициентом 10 составляет 3 см на 100 м расстояния. Прибор имеет оптический центрир. В ФРГ сконструирован электронный тахеометр с автоматической регистрацией отсчетов на перфоленте. Измерения можно вести на расстоянии до 2 км. Средняя квадратическая погрешность измерения расстояний ± 6 мм, горизонтальных и вертикальных направлений при одном положении трубы соответственно ± 5 и $\pm 8''$. Затрата времени на одно измерение 10 с.

§ 97. Полевые работы при тахеометрической съемке

Тахеометрическую съемку выполняют с точек тахеометрического хода, прокладываемого одновременно со съемкой. Точки (вершины) тахеометрического хода, закрепляемые на местности кольями, служат точками планово-высотного обоснования съемки. Когда съемка выполняется в общепринятой системе координат и высот, то тахеометрический ход обязательно привязывают к пунктам плановой опорной сети (пунктам триангуляции, полигонометрии, теодолитных ходов) и к пунктам высотной опорной сети (реперам и маркам). Тахеометрический ход в зависимости от размеров и формы снимаемого участка прокладывают либо разомкнутым, опирающимся на пункты N, P и стороны MN и PQ плановой опорной сети и реперы

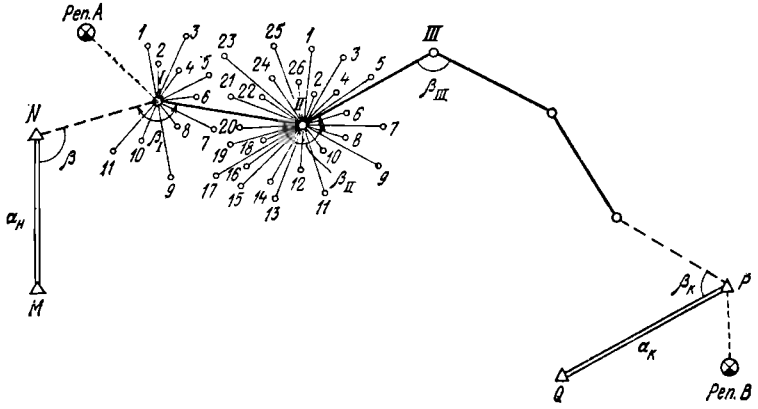


Рис. 98. Разомкнутый тахометрический ход

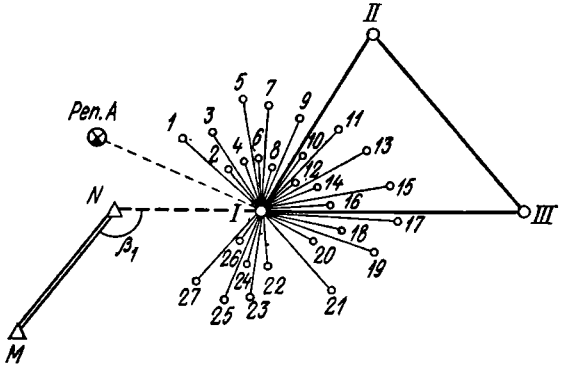


Рис. 99. Сомкнутый тахеометрический ход

A и *B* (рис. 98), либо сомкнутым (рис. 99). Если съемка выполняется в условной системе координат и высот, то необходимость в привязке к опорным пунктам отпадает, а ориентировка тахеометрического хода осуществляется по буссоли, имеющейся при тахеометре.

На рис. 98 $\alpha_н$ и $\alpha_к$ — дирекционные углы сторон триангуляций *MN* и *PQ*; β_I, β_{II}, ..., $\beta_к$ — горизонтальные углы тахеометрического хода, измеряемые горизонтальным кругом тахеометра; *I*, *II*, *III*... — номера станций тахеометрического хода; *1*, *2*, *3*, *4* — номера реечных точек.

На рис. 99 *M*, *N* — пункты триангуляции, от которых проложен привязочный теодолитный ход *N1* к первой станции тахеометрического хода *I—II—III—I*. В остальном обозначения сходны с рис. 98.

Таблица 21

Журнал тахеометрической съемки

18 июля 1960 г. Станция *I*. Высота прибора $i = 1{,}44$ м
Отметка станции $H = 48{,}95$ м

Точка наблюдения	Отсчет по дальномеру, м	Отсчеты по кругам: горизонтальному °	′	вертикальному °	′	Место нуля °	′	Угол наклона °	′	Горизонтальное проложение, м	h', м	Высота визирования, м	Превышение h, м	Отметка H, м	Примечание
			КЛ												На ст. I лимб ориентирован по магнитному меридиану. На остальных станциях лимб ориентирован по направлению на предыдущую станцию
Север		0	00												
III	174,4	150	23	359	19	0	01	+0	42	174,4	+2,14	3,50	+0,08		
II	150,8	83	32	359	35	0	02	+0	27	150,8	+1,19	2,50	+0,13		
			КП												
III	174,3	330	24	0	43										
II	150,8	263	31	0	29										
			КЛ												
1	49,0	18	40	2	22	0	02	—2	20	48,9	—1,99	1,44	—1,99	47,0	
2	65,0	83	36	1	56	0	02	—1	54	64,9	—2,15	1,44	—2,15	46,8	На границе пашни и луга
3	125,8	116	38	1	00	0	02	—0	58	125,8	—2,12	1,44	—2,12	46,8	
4	114,3	131	16	0	19	0	02	—0	17	114,3	—0,57	1,44	—0,57	48,4	
5	148,0	131	32	2	08	0	02	—2	06	147,8	—5,42	2,00	—5,98	43,0	Урез воды р. Рузы
6	128,2	138	41	0	58	0	02	—0	56	128,2	—2,18	1,44	—2,18	46,8	Граница пашни и луга

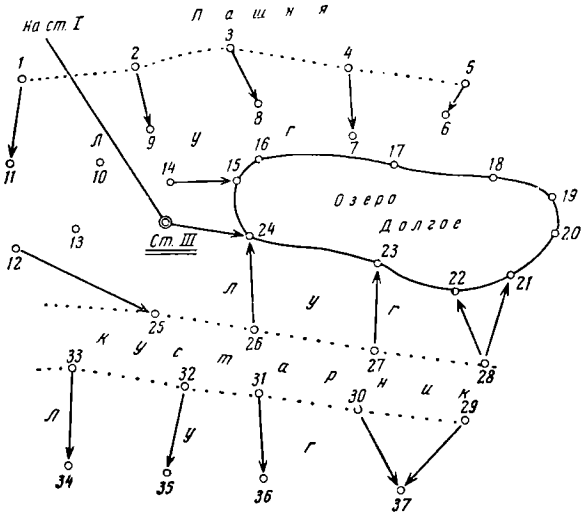


Рис. 100. Абрис на станции III

Углы в тахеометрическом ходе измеряют одним полным приемом, а линии — дважды, в прямом и обратном направлениях; при съемке ситуации и рельефа углы и линии измеряют один раз. Полевой журнал ведут по форме, приведенной в табл. 21.

При съемке составляют абрис — схематический чертеж ситуации и рельефа местности (рис. 100). Между точками на абрисе проводят стрелки, указывающие направления понижения местности. Это не только уменьшает число возможных погрешностей при изображении на плане рельефа, но и значительно облегчает обработку данных.

Следует, однако, иметь в виду, что составление топографического плана по данным тахеометрической съемки — процесс достаточно трудоемкий, и потому тахеометрическая съемка применяется лишь на небольших площадях с крупными формами рельефа. Совместно с теодолитной съемкой тахеометрический метод целесообразно применять и для съемки застроенных территорий, причем тахеометром снимают преимущественно рельеф, а ситуацию — методами теодолитной съемки. В этом случае планово-высотное съемочное обоснование создают путем прокладки теодолитных ходов, которые затем нивелируют с целью определения отметок точек теодолитных ходов. Само собой разумеется, что такая организация съемочных работ не будет вызывать возражений только до тех пор, пока размеры территории не сделают более рентабельным применение аэрофотосъемки.

§ 98. Камеральные работы при тахеометрической съемке

В камеральных условиях выполняют следующие работы: 1) увязку превышений и вычисление отметок тахеометрического хода;

Таблица 22

Ведомость увязки превышений сомкнутого тахеометрического хода

№ станций	Расстояние d, м	Превышения, м			Поправка, см	Исправленное превышение, м	Отметка, м
		прямое	обратное	среднее			
I							48,95
	150,7	+0,13	—0,12	+0,12	+2	+0,14	
II							49,09
	180,3	—0,10	+0,12	—0,11	+3	—0,08	
III							49,01
	174,5	—0,08	+0,07	—0,08	+2	—0,06	
I							48,95
Σd=505,5					$\Sigma h_{изм}$=—0,07		
					$\Sigma h_{теор}$=—0,00		
					fh=—0,07		

$$fh_{доп}=\frac{0{,}04\Sigma d}{\sqrt{n}}=\frac{0{,}04\cdot 505{,}5}{\sqrt{5}}=\pm 12 \text{ см}.$$

Примечание. Расхождение между прямым и обратным превышениями допускалось 3 см на каждые 100 м расстояния.

2) вычисление отметок реечных точек (пикетов); 3) построение топографического плана местности; 4) вычерчивание плана тушью.

Для увязки измеренных превышений тахеометрического хода составляют ведомость по форме, приведенной в табл. 22. Полученные невязки подсчитывают по формуле

$$f_h=\Sigma h_{изм}-\Sigma h_{теор}. \qquad (XII.5)$$

В сомкнутом ходе $\Sigma h_{теор}=0$; в разомкнутом, опирающемся на два репера, $\Sigma_{теор}=H_{кон}—H_{нач}$, т. е. равна разности отметок конечного и начального реперов. Допустимая невязка вычисляется по формуле (при углах наклона в среднем не более 3°)*

$$f_{h_{доп}}=\left(\frac{0{,}04\Sigma d_м}{\sqrt{n}}\right) \text{см}, \qquad (XII.6)$$

* При углах наклона, бо́льших 3°, допустимую невязку вычисляют по формуле

$$f_{h_{доп}}=\sqrt{f_1^2+f_2^2},$$

где $f_1\frac{0{,}04\Sigma d}{\sqrt{n}}$ — влияние погрешности измерения вертикальных углов, $f_2=\frac{0{,}4\Sigma|h|}{\sqrt{n}}$ — влияние погрешности измерения длин сторон тахеометрического хода. Здесь $|h|$ — сумма абсолютных величин превышений в ходе.

где $\Sigma d_м$ — сумма длин сторон хода в метрах; n — число превышений

Если полученная невязка равна или меньше допустимой, то вводят поправки v — в превышения, распределяя невязку с обратным знаком между превышениями пропорционально длинам соответствующих сторон.

$$v_i = \frac{-f}{\Sigma d} d_i. \qquad \text{(XII.7)}$$

Составление топографического плана начинают с построения на чертеже тахеометрического хода. Для этого вычисляют координаты точек станций, строят координатную сетку и наносят точки станций по координатам на план. Затем наносят пикеты, с помощью которых и изображают ситуацию и рельеф местности. При этом пользуются транспортиром для построения горизонтальных углов между стороной хода и направлением на пикет и поперечным масштабом для откладывания горизонтальных проложений расстояний до пикетов. При нанесении на план реечных точек используют для контроля кроки, по которым проверяют правильность расположения каждой точки относительно других. Здесь часто допускают погрешность в 180° при построении горизонтального угла из-за неправильного расположения транспортира. Такого рода погрешностей будет меньше, если пользоваться круглым транспортиром.

У реечных точек на плане подписывают их отметки и, руководствуясь ими в направлениях скатов, указанными на абрисе, проводят горизонтали, интерполируя на глаз. Высоту сечения рельефа назначают в зависимости от масштаба съемки (см. § 117).

Топографический план оформляют зарамочными надписями и построением графика заложений, после чего вычерчивают тушью в соответствии с установленными условными знаками.

Для обработки материалов тахеометрической съемки применяются также автоматические приборы. В частности, имеется опыт использования ЭВМ «Промінь»; в память машины вводятся коэффициент дальномера, исходный дирекционный угол, номер и три координаты (x, y, H)) каждой станции. В процессе счета вводятся непосредственно из тахеометрического журнала угол наклона, горизонтальный угол и расстояние. Результаты машина печатает, и каждой строке журнала соответствует строка на ленте. Для накладки точек были использованы специально изготовленные координатные палетки, что значительно ускорило работу и повысило точность накладки точек, и, как свидетельствует автор [70], «производительность труда на всех процессах увеличилась почти в три раза, особенно при съемке застроенных территорий» и, кроме того, «ЭВМ позволяет шире использовать дальномерные насадки для съемки застроенных территорий».

В 1970 г. на выставке в ФРГ демонстрировался автоматический чертежный прибор — кораграф швейцарской фирмы «Констравес» (Цюрих).

ГЛАВА XIII

МЕНЗУЛЬНАЯ СЪЕМКА

§ 99. Сущность способа мензульной съемки

Целью мензульной съемки является получение топографического плана или топографической карты местности. Ситуацию и рельеф снимают, как и в тахеометрической съемке, преимущественно полярным способом совместно с тригонометрическим нивелированием. Поэтому формулы (XII. 1—4) и (IV. 4—7) применимы и для мензульной съемки. Разница состоит в том, что горизонтальные углы при мензульной съемке не измеряют, а строят графически на прикрепленном к мензульной доске-планшету листе чертежной бумаги. В процессе съемки на бумагу наносят все снимаемые точки местности, тут же в поле составляя топографический план или карту.

Камеральные работы при мензульной съемке состоят в ведении калек высот и контуров и в вычерчивании тушью полевого оригинала плана или карты.

Мензульную съемку ведут с помощью мензульного комплекта, состоящего из мензулы и кипрегеля (рис. 101), буссоли, центровочной вилки (применяемой при съемках лишь в масштабах 1 : 2000 и крупнее) и дальномерной рейки.

В нашей стране широко применяются кипрегель КБ, номограммные кипрегели КБ-1 (см. рис. 101) и КА-2. Последние два имеют

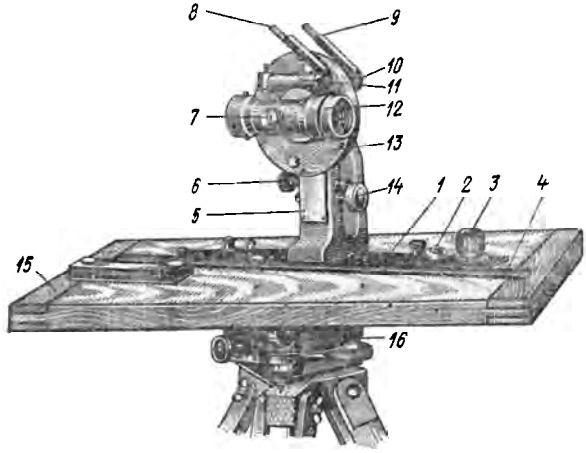


Рис. 101. Мензула и кипрегель КБ-1

1 — широкая линейка кипрегеля; *2* — круглый уровень на линейке; *3* — ролик для поворота кипрегеля на небольшие углы; *4* — узкая линейка кипрегеля; *5* — колонка кипрегеля; *6* — наводящий винт трубы; *7* — кремальера; *8* — зеркало над цилиндрическим уровнем *11* при трубе; *9* — зеркало над цилиндрическим уровнем 10 при алидаде вертикального круга; *12* — зрительная труба; *13* — кожух вертикального круга; *14* — наводящее устройство алидады вертикального круга; *15* — мензульная доска; *16* — подставка мензулы

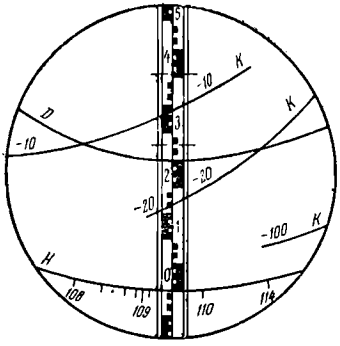


Рис. 102. Поле зрения трубы кипрегеля КБ-1

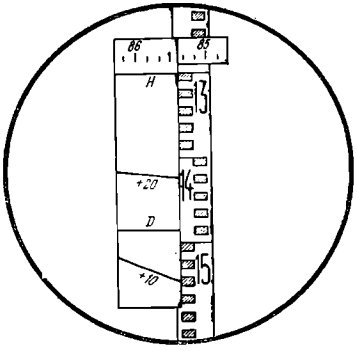


Рис. 103. Отсчет по рейке, видимый в трубе кипрегеля КА-2

стеклянные круги. Для работы с кипрегелем КБ-1 применяется вертикальная рейка с сантиметровыми делениями и передвижной маркой, устанавливаемой каждый раз на высоте прибора. На номограмме имеется пять кривых (рис. 102). Трубу устанавливают так, чтобы начальная кривая H совместилась с маркой на рейке, а вертикальная нить сетки — с осью рейки. Пользуясь кривой D, отсчитывают по рейке горизонтальное проложение, которое равно числу прочтенных на рейке сантиметров, умноженному на 100; на рис. 102 горизонтальное проложение равно 25 м. На кривой H видны также угловые деления вертикального круга. Для отсчета превышения служат три кривые K с коэффициентами 10, 20, 100, на которые умножают число прочтенных по рейке сантиметров, умещающихся между начальной кривой H и соответствующей кривой K, учитывая знак (плюс или минус), стоящий у кривой K. На рис. 102 превышение можно определить по двум кривым; получим

$$h = 17 \cdot (-20) = -3{,}40 \text{ м}; \quad h = 34 \cdot (-10) = -3{,}40 \text{ м}.$$

Кипрегель КА-2 представляет собой усовершенствованную конструкцию кипрегеля КБ-1. Автоматическое устройство КА-2 позволяет определять (только при положении КЛ) горизонтальное проложения и превышения при расстояниях до 300 м и углах наклона до $\pm 45°$ (при положении КП кипрегелем КА-2 можно работать, как и обычным, например КБ). Начальную кривую H наводят на высоту прибора по установленному соответственно движку на рейке (рис. 103). Отсчитывание по номограммам КА-2 ведется так же, как и в кипрегеле КБ-1.

Кипрегель КБ-1 позволяет работать им как нивелиром, горизонтальным лучом визирования, пользуясь уровнем, имеющимся на трубе.

§ 100. Поверки мензулы и кипрегеля

1. Мензула должна быть устойчива. Для поверки этого условия мензулы устанавливают так, чтобы поверхность план-

шета оказалась приблизительно горизонтальной. Мензулу закрепляют, и на планшет устанавливают кипрегель. Затем наводят зрительную трубу на какой-либо хорошо видимый предмет местности, например на верх или на основание шпиля здания. После этого нажимают пальцем сначала на боковое ребро планшета, а затем на верхнюю поверхность его. После каждого нажатия смотрят в трубу, не сместилось ли пересечение нитей с изображения предмета. Если произошло смещение, то мензулу следует отправить в ремонт. Особенно опасна неустойчивость мензулы в азимутальном (горизонтальном) направлении, так как при этом нарушается ориентирование планшета. Исправная мензула должна пружинить.

2. Рабочая (верхняя) поверхность планшета должна быть плоскостью. Для поверки этого условия необходимо приложить скошенное ребро выверенной линейки кипрегеля к поверхности доски в разных местах. Если между ребром линейки и поверхностью доски не будет получаться просвета более 0,5 мм, то условие выполнено. В противном случае доску отдают в ремонт.

3. Верхняя плоскость доски должна быть перперпендикулярна к вертикальной оси вращения инструмента (поверка возможна только у мензулы с металлической подставкой). Для поверки доску приводят в горизонтальное положение с помощью выверенного уровня на линейке кипрегеля и подъемных винтов мензулы; затем вращают доску вокруг оси вращения прибора. Если при этом пузырек уровня отклоняется от нуль-пункта не более чем на три деления уровня, то условие считается выполненным. В противном случае мензулу отдают в ремонт.

Поверки кипрегеля КБ

1. Скошенное ребро линейки кипрегеля должно быть прямой линией. Для поверки проводят на бумаге тонко очиненным карандашом линию по скошенному краю линейки. Затем кипрегель поворачивают на 180°, прикладывая линейку к проведенной линии, и снова проводят карандашом линию. Если обе линии совпадут, то условие следует считать выполненным; в противном случае кипрегель надо отдать в ремонт для исправления линейки.

2. Нижняя поверхность линейки должна быть плоскостью. Если после установки кипрегеля на выверенную доску концы линейки окажутся приподнятыми по отношению средней части линейки, то ее исправляют в мастерской.

3. Ось уровня на линейке кипрегеля должна быть параллельна нижней плоскости линейки. Поверяют и исправляют так же, как и уровень на горизонтальном круге теодолита. Для поворота уровня на 180° на планшете прочерчивают по скошенному ребру линейки прямую линию, относительно которой и поворачивают линейку с уровнем на 180°.

4. Визирная ось и ось вращения трубы должны быть взаимно перпендикулярны. Поверяется и исправляется так же, как и аналогичная поверка в теодолите, за исключением того, что отсчеты по горизонтальному кругу после наведения трубы на предмет местности здесь заменяются прочерчиванием на планшете, по скошенному краю линейки, двух направлений (при КП и КЛ), проходящих через одну точку, намеченную на планшете

примерно в 10 см от его края, ближайшего к наблюдателю. Если две прочерченные линии разойдутся под углом, то скошенный край линейки кипрегеля устанавливают по биссектрисе угла и после этого сетку нитей перемещают с помощью ее исправительных винтов так, чтобы пересечение нитей совпало с изображением в трубе предмета местности.

5. Ось вращения трубы должна быть параллельна нижней плоскости линейки кипрегеля. Поверяется так же, как в теодолите поверяется условие перпендикулярности оси вращения прибора. В кипрегеле исправляется положение колонки кипрегеля с помощью ее исправительных винтов, находящихся в месте соединения колонки с линейкой. У кипрегелей последних выпусков такие исправительные винты отсутствуют, следовательно, завод гарантирует соблюдение условия.

6. Вертикальная нить сетки должна лежать в коллимационной плоскости трубы. Поверяется и исправляется так же, как в теодолите условие параллельности между вертикальной нитью и осью вращения прибора.

7. Визирная ось трубы и скошенное ребро линейки кипрегеля должны находиться либо в одной, либо в параллельных плоскостях. Для поверки трубу наводят на предмет местности, а по краям скошенного ребра линейки устанавливают вертикально, закрепляя в доске две иглы. Если линия визирования (невооруженным глазом) через концы иголок попадет на тот же предмет, то условие выполнено. В противном случае поворачивают колонку трубы с помощью ее исправительных винтов по направлению линии, соединяющей концы иголок. У кипрегелей последних выпусков исправительных винтов колонки нет.

8. Место нуля вертикального круга должно быть постоянно и близко к нулю (см. § 39).

§ 101. Особенности поверок номограммных кипрегелей

В номограммных кипрегелях, кроме указанных, производятся следующие дополнительные поверки.

Кипрегель КБ-1

1. Место нуля вертикального круга должно быть равно 90°, с точностью ±0,5′. При несоблюдении этого условия превышения, отсчитанные по кривым, будут неверными. Место нуля вычисляют по формуле

$$\text{МО} = \frac{(R - 180^\circ) + L}{2},$$

где R и L — отсчеты при КП и КЛ.

Если определяемое МО окажется отличающимся от 90° более чем на 0,5′, то его надо исправить. Для этого вычисляют угол наклона по формуле

$$\nu = (R - 180^\circ) - \text{МО}.$$

Зная МО и угол ν, вычисляют L по формуле

$$L = \text{МО} - \nu.$$

После этого устанавливают вертикальный круг (с помощью микрометренного винта уровня при вертикальном круге) на отсчет L. Пузырек уровня при этом сойдет с нуль-пункта. Его следует привести в нуль-пункт исправительными винтами уровня. При установке круга на отсчет L и исправлении значения МО начальная кривая должна быть наведена на наблюдаемый предмет.

2. Визирная ось трубы и ось цилиндрического уровня на трубе должны быть параллельны между собой. Поверяется двойным нивелированием (см. § 69). Перед отсчетами по рейке пузырек уровня приводят в нуль-пункт микрометренным винтом трубы. (Визирная ось — это прямая, проходящая через оптический центр объектива и точку пересечения начальной кривой H с вертикальной нитью).

3. Скошенное ребро подвижной линейки должно перемещаться параллельно самому себе. Условие проверяют прочерчиванием линий вдоль ребра этой линейки при различных ее положениях и измеряют кратчайшие расстояния между каждой парой линий в нескольких местах. Расхождение более 0,2 мм недопустимы.

4. Номограммы превышений и горизонтальных расстояний должны быть построены правильно. Поверяется путем контрольных измерений. Относительные погрешности в определяемых по диаграмме величинах не должны превосходить 1 : 200.

Кипрегель КА-2

1. Правая грань серебряной пластинки должна быть вертикальной, когда плоскость планшета горизонтальна. Эту грань наводят на четко видимую точку и, вращая трубу, наблюдают за взаимным положением грани и изображения. Для исправления нужно повернуть окулярную часть трубы, ослабив предварительно стопорные винты. Последние затем закрепляют.

2. Коллимационная погрешность должна быть равной нулю. Правую грань серебряной полоски наводят на четко видимую точку дважды, при КП и КЛ, и каждый раз прочерчивают вдоль скошенного ребра линейки линию через точку, расположенную у колонки кипрегеля. Если линии не совпадут, то скошенное ребро линейки прикладывают к биссектрисе образовавшегося угла и исправительным винтом перемещают призменный блок до совпадения грани с изображением наблюдаемой точки.

3. Основная дуга диаграммы должна быть расположена так, чтобы ее можно было совмещать с изображением нуль-пункта рейки, а положение индекса должно обеспечивать возможность отсчитывания по вертикальному кругу. Исправляют винтами, расположенными под боковой крышкой трубы ближе к окуляру.

4. Коэффициент кривой горизонтальных проложений должен быть равен 100 с погрешностью не более ±0,002. Для поверки условия наводят прямую грань серебр-

ряной пластинки на рейку, установленную на расстоянии 100 м от инструмента, и совмещают основную дугу номограммы с изображением нуль-пункта рейки, расположенного на высоте прибора. Если отсчет по рейке будет отличаться от 100 см более чем на ±2 мм, то, ослабив юстировочные винты объектива отсчетной системы, перемещают его компоненты до тех пор, пока по кривой горизонтальных проложений отсчет не окажется равным 100 см. Юстировочные винты после этого закрепляют.

§ 102. Установка мензулы на точке местности

Установить мензулу в рабочее положение на точке местности — значит выполнить следующие операции: 1) центрировать мензулу над точкой, выбранной в качестве станции прибора; 2) нивелировать планшет (привести рабочую плоскость планшета в горизонтальное положение); 3) ориентировать планшет.

Центрировать мензулу на станции — значит расположить точку станции, изображенную на планшете, над знаком, которым станция обозначена на местности.

Центрирование мензулы с помощью центрировочной вилки необходимо лишь при съемках в масштабах 1 : 2000 и крупнее. В других случаях можно центрировать на глаз.

Нивелируют планшет с помощью выверенного уровня на линейке кипрегеля и подъемных винтов по тому же правилу, что и теодолит и нивелир. Несовпадение пузырька уровня с нуль-пунктом допускается до двух делений шкалы уровня.

Ориентируют планшет преимущественно по опорным геодезическим пунктам, закрепленным на местности и нанесенным на планшет. Для ориентирования совмещают на планшете скошенный край линейки кипрегеля с двумя точками, одной из которых обозначена станция, а другой — опорный пункт. Вращая затем планшет, наводят крест нитей трубы на знак, которым опорный пункт обозначен на местности.

Чем больше длина линии между станцией и опорным пунктом, тем точнее выполняется ориентирование. В виде исключения, например при прокладке мензульного хода в лесу, когда стороны коротки, допускается ориентирование по буссоли, для чего коробку буссоли совмещают своим краем с восточной или западной стороной рамки листа плана (карты). Верхнюю часть мензулы при этом вращают вокруг своей оси до момента совпадения магнитной стрелки с нулевым диаметром буссоли.

§ 103. Мензульные засечки

При создании съемочного обоснования мензульной съемки и в процессе ее выполнения широко применяют графические засечки, которые позволяют определить положение на планшете любой точки местности по опорным геодезическим точкам, наиесенным на планшет и закрепленным знаком на местиости. Применяют три вида засечек — прямую, боковую и обратную. Прямая и боковая засечки позволяют определить положение на планшете точки местности по двум опорным точкам, а обратная засечка — по трем опорным точкам.

Прямая засечка. Пусть требуется найти на планшете положение точки M местности, пользуясь пунктами A и B геодезической опорной сети и соответствующими им точками a и b на планшете.

Центрируя мензулу сначала, например, над точкой A (рис. 104), приводят планшет в горизонтальное положение и ориентируют его по пункту B. Для этого прикладывают скошенный край линейки к точкам a и b и вращают планшет, пока изображение пункта B не совместится с пересечением нитей сетки трубы.

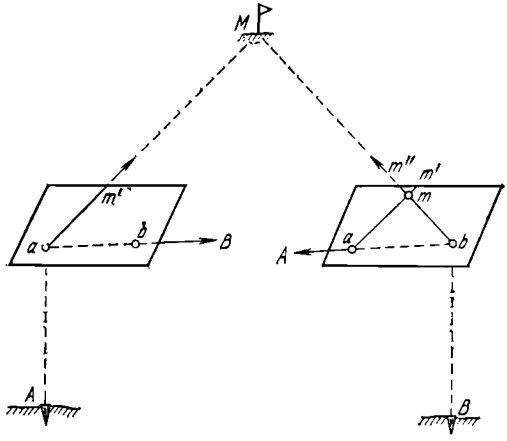


Рис. 104. Прямая мензульная засечка

После этого скошенное ребро линейки кипрегеля вращают около точки a до тех пор, пока пересечение нитей сетки трубы не совместится с изображением засекаемого обьекта M, и проводят карандашом вдоль скошенного края линейки прямую am', на которой находится точка m — искомое изображение на планшете точки M.

Так же поступают в точке B: ориентировав планшет по направлению ba, при визировании на точку M прочерчивают линию bm''. Искомая точка m находится в пересечении направлений am' и bm''.

Боковая засечка. Мензулу вначале устанавливают над одним из известных пуиктов, планшет ориентируют по направлению на второй известный пункт и, визируя на определяемую точку, прочерчивают соответствующую линию, например am'. Затем переносят мензулу в определяемую точку M, приближенно центрируют планшет и ориентируют его по линии $m'a$. Приложив после этого скошенный край линейки к точке b, вращают кипрегель до совмещения пересечения нитей сетки трубы с изображением пункта B и прочерчивают линию $m''b$, пересекая линию $m'a$ в точке m, являющейся определяемой.

Прямая и боковая засечка выполняются тем точнее, чем ближе к 90° угол пересечения линий am' и mb'' (или $m''b$). Засечки не рекомендуются при углах пересечения, меньших 30°.

Прямая засечка предпочтительнее, чем боковая (не приходится предварительно определять приближенное положение точки m, необходимое для центрирования мензулы). Боковую засечку приме-

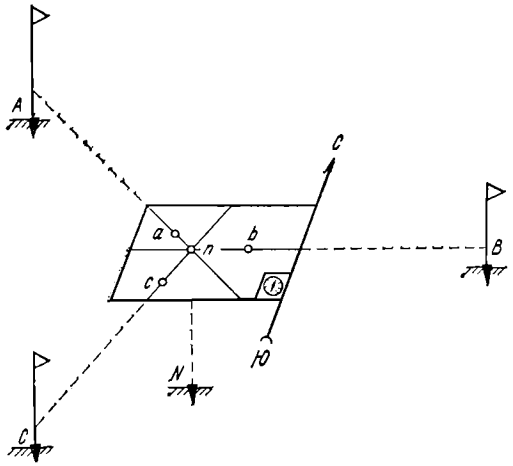


Рис. 105. Обратная мензульная засечка

няют в тех случаях, когда переход или переезд с точки A на точку B представляет значительно больше трудностей, чем с точки A на точку M.

Высота точки M может быть определена тригонометрическим нивелированием с помощью вертикального круга кипрегеля. Для контроля высоту определяют не менее чем дважды, например путем измерения (непременно полным приемом, т. е. при КП и КЛ) углов наклона с точек A и B, а в случаях боковой засечки — с точки A на точку M и с точки M на точку A и точку B. Превышения вычисляют по формуле (XII.4), пользуясь горизонтальными расстояниями d, определяемыми графически по планшету. Расхождения в высотах точки M, получаемых с разных точек, обычно не допускают больше 4 см на каждые 100 м расстояния. Для удовлетворения этих условий необходимо, конечно, чтобы высоты точек A и B были определены с еще большей точностью.

Обратная засечка. Положение точки определяют по трем опорным пунктам. Для этого мензулу устанавливают в определяемой точке N местности (рис. 105). Применяют различные способы обратной засечки. Наиболее простой из них следующий.

Приближенно, на глаз, определяют положение на планшете точки n, соответствующей точке N местности, и затем центрируют мензулу. Планшет ориентируют с помощью буссоли. После установки мензулы прочерчивают по скошенному краю линейки кипрегеля три линии из опорных точек a, b, c. Для этого к каждой из этих точек последовательно прикладывают скошенный край линейки и одновременно наводят пересечение нитей сетки последовательно на каждый из опорных пунктов A, B, C. Из-за неточности ориентирования планшета по буссоли около искомой точки образуется треугольник погрешности. Искомую точку находят внутри этого треугольника. Найдя эту точку, исправляют ориентирование планшета путем визирования на наиболее удаленный опорный пункт и потом снова визируют через точки a, b, c, на соответствующие пункты

A, *B*, *C* местности, прочерчивая линии. Они обычно пересекаются в одной точке, являющейся определяемой. Если же снова получится треугольник погрешности, то следует вновь повторнть все операции, начиная с обозначения точки внутри треугольника погрешности.

Если искомая точка находнтся на окружности, проходящей через точки *a*, *b*, *c*, то обратная засечка становится невозможной, если же вблизи окружности, то ее положение на планшете определяется ненадежно. Описанным способом эта задача решается лучше всего, когда искомая точка расположена внутрн треугольника, образованного тремя используемыми опорными пунктами.

Высоту знака определяют тригонометрическим нивелированием по трем опорным пунктам, и если расхождение в полученных значениях высот не будет превышать допуска, указанного для случая прямой засечки, то вычисляют среднее весовое из трех полученных высот, принимая за веса величины, обратные расстояниям от определяемой точки до опорных пунктов.

§ 104. Плановое и высотное обоснование мензульной съемки

Мензульная съемка в отличие от тахеометрической успешнее выполняется на большой территории благодаря распределению съемочных планшетов между отдельными исполнителями. Смежные планшеты имеют общие рамки, и поэтому съемка всей территории будет выполнена без разрывов и перекрытий. При этом к работе можно привлечь столько исполнителей, сколько их потребуется для выполнения съемки в заданные сроки.

Обоснованием мензульной съемки служат пункты главного геодезического обоснования — пункты триангуляции, полигонометрии, реперы и марки геометрического нивелирования. Главное геодезическое обоснование сгущается построением съемочного (рабочего) обоснования разными способами: 1) построением аналитической сети (сети треугольников, углы в которых измеряют 1-минутным или 30-секундным теодолитом); 2) построением геометрической сети (сети треугольников, вершины которых получают на планшете с помощью прямых засечек); 3) прокладкой мензульных ходов; 4) засечками отдельных точек с помощью мензулы.

Высоты точек аналитической сетн, создаваемой для съемки в крупных масштабах, определяются обычно геометрическим нивелированием. Высоты точек геометрической сети, создаваемой для съемки в средних и мелких масштабах (от 1 : 100 000 и мельче), и точек мензульных ходов определяют тригонометрическим нивелированием с помощью кипрегеля.

Необходимое для топографических съемок число пунктов геодезнческой опоры указывается в инструкциях ГУГК, а если съемка ведется для строительства, то в инструкциях Госстроя [142]. Согласно последней для топографических съемок в масштабах 1 : 2000 н крупнее необходимо иметь в среднем один пункт триангуляцин или полигонометрии на каждые 5 км² съемки застроенной территории или подлежащей застройке в ближайшие годы, а на остальных территориях — один пункт на каждые 15 км².

Высотная опорная сеть по инструкции Госстроя создается гео-

метрическим нивелированием, причем знаки II класса устанавливаются не реже чем через 2 км на застроенной территории и через 5 км на незастроенной, а нивелирные ходы II класса отстоят на расстоянии не более 10 км один от другого. Знаки нивелирования III класса устанавливаются не реже чем через 200 м на улицах с плотной застройкой и через 400—800 м при слабой застройке. Знаки нивелирования IV класса устанавливаются не реже чем через 200 м на застроенной территории и через 0,5—3 км в незастроенной части города. Классы опорной сети согласно той же инструкции [142] назначаются в зависимости от размеров территории (табл. 23).

Таблица 23

Площадь территории съемки	Классы триангуляции	Разряды полигонометрии	Классы нивелирования
От 20 000 га и более	2, 3, 4	I и II	II, III, IV
» 5000 до 20 000 га	3, 4	I и II	II, III, IV
» 2500 » 5 000 »	4	I и II	III, IV
» 500 » 2 500 »	—	I и II	IV
» 250 » 500 »	—	II	IV
До 250 га	—		IV

В той же инструкции Госстроя установлена следующая норма плотности пунктов съемочного обоснования (теодолитных ходов или аналитической сети) для 1 км^2 съемки ситуации на незастроенной территории:

4 пункта при съемке в масштабе 1:5000
12 » » » » » 1:2000
16 » » » » » 1:1000

При съемке в масштабе 1:500 количество пунктов определяют рекогносцировкой. При съемке застроенных территорий крупных масштабов необходимое количество пунктов устанавливается путем рекогносцировки местности.

Высотное съемочное обоснование на незастроенной территории создается прокладкой параллельных между собой ходов технического нивелирования (формула допустимой невязки $f_h = 50$ мм$\sqrt{L}$), с расстоянием между ними, не превышающим 600 м при съемке в масштабах 1:1000 и 1:500 и 1000 м при съемке в масштабе 1:2000. Между собой нивелирные ходы должны быть связаны нивелирными перемычками не реже чем через 600 м при съемке в масштабах 1:1000 и 1:500 и через 1000 м при съемке в масштабе 1:2000.

Все виды съемочного обоснования привязывают к пунктам главной геодезической опоры.

§ 105. Мензульная съемка ситуации и рельефа

Съемка ситуации и рельефа ведется с той точностью и подробностью, которая предусмотрена для каждого масштаба съемки в инструкциях. Так, например, в инструкции ГУГК точность и детальность планов и карт масштабов 1 : 5000 и 1 : 2000 характеризуются следующими показателями:

1) средняя погрешность в положении предметов и контуров местности относительно ближайших точек съемочного обоснования не должна превышать в плане 0,4 мм, а предельная погрешность 1,2 мм. Для особо важных предметов и контуров местности предельная погрешность установлена в 0,8 мм;

2) при съемке и изображении на плане спрямляются такие выступы и искривления контуров, которые выражаются на плане величиной не более 0,3 мм;

3) наименьшая площадь участка сельскохозяйственного угодья или контура почвенно-растительного покрова, при которой эти участки изображаются на плане, устанавливается: а) в 10 мм² на плане — для хозяйственно-ценных участков или малоценных, но расположенных внутри ценных; б) в 25 мм² — для участков, не имеющих хозяйственного значения;

4) погрешность высот точек местности, рассчитанных по горизонталями, не должна превышать $^1/_3$ принятого сечения при съемках в масштабах 1:5000 и 1:500 ($^1/_2$ сечения — при сечении рельефа через 0,5 м) для местности с углами наклона до 2° и 2/3 сечения — для местности с углами наклона от 2 до 6°. В лесной местности эти допуски увеличиваются в полтора раза. Для местности с углами наклона свыше 6° число горизонталей должно соответствовать разности высот, определенных на перегибах ската. Все эти положения, однако, не распространяются на случаи, когда план составляют по материалам нивелирования поверхности, где есть основания предъявлять более высокие требования.

Требования к точности изображения рельефа в инструкциях ГУГК и Госстроя совпадают.

Техника измерений при съемке ситуации и рельефа такая же, как и в тахеометрической съемке, но каждая снятая точка тут же наносится на планшет. Для этого сначала вычисляют горизонтальное проложение измеренного дальномером расстояния и, пользуясь поперечным масштабом и циркулем-измерителем, откладывают его вдоль скошенного ребра линейки кипрегеля, зрительная труба которого направлена на снимаемую точку. Так как при мензульной съемке план (карта) местности составляется одновременно с производством измерений, то этот план лучше соответствует местности, чем составленный камерально, например при тахеометрической съемке.

Отдельные планшеты съемки, если последняя опирается на пункты государственной опорной сети, разграничиваются между собой рамками, образуемыми меридианами и параллелями, либо сторонами квадратов. Для каждого масштаба съемки установлены свои размеры планшетов, а каждому планшету присваивается свое наименование — иоменклатура, о чем подробнее изложено в гл. XVI.

В период производства полевых съемочных работ ежедневно снятую ситуацию и рельеф переносят тушью путем копирования на просвет, на кальку контуров и кальку высот. Кальки составляют главным образом для восстаиовления на планшете ситуации и рельефа, потерявших четкость и ясиость изображения в процессе полевых съемочных работ. Иногда контуры вычерчивают тушью ежедневно на планшете, тогда кальку не ведут.

По завершению съемки ситуацию и рельеф вычерчивают тушью в общепринятых условных знаках, а рамку планшета и зарамочные надписи выполняют с соблюдением требований инструкций ГУГК, а также инструкций ведомства, выполнявшего съемку.

ГЛАВА XIV

ФОТОТОПОГРАФИЧЕСКИЕ СЪЕМКИ

§ 106. Основные сведения о наземной стереофотограмметрической съемке

Стереофотограмметрическую съемку называют также *фототеодолитной*, так как она производится фототеодолитом (рис. 106), представляющим собой соединение теодолита с фотокамерой.

Если сфотографировать местность с двух точек базиса, располагая оптическую ось фотокамеры по двум взаимо параллельным направлениям, то получим два снимка — *стереопару*. При рассматривании стереопары обоими глазами одновременно или в стереоскоп получается *стереоэффект*, заключающийся в том, что местность представляется не плоской, а объемной. Пользуясь этим пространственным изображением местности можно с помощью специальных приборов определить все три координаты X, Y, Z любой точки местности.

Оптические оси фотокамеры располагают горизонтально и, как правило, перпендикулярно к линии базиса фотографирования (случай нормального расположения осей). Иногда фотографируют с отклоненными от перпендикуляра осями, но не обязательно при сохранении параллельности осей камеры при установке последней на обеих точках базиса.

Пространственные координаты X, Y, Z определяют, пользуясь связью их с координатами той же точки на фотоснимке. За начало системы пространственных координат принимают оптический центр $S_л$ объектива при положении фотокамеры на левой точке базиса. За ось X приннмают направление горизонтальной проекции базиса, за ось Y — направление оптической оси фотокамеры в левой точке $S_л$, за ось Z — вертикальную линию (рис. 107).

Для случая нормального расположения осей фотокамеры координаты X_c, Y_c, Z_c точки C местности, сфотографированной с точек M и N базиса MN, вычисляют по измеренным на снимке координатам x, z ее изображения c по формулам

$$\left.\begin{aligned} X_C &= \frac{b}{p} x_л, \\ Y_C &= \frac{b}{p} f, \\ Z_{C_1} &= \frac{b}{p} z_{C_1}, \\ Z_{C_2} &= \frac{b}{p} z_{C_2}. \end{aligned}\right\} \qquad (XIV.1)$$

Для случая съемки с равномерно отклоненными осями фотокамеры на угол φ от перпендикуляра к базису формулы будут следующими:

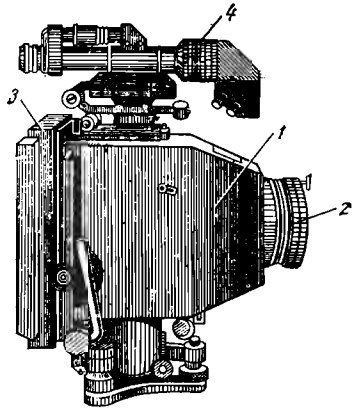


Рис. 106. Фототеодолит

1 — корпус фотокамеры; *2* — объектив; *3* — рамка для фотопластинки; *4* — ориентирующее устройство

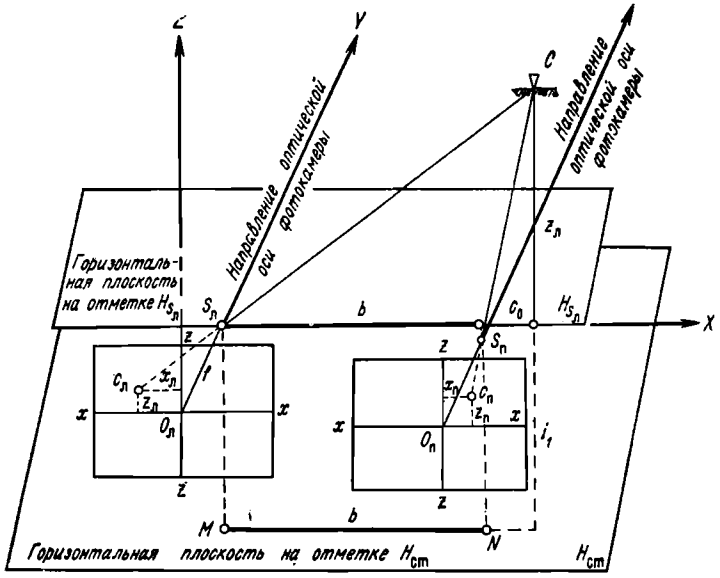


Рис. 107. Схема фототеодолитной съемки

$$X = \frac{b}{p} x_л \left(\cos\varphi \pm \frac{x_п}{f} \sin\varphi\right),$$
$$Y = \frac{b}{p} f \left(\cos\varphi \pm \frac{x_п}{f} \sin\varphi\right), \qquad \text{(XIV.1')}$$
$$Z = \frac{b}{p} z_л \left(\cos\varphi \pm \frac{x_п}{f} \sin\varphi\right).$$

Перед вторым слагаемым в скобках знак плюс при отклонении осей влево и знак минус при отклонении вправо. В (XIV.1') p — продольный (или горизонтальный параллакс, равный разности абсцисс точки c на левом и на правом снимках стереопары, т. е. $p = x_л - x_п$; b — горизонтальное проложение базиса фотографирования; f — фокусное расстояние фотокамеры: $x_л$ — абсцисса точки C на левом снимке; $z_л$ — высотная координата точки C на левом снимке; $z_п$ — высотная координата точки C на правом снимке.

Координаты $x_л$, $x_п$, $z_л$, $z_п$ и параллакс p измеряют на стереокомпараторе (рис. 108), который представляет собой соединение стереоскопа с прибором для измерения координат на снимке. Рассматривая в окуляр стереоскопа два негатива стереопары, уложенные на специально отведенном месте прибора, совмещают вращением штурвала прибора видимую в стереоскоп оптическую метку с точкой модели местности, координаты которой определяют. После этого по шкалам измерительного прибора берут отсчеты, выражающие величины $x_л$, z, p (координаты x и z с точностью до 0,02 мм и параллакс — до 0,002 мм).

Вместо стереокомпаратора можно пользоваться прецизионными стереометрами СМ-3 и СМ-4 конструкции проф. Ф. В. Дробышева.

Вычисленная координата z представляет собой превышение точки местности над оптическим центром объектива фотокамеры,

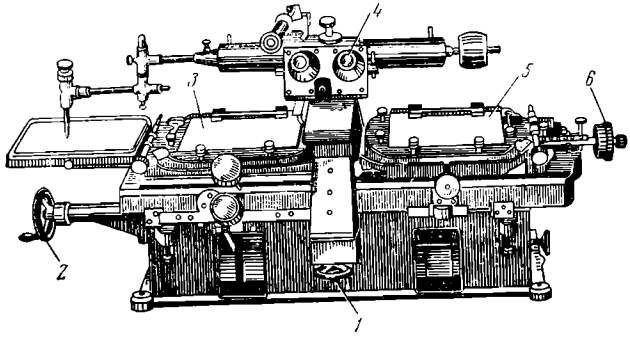


Рис. 108. Стереокомпаратор

1 и *2* — штурвалы; *3* — левая кассета; *4* — окуляр; *5* — правая кассета; *6* — винт горизонтальных параллаксов

поэтому искомая отметка точки C вычисляется дважды по формулам

$$\left.\begin{aligned} H_C &= H_M + i_1 + Z_л, \\ H_C &= H_N + i_2 + Z_п, \end{aligned}\right\} \qquad (XIV.2)$$

где i_1 и i_2 — высоты камеры соответственно над точками базиса $M_пN$; H_M и H_N — отметки точек M и N базиса фотографирования MN.

С меньшей точностью координаты можно определить графически на отпечатках снимков и вычислить по ним пространственные координаты по формулам (XIV.1). Величину параллакса p следует вычислять, принимая во внимание знаки абсцисс $x_л$ и $x_п$ одной и той же точки и учитывая при этом, что p — величина всегда положительная. На рис. 107 снимки лицевой стороной, т. е. эмульсионным слоем, направлены, как и должно быть при фотографировании, в сторону снимаемой местности. При графических измерениях на отпечатках снимков лицевая сторона их бывает, конечно, повернута к работающему на снимке, а потому согласно общему правилу знак плюс нужно поставить у правого конца оси x, знак минус — у левого. За начало координат на снимке принимается точка O пересечения осей xx и zz. Через точку O которую называют главной точкой снимка, проходит оптическая ось фотокамеры. Оси xx и zz проводят карандашом на отпечатках снимков, пользуясь особыми метками на снимках, получающимися при фотографировании соответствующих вырезов на рамке фотокамеры. Фокусное расстояние f фотокамеры выписывается из паспорта фотокамеры, если оно не отпечаталось на снимках. Так как негатив при фотографировании располагается в точке заднего фокуса объектива фотокамеры, то оно равно SO — расстоянию от центра объектива до негатива.

Вычисленные координаты X и Y позволяют нанести точку C на план только относительно данного базиса фотографирования. Для того чтобы составить план, используя съемку с нескольких базисов фотографирования, необходимо определить координаты левых точек базисов и дирекционные углы направлений оптических осей в системе геодезических опорных пунктов. Для этого точки базисов привязывают в поле к опорным пунктам.

Определение пространственных координат X, Y, Z точек местности с помощью стереокомпаратора и построение плана по этим точкам является задачей трудоемкой и кропотливой. В настоящее время имеются приборы, например *стереоавтографы,* с помощью которых план строится автоматически. Стереоавтограф имеет стол, над которым с помощью маховичков перемещается рычаг с карандашом. После установки на шкалах измерительного прибора начальных отсчетов для X, Y и H можно так управлять движением рычага с карандашом, что видимая в стереоскоп оптическая метка (по форме похожа на перевернутую капельку жидкости) будет все время касаться своим острием поверхности стереомодели. Если перемещать метку при установке на шкале отсчета H, равного отметке горизонтали, то карандаш будет вычерчивать эту горизонталь на чертежной бумаге, закрепленной на столе стереоавтографа.

Фототеодолитная съемка применяется преимущественно в горной местности, трудно доступной для съемки другими средствами.

Поэтому фототеодолитную съемку применяют при проектировании в строительстве гидроэлектростанций, железных и шоссейных дорог, каналов в горных условиях. Такая съемка связана с трудностями при работе на крутых склонах, когда для подготовки местности под станции фототеодолита и опорные пункты приходится прибегать к помощи альпинистов и взрывников, а оборудование доставлять с помощью вертолетов. Так было, например, при строительстве Токтогульской ГЭС на р. Нарыне.

Фототеодолитную съемку применяют также: 1) для изучения деформаций сооружений; 2) для измерения трещин на сооружениях и наблюдения за их изменениями; 3) для архитектурной съемки существующих зданий; 4) для определения направления и скорости течения в реках и каналах; 5) для изучения динамики оползней; 6) для изучения характера волнений на водной поверхности.

§ 107. Типы и устройство фототеодолитов

С помощью фототеодолитов решают две задачи — фотографируют местность и создают геодезическое обоснование фототеодолитной съемки. В некоторых конструкциях фотокамеры и теодолит скреплены жестко и представляют одно целое, например фототеодолиты С-4 и ТАЛ. Такие фототеодолиты, обычно облегченного типа, больше подходят для выполнения работ в экспедиционных условиях. Для более стационарных и более точных работ применяют фототеодолиты «Геодезия» (СССР) и фирмы «Цейсс» (ГДР) — СЗ-b, СВ-5, TAN, Phototheo 19/1318 и др., у которых фотокамера и теодолит разъединены и каждый из них в отдельности может устанавливаться на одной и той же подставке и вращаться вокруг вертикальной оси, причем теодолит предназначен для создания планово-высотного обоснования фототеодолитной съемки. Фотокамеры у этих типов фототеодолитов имеют ориентирное устройство, с помощью которого оптическая ось фотокамеры устанавливается перпендикулярно к линии базиса фотографирования либо под каким-либо иным заданным горизонтальным углом к нему. Ось вращения фотокамеры приводится в вертикальное положение с помощью цилиндрических уровней.

Фотокамеры различаются по формату снимков: 6×9, 10×15, 13×18, 18×24 см. В СССР наибольшее распространение получили фототеодолиты Phototheo 19/1318 с форматом снимков 13×18 см, с фокусным расстоянием фотокамеры 19 см. Ориентирное устройство у него состоит из горизонтального лимба, наглухо скрепленного с корпусом фотокамеры, зрительной трубы и отсчетного микроскопа. Имеется также и вертикальный лимб. Точность отсчета по лимбам 1′. Для увеличения поля изображения объектив фотокамеры может перемещаться по направляющей вверх на 30 мм и вниз на 45 мм от исходного положения. В комплект Phototheo 19/1318 входит теодолит-тахеометр Theo-20, с точностью отсчета 6″ по горизонтальному и вертикальному кругам. Кроме того, в тот же фототеодолитный комплект входят 2-метровая инварная рейка для измерения длины базиса, 3 раздвижных штатива, три марки, три трегера, три отвеса на шнуре, 24 кассеты, юстировочное приспособление.

Для фототеодолитных съемок особого назначения (а не топографических) часто с очень близких расстояний применяют спарен-

ные фотокамеры. Экспозиция осуществляется обеими камерами в один и тот же момент, синхронно. Такой комплект называют стереофотограмметрической фотокамерой. Ее применяют, в частности, для изучения динамики движений различных объектов, в том числе и для изучения деформации сооружений, используя дистанционные средства управления съемкой. В подобных случаях участвует четвертая координата — время.

§ 108. Полевые и камеральные работы топографической фототеодолитной съемки

По назначению, составу и методам исполнения полевых и камеральных работ различают два вида фототеодолитной съемки — топографическую и специальную.

При топографической фототеодолитной съемке, выполняемой с целью получения топографических карт и планов в масштабах 1:500, 1:1000, 1:2000, 1:5000, 1:10 000, в состав работ входят: 1) составление проекта работ (выбор масштаба съемки, составление программы работ и сметы на них, календарного плана) 2) рекогносцировка участка съемки (осмотр ситуации и рельефа местности, выбор типа геодезической опорной сети съемочного обоснования, мест расположения базисов фотографирования и контрольных точек); 3) создание геодезической опорной сети (установка знаков сети, измерения в сети, предварительное вычисление координат и отметок точек сети); 4) создание съемочного рабочего обоснования и планово-высотная привязка точек базисов и контрольных точек; 5) фотографирование местности; 6) измерение длин базисов фотографирования; 7) лабораторные и камеральные работы.

Точки геодезической опорной сети закрепляют, и все измерения в ней производят согласно инструкциям ГУГК. Точки съемочного обоснования, точки базисов фотографирования, контрольные точки закрепляют временными знаками, забиваемыми вровень с землей металлическими трубками или штырями и частично деревянными кольями с гвоздем в торце. Контрольные точки еще и маркируются, т. е. обозначаются турами или вехами с прикрепленными к ним щитами из фанеры или досок, на которых краской изображаются фигуры правильной геометрической формы (они четко должны изображаться на фотоснимках). Контрольными точками могут быть и предметы местности, изображающиеся на фотоснимках. Назначение контрольных (а по [118] — корректурных) точек — проверка точности фотоплана.

Съемочное обоснование создается прокладкой теодолитных и нивелирных ходов, построением аналитической сети («малой триангуляции»), засечками. Точность съемочного обоснования должна соответствовать масштабу съемки, что предусмотрено в инструкциях по топографическим съемкам. Геодезическая привязка обязательна для всех левых точек базисов фотографирования. Все контрольные точки привязываются только при съемках в масштабах 1:500 и 1:1000, а при съемках в масштабах 1:2000 и 1:5000 — только частично. Координаты остальных контрольных точек определяются фотограмметрическим путем.

Точность фотосъемки зависит от удаленности объекта съемки от фотокамеры. В связи с этим для масштабов съемки 1:500,

1:1000, 1:2000, 1:5000 рекомендуется соответственно примерно следующая наибольшая допустимая удаленность в км: 0,3 0,6; 1,0; 2,0.

Точность фототеодолитной съемки находится в прямой зависимости также от длины базиса фотографирования. Размеры базиса вычисляют по формуле

$$B = \frac{Ym_p}{\left(\frac{m_y}{y}\right)f}, \qquad \text{(XIV.2)}$$

где Y — наибольшее допустимое удаление от фотокамеры (наибольшее отстояние); m_p — погрешность определения горизонтального параллакса, f — фокусное расстояние фотокамеры. При расчетах обычно принимают $m_p = 0{,}01$ мм; $\frac{m_y}{y} = \frac{1}{1000}$ (относительная погрешность определения ординаты Y). Если фокусное расстояние $f \approx 200$ мм, то наибольшую длину базиса фотографирования принимают равной 0,25 $Y_{\min}$, наименьшую 0,05 $Y_{\max}$.

Фотографирование местности производят до измерения базисов фотографирования. Для этого на двух крайних точках базиса устанавливают сначала штативы. Затем на одном из штативов устанавливают фотокамеру, на другом — визирную марку. Пользуясь ориентирным устройством фотокамеры, наводят его зрительную трубу на визирную марку. Ось фотокамеры расположится при этом перпендикулярно к линии базиса (нормальный случай съемки), или под каким-либо другим заданным углом к линии базиса (скошенное расположение оси фотокамеры). После экспонирования фотокамеру и визирную марку меняют местами и фотографируют с другой точки базиса. Для определения необходимой продолжительности времени экспозиции в разных условиях освещенности местности пользуются экспонометром.

Длину базиса фотографирования в случае применения комплекта фототеодолита Photheo 19/1318 измеряют с помощью дальномерной инварной рейки и путем измерения (с ошибкой не более 2″) теодолитом Theo-020 параллактического угла γ между марками дальномерной рейки длиной l (рис. 109). Дальномерную рейку и теодолит устанавливают на те же штативы, которые были установлены для фотографирования. Длину базиса B вычисляют по формуле

$$B = \frac{l}{2} \operatorname{ctg} \frac{\gamma}{2}. \qquad \text{(XIV.3)}$$

Одновременно с измерением горизонтального угла γ измеряют и угол наклона базиса к горизонту, чтобы потом вычислить длину его горизонтального проложения.

Фотолабораторные работы заключаются в проявлении негативов и печатании с них контактных отпечатков на бумаге. Для этого необходимы: 1) химические реактивы для составления проявителя и фиксажа; 2) стеклянная посуда для проявителя и фиксажа; 3) бачки для обработки негативов; 4) кюветы для сушки негативов; 5) красный фонарь; 6) фотобумага; 7) копировальное приспособление; 8) стереоскоп для дешифрирования ситуации местности на отпечатках снимков.

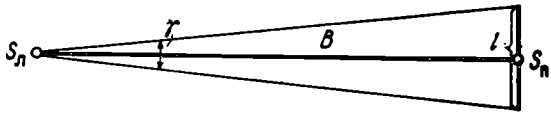


Рис. 109. Схема определения базиса фотографирования

Камеральные геодезические работы при фототеодолитной топографической съемке заключаются в составлении схем созданной геодезической опорной сети и съемочного обоснования, расположения базисов фотографирования и контрольных точек, в проверке полевых журналов измерений, в увязке и уравнивании результатов измерений в опорной сети, в вычислении координат и отметок точек опорной сети, базисов и контрольных точек. Организация и производство топографической фототеодолитной съемки в крупных масштабах с большой подробностью изложены в [118].

Фототеодолитная топографическая съемка за последние годы успешно применялась и для съемки плоско-равнинной местности [60], в частности участков существующих сортировочных железнодорожных станций.

Развитию метода фототеодолитной съемки способствует появление новых более совершенных стереофотограмметрических приборов, значительно ускоряющих и облегчающих процесс составления планов и карт местности путем автоматизации измерений на снимках, с записью результатов на перфоленте, перфокарте (высокоточный стереокомпаратор СКВ-1, стекометр и др.), а также приборов с автоматическим вычерчиванием плана (стереоавтограф ТД-4, автограф-планикарт и др.).

§ 109. Специальные фототеодолитные съемки в строительстве и архитектуре

В период изысканий и проектирования сооружений специальную фототеодолитную съемку выполняют для следующих целей: 1) подсчета объемов — земляных масс, разработанных карьеров, искусственных сооружений; 2) изучения оползневых явлений; 3) изучения интенсивности обрушения берегов водохранилищ; 4) изучения скорости и направления течения воды в реках и каналах; 5) изучения динамики наносов; 6) изучения моделей сооружений; 7) изучения гидравлических процессов на моделях гидротехнических сооружений.

В период возведения сооружений специальную съемку ведут с целью: 1) регистрации хода строительных работ; 2) определения объема выполненных земляных и скальных работ; 3) определения форм и размеров строительных конструкций; 4) изучения осадок и деформации строящихся сооружений; 5) проверки вертикальности строящихся высоких сооружений — заводских труб, опор ЛЭП и т. д., 6) наблюдений за правильностью и точностью монтажа крупнопанельных зданий и сооружений; 7) изучения работы строительных машин и механизмов.

В период эксплуатации городов, промышленных предприятий, отдельных зданий и сооружений специальная съемка выполняется для: 1) составления проектов реконструкции планировки и застройки городов, промышленных предприятий, отдельных зданий и сооружений; 2) определения форм, размеров вертикальности отдельных сооружений — труднодоступных для непосредственных измерений; 3) изучения осадок и деформаций сооружений; 4) изучения крена сооружений; 5) изучения работы действующих машин и механизмов; 6) изучения потоков движения транспорта и пешеходов.

Для архитектуры специальную фототеодолитную съемку выполняют с целью: 1) использования фотоснимков, фотоплана и фотопанорамы при составлении проектов планировки и застройки; 2) архитектурных обмеров фотограмметрическим методом; 3) съемки архитектурных и исторических памятников с целью их инвентаризации, изучения осадок и деформаций, реставрации; 4) составления фасадных планов зданий; 5) изучения архитектурных объемных моделей.

Приведенный перечень характеризует широкое применение специальной фототеодолитной съемки в строительстве и архитектуре, но он, разумеется, не исчерпывает всех возможностей применения этого прогрессирующего метода фототеодолитной съемки.

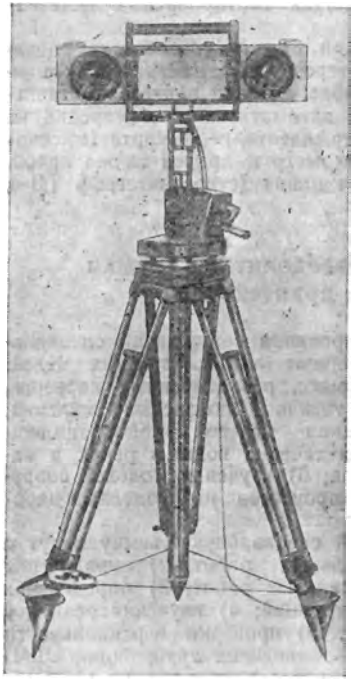


Рис. 110. Стереокамера

К особенностям специальных фототеодолитных съемок относятся: 1) более высокие требования, чем при топографической фототеодолитной съемке, к точности съемки в связи с необходимостью измерять сооружения с точностью до 2—3 см, а модели — до сотых долей мм; 2) фотографирование с малых отстояний Y и с малых базисов фотографирования; 3) зависимость выбора величины отстояния от размеров снимаемых сооружений, от величин изучаемого явления; 4) необходимость изменять или подбирать фокусное расстояние в связи с фотографированием с близких расстояний (фотокамеры обычных фототеодолитов отфокусированы «на бесконечность» и имеют поэтому одно и то же фокусное расстояние); 5) применение спаренных стереофотограмметрических фотокамер, укрепленных на короткой штанге — базисе фотографирования; 6) необходимость синхронного фотографирования при изучении динамических процессов; 7) необходимость в ряде случаев дистанционных устройств для экспонирования

в сложных условиях окружающей обстановки; 8) необходимость учитывать внецентренность передней узловой точки объектива фотокамеры и вводить за внецентренность поправки в измеряемые горизонтальные углы (при топографической фототеодолитной съемке этой поправкой по малости пренебрегают).

Для съемки с близких расстояний созданы следующие стереофотограмметрические камеры с переменным фокусным расстоянием: СКИ-3, СКИ-4, СКИ-5 — конструкции И. Г. Ильченко, универсальная фотокамера УМК — 10/1318 фирмы «Цейсс» ГДР). Стереофотограмметрическая фотокамера той же фирмы SMK-5,5/0808 (рис. 110) имеет постоянное фокусное расстояние, но оно рассчитано для фотографирования только при определенном диапазоне расстояний. Фотосъемку сооружений можно вести и любительскими фотоаппаратами после некоторого их переоборудования, о чем подробно написано в [104]. В этой же монографии весьма обстоятельно изложены научное обоснование, организация и технические приемы фототеодолитной съемки в строительном деле.

В технической литературе все чаще появляется описание случаев применения наземной стереофотограмметрии в инженерном деле. Например, в [107] описан опыт фототеодолитной съемки территорий крупных ТЭЦ, в особенности надземных коммуникаций, что позволило определять отметки и диаметры труднодоступных для непосредственных измерений воздушных трубопроводов, координаты углов зданий, габариты сооружений, а высокоточная фотопанорама успешно использовалась архитекторами для «вписывания проектируемых сооружений в окружающий ландшафт». В [73] описан опыт с анализом точности применения фотограмметрии при испытании модели пневматической опалубки. В [13] описана разработанная на кафедре фотограмметрии Московского института инженеров геодезии, аэрофотосъемки и картографии фотограмметрическая аппаратура, которая с использованием ЭЦВМ предназначена для изучения динамики движущихся объектов. В [21] изложен обмер фотограмметрическим методом искусственных сооружений, причем указывается на безопасность и экономичность метода по сравнению с натурными обмерами. В [111] написано о технике определения деформаций сооружений с помощью фотограмметрии. В [4] приводится описание фотограмметрической съемки архитектурных сооружений большой протяженности. В монографии [53] подробно излагается применение фотограмметрии для съемки крутопадающих склонов и фасадов зданий и составление их чертежей — «фронтальных планов».

В настоящее время имеется возможность вести обработку материалов наземной стереофотограмметрической съемки в камеральных условиях с применением электронных координатографов, а информацию, получаемую со стереофотограмметрических приборов, о снимаемых объектах хранить на перфолите, перфокартах, магнитных лентах.

§ 110. Аэрофотосъемка. Общее понятие

Топографические карты всех масштабов в настоящее время составляются преимущественно с использованием материалов аэрофотосъемки.

Для создания топографических карт по материалам аэрофотосъемки применяют один из следующих методов: 1) комбинированный, 2) стереофотограмметрический. В первом случае план с изображением ситуации получают по материалам фотографирования, а съемку рельефа ведут в поле при помощи мензулы, к доске которой прикрепляют фотоплан. Во втором случае рельеф местности изображают камеральным путем при помощи стереофотограмметрических приборов (стереометр, стереопланиграф, стереопроектор и др.).

При аэрофотосъемке необходимо выполнить следующий комплекс работ:

1) создать главное геодезическое обоснование — сеть опорных пунктов методом триангуляции, полигонометрии и геометрического нивелирования;

2) осуществить маркировку местности опознавательными знаками (при недостаточности на местности четко выраженных контуров);

3) выполнить залет (фотографирование местности с самолета),

4) произвести геодезическую, планово-высотную привязку опознавательных знаков (опознаков) местности;

5) сгустить сеть опорных геодезических точек методами фототриангуляции;

6) трансформировать аэрофотоснимки (устранить искажения, вызванные наклоном снимка, и привести аэрофотосиимки к одному заданному масштабу) и смонтировать фотоплан;

7) дешифрировать аэрофотоснимки (распознать или уточнить вид или качество изображенной на аэрофотоснимке ситуации и рельефа местности);

8) провести на аэрофотоснимках горизонтали при помощи стереоприборов либо произвести съемку рельефа при помощи мензулы с прикрепленным на ее столике фотопланом.

Во время аэрофотосъемки самолет летает по заранее рассчитанным маршрутам так, чтобы поперечное перекрытие аэрофотоснимков смежных маршрутов было около 30%. Интервалы времени между отдельными экспозициями рассчитывают так, чтобы смежные аэрофотоснимки одного маршрута перекрывались (продольно) приблизительно на 60%.

Съемку, выполнениую несколькими маршрутами, называют сплошной, а одним маршрутом — маршрутной.

Основное преимущество метода аэрофотосъемки заключается в том, что топографические планы и карты можно получать значительно быстрее, чем другими методами съемки. Кроме того, в процессе аэрофотосьемки получается промежуточная продукция — аэрофотоснимки и смонтированные из аэрофотоснимков фотосхемы, которые могут быть использованы для решения не только хозяйственных, но и инженерных задач (например, выбора территории для строительства городов и промышленных предприятий, предварительной разработки проекта застройки, выбора направления трасс сооружений линейного типа и др.).

§ 111. Аэрофотоснимок. Фотосхема

С самолета местность фотографируют аэрофотоаппаратами (АФА). Фотографирование с целью получения топографических карт

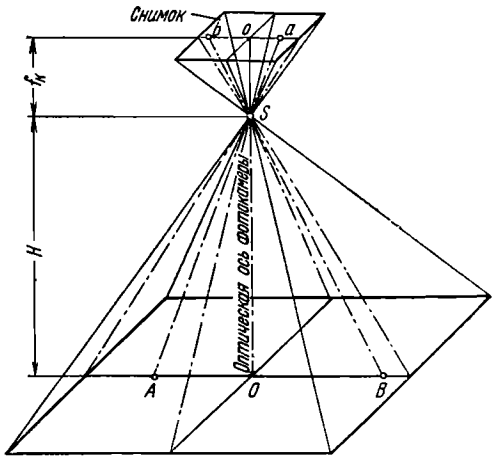


Рис. 111. Схема фотографирования с самолета

ведется при вертикальном положении оптической оси фотокамеры: отклонение допускается до 3°. Проектирующими лучами при этом являются лучи, идущие от точек местности через оптический центр объектива фотокамеры (рис. 111) до плоскости снимка, расположенной горизонтально. Если местность будет горизонтальной, то изображение на снимке получится в центральной проекции, не отличающейся в пределах снимка от ортогональной проекции. Практически можно считать планом изображение, полученное при разности высот точек на местности до 100 м и отклонении оптической оси фотокамеры до 10°.

Масштаб аэрофотоснимка равен отношению длины линии на снимке к ее длине на местности, например (см. рис. 111):

$$\frac{1}{M} = \frac{ab}{AB} . \qquad \text{(XIV.4)}$$

Одновременно из подобия треугольников *abo* и *ABO* видно, что масштаб снимка одновременно равен отношению фокусного расстояния фотокамеры к высоте фотографирования, т. е.

$$\frac{1}{M} = \frac{f}{H} = \frac{1}{\frac{H}{f}} . \qquad \text{(XIV.5)}$$

Местность, однако, весьма редко бывает горизонтальной, а из-за рельефа изображение на аэрофотоснимке не будет подобным изображению в ортогональной проекции, которое требуется для карты. Масштаб аэрофотоснимка в разных его частях не будет одним и тем же, за исключением средней части снимка. Чтобы освободиться от этих недостатков, положение опознаков на аэрофотоснимке при трансформировании исправляется за рельеф, а, кроме того, при монтировании фотоплана используют средние части трансформированных снимков.

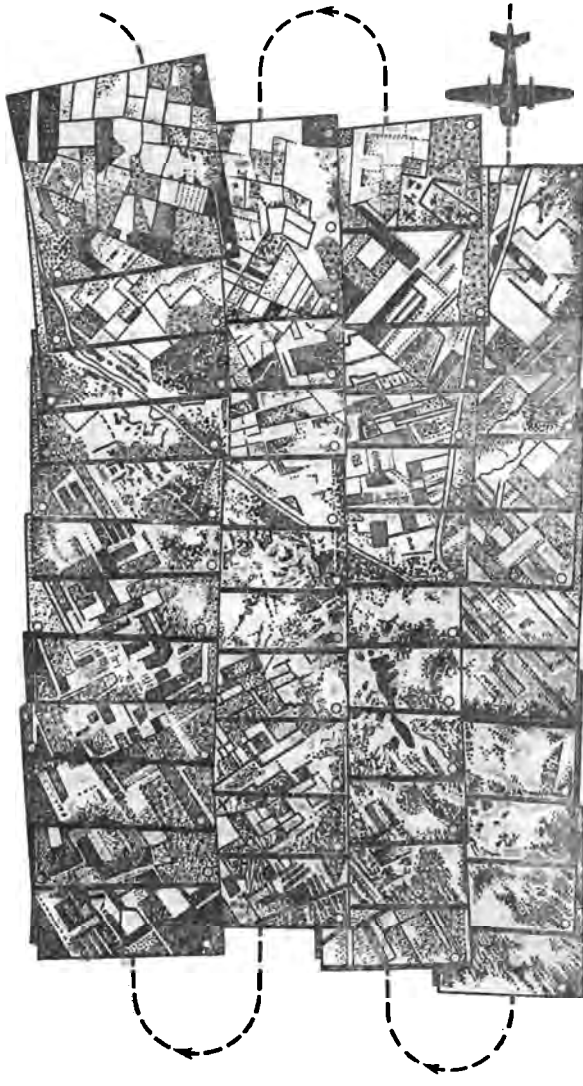


Рис. 112. Фотосхема (накидной монтаж)

Для некоторых целей производят аэрофотосъемку при наклонном положении оптической оси АФА. Такую аэрофотосъемку называют *перспективной,* потому что изображение на снимках получается в перспективной проекции.

Ввиду того, что в связи с изменением высот местности на одном маршруте аэрофотосъемки изменяется высота фотографирования, масштабы даже смежных аэрофотоснимков маршрута бывают разными. При трансформировании все аэрофотоснимки приводят к одному масштабу — масштабу топографической карты. Однако до трансформирования аэрофотоснимков отпечатки их на фотографической бумаге, полученные непосредственно с негатива и называемые *контактными отпечатками,* представляют собой ценный материал для изысканий и проектирования инженерных сооружений. На аэрофотоснимках ситуация местности изображается полностью, до мелких деталей, изобразить которые на карте невозможно, к тому же масштаб снимков всегда в 1,5 — 2 раза крупнее, чем масштаб карты, которую предполагают составлять, используя эти снимки. Кроме того, изучение характера местности для целей строительства еще больше облегчается посредством стереомодели, которую можно наблюдать в стереоскоп по паре смежных аэрофотоснимков.

Кроме отдельных аэрофотоснимков, для строительства используют фотосхемы, составленные из нетрансформированных снимков либо путем «накидного монтажа», когда необрезанные снимки накладывают один на другой (рис. 112), либо путем приклеивания к какой-либо основе средних частей снимков, обрезанных в местах перекрытий по общим контурам местности, изображенным на смежных снимках. При использовании фотосхем для изысканий и проектирования сооружений необходимо учитывать, что снимки могут иметь разные масштабы. Для определения масштаба аэрофотоснимка следует пользоваться формулой (XIV.4), для чего необходимо измерить на местности и на снимке, по меньшей мере, по две примерно перпендикулярные между собой прямые линии (это позволяет также установить, не получился ли снимок в перспективной проекции). Вычисление масштаба снимка по формуле (XIV.5) менее надежно, так как высота H фотографирования известна приближенно.

Определение масштабов отдельных аэрофотоснимков или смонтированных на фотосхеме облегчается применением клинового масштаба (рис. 113), который строят для круглых значений численного масштаба (*15*, *16*, *17* на рис. 113), возможных на снимках фотосхемы. На приведенном рисунке клиновой масштаб построен для чис-

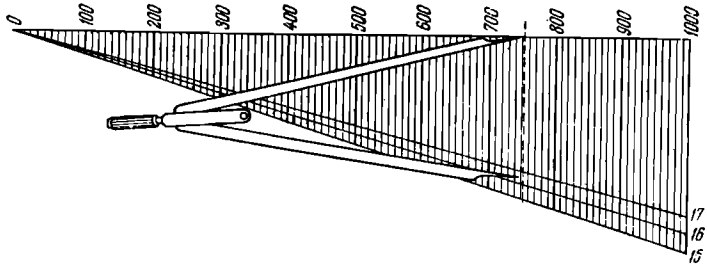


Рис. 113. Клиновой масштаб

ленных масштабов 1:15 000, 1:16 000, 1:17 000; расстояния подписаны через каждые 100 м. Раствор циркуля взят с линии на снимке, длина которой на местности равна 752 м. По клиновому масштабу видно, что масштаб аэрофотоснимка равен 1:16 500.

§ 112. Создание топографической карты по материалам аэрофотосъемки

Топографическую карту создают либо *комбинированным*, либо *стереофотограмметрическим* методом.

В первом случае из трансформированных снимков составляют фотоплан, на котором потом изображают рельеф путем обычной мензульной съемки. Фотографическое изображение ситуации на фотоплане, прикрепленном к мензульной доске, не только освобождает от необходимости снимать ситуацию при мензульных работах, но очень помогает при съемке рельефа. Мензулу можно устанавливать в точках ситуации и ориентировать планшет по точкам ситуации. Высоты точек местности можно во многих случаях определять, не пользуясь дальномерной рейкой, так как угол наклона достаточно измерять, наводя трубу на точки ситуации, а расстояние — по фотоплану. По окончании съемки рельефа фотоплан вычерчивают тушью, а затем раствором красной кровяной соли смывают с него эмульсию и получают оригинал топографического плана на белой бумажной основе.

При втором методе рельеф изображают в камеральных условиях с помощью стереоприборов (стереоскопов, стереокомпараторов, стереометров). План местности составляют либо посредством получения фотоплана и перерисовки на него горизонталей со снимков (визуально или с помощью тех же стереоприборов), либо на универсальных стереоприборах — мультиплексе, стереопланиграфе, не прибегая к составлению фотоплана. Штурвалы универсальных приборов соединяются с рычагом, на конце которого укреплен карандаш. Штурвалы вращают, перемещая оптическую метку по видимой на стереомодели поверхности земли либо по контуру, либо по горизонтали, согласно установленной на шкале прибора отметке. В это время карандаш будет вычерчивать на чертежной бумаге, расположенной на столике прибора, соответственно либо контур, либо горизонталь. Следовательно, в этом случае оригинал топографического плана будет сразу построен на белой основе.

Фотографическое изображение местности на аэрофотоснимке не содержит всех характеристик ландшафта, необходимых для отображения его на топографической карте. Дешифрирование аэрофотоснимков производится с целью дополнить снимок недостающими характеристиками местности, уточнить фотографическое изображение путем полевых обследований, а также и камеральным путем. Дешифрированию подвергаются и ситуация, и рельеф местности. При дешифровании ситуации выясняются, например, назначение и этажность зданий, материалы, из которых построены здания; типы покрытия дорог; виды и возраст лесных насаждений; скорость и направление течения рек; виды почвенного покрова характер и качество инженерных сооружений; грузоподъемность мостов и т. д. При дешифрировании рельефа выделяются основные формы рельефа, бровки обрывов и террас. Дешифрирование камеральным путем зна-

чительно облегчается с помощью стереоскопов, в которые рассматривается стереопара; видимая при этом модель местности создает более острое восприятие всех особенностей ландшафта местности.

§ 113. Применение аэрофотосъемки в строительстве

Кроме использования топографических карт, создаваемых аэрометодами для общегосударственного картографирования, в строительстве применяют аэрофотосъемку в крупных масштабах (1 : 500, 1:1000, 1:2000, 1:5000) для следующих целей: 1) для получения топографических карт, используемых при детальном проектировании новых или при реконструкции и эксплуатации существующих населенных мест, промышленных предприятий, отдельных сооружений; 2) трассирования и проектирования сооружений линейного типа; 3) изучения динамических процессов (направления скорости течения в водоемах, движения оползней, размывания и обрушения берегов водоемов, образования наносов и др.).

Следует отметить, что при аэрофотосъемке в масштабах 1:500, 1:1000, 1:2000 пока еще не удается определять формы и размеры сооружения и зданий с необходимой точностью из-за искажений, перспективы, разномасштабности верха и низа зданий и сооружений и отсутствия на снимках их полного изображения [106].

Для целей строительства могут быть использованы не только топографические карты, фотопланы, фотосхемы, но и создаваемые по аэрофотоснимкам цифровые и объемные модели местности. Координаты точек фотографируемой местности вычисляют в СССР с помощью ЭВМ «Урал», «Наири» и др. В настоящее время уже создан [6] комплекс программ для вычисления координат на более быстродействующих ЭВМ, таких, как М-220, БЭСМ-3, БЭСМ-6 и др. Комплекс разработан на языке «АЛГОЛ-60», причем координаты вычисляют по результатам измерений, выполненных с помощью радиогеодезических систем.

В СССР и за рубежом применяют цветную и спектрозональную аэрофотосъемку, материалы которой можно использовать при планировке населенных мест, учете лесов и др. Современная аэрофотосъемка позволяет получать самую подробную информацию не только о природе поверхности Земли, но и под ее поверхностью, а также в атмосфере. В частности, электронные методы аэрофотосъемки позволяют получать [50] изображение местности при любых метеорологических условиях, выявлять увлажненные почвы, уровни подземных вод, типы горных пород, покрытых наносами. Инфракрасная аэросъемка помогает в исследовании тепловых процессов на Земле (вулканическая деятельность, геотермальные воды, подземные пожары). Еще более значительный объем информации о Земле дает аэросъемка с искусственных спутников Земли.

ГЛАВА XV

ФИЗИЧЕСКОЕ НИВЕЛИРОВАНИЕ

§ 114. Барометрическое нивелирование

Барометрическое нивелирование основано на свойстве барометра изменять свои показания с измененнем его положения по высоте. Это свойство — следствие разницы в давлении атмосферы в точках, имеющих разные высоты.

Для вычисления превышений между нивелируемыми точками имеются полные и сокращенные барометрические формулы. В практике обычно пользуются сокращенными формулами и составленными для них барометрическими таблицами разных авторов — М. В. Певцова, А. С. Чеботарева, Л. С. Хренова, имеются также номограммы. В большинстве случаев пользуются следующей приближенной формулой:

$$h = k\left(1 + \alpha \frac{t_1 + t_2}{2}\right) \operatorname{tg} \frac{B_1}{B_2}, \qquad \text{(XV.1)}$$

где B_1 и B_2 — давление атмосферы в двух нивелируемых точках *1* и *2*; t_1 и t_2 — температура воздуха в тех же точках в момент нивелирования; $\alpha = \frac{1}{273}$ — коэффициент расширения воздуха; k — коэффициент, с помощью которого учитывается широта места, его средняя высота над уровнем моря, средняя величина давления, абсолютная влажность. По вычислениям, выполненным М. В. Певцовым, согласно полной барометрической формуле, $k = 18\,470$ при средней широте места 55°, средней высоте 250 м, среднем давлении 740 мм*, абсолютной влажности в летние месяцы 9 мм.

Путем преобразования формулы (XV.1) получены две другие применяемые в практике формулы, а именно:

$$h = \Delta H (B_1 - B_2), \qquad \text{(XV.2)}$$

где ΔH — барическая ступень высот, т. е. разность высот двух точек, соответствующая измененню давления на 1 мм рт. ст., причем

$$\Delta H = \frac{k}{B_{\text{ср}}}(1 + \alpha t_{\text{ср}})$$

и

$$h = \{(H_2') - (H_1')\} + \{(H_2') - (H_1')\}\, \alpha t_{\text{ср}}, \qquad \text{(XV.3)}$$

где H_1' и H_2' — приближенные высоты нивелируемых точек, помещаемые в барометрических таблицах, которые вычислены, исходя из того, что на уровне моря давление равно 760 мм при температуре 0° С. Второе слагаемое правой части формулы (XV.3) выражает

* 740 мм рт. ст. соответствуют 988 гектопаскалям (гПа).

величину поправки за температуру воздуха в момент нивелирования. Приближенные высоты вычислены по формулам

$$H_1' = k \lg \frac{760}{B_1},$$

$$H_2' = k \lg \frac{760}{B_2}.$$

Барометры применяются ртутные, барометры-анероиды (пружинные и беспружинные), дифференциальные (системы Д. И. Менделеева). Ртутные барометры применяют на геодезических работах лишь в качестве стационарных приборов, с показаниями которых сличают показания переносных приборов — анероидов и дифференциальных барометров. Показания этих последних должны быть приведены путем введения соответствующих поправок к показаниям ртутного барометра, т. е. к показаниям, выраженным в миллиметрах ртутного столба. С помощью ртутных барометров и анероидов можно определять не только превышения между точками, но и непосредственно отметки их относительно уровня моря. Дифференциальные барометры предназначены для определения превышений.

Для перёхода от показаний анероида к показаниям ртутного барометра пользуются формулой

$$B = A + a + bt + c(760 - A), \qquad (XV.4)$$

где B — показания ртутного барометра; A — показания анероида; a — поправка за смещение нуля шкалы анероида за период производства нивелирных работ; bt — температурная поправка, причем b — поправка на 1° температуры; t — температура анероида; c — поправка на одно деление шкалы за счет несоответствия между размерами делений и изменением давления. Величины поправок — a, b, c — определяют для каждого анероида в отдельности в особых бюро мер и измерительных приборов и записывают в паспорт прибора. Величины поправок проверяют систематически, так как они со временем изменяются вследствие воздействия на прибор толчков при перевозке и переноске его во время работы, а также изменения температуры.

Точность барометрического нивелирования значительно ниже точности геометрического и тригонометрического. Погрешности в отсчетах по миллиметровой шкале анероида могут достигать 0,2 деления шкалы, что означает погрешность в высоте точки 2 м. Кроме того, точность нивелирования снижается вследствие непостоянства атмосферного давления в одной и той же точке местности. Для повышения точности барометрического нивелирования в настоящее время пользуются микробарометрами, представляющими собой пружинные анероиды с особым оптическим устройством для отсчитывания по шкале с точностью 0,03—0,05 мм, т. е. 0,3—0,5 м высоты. Баронивелир конструкции В. В. Шулейкина (БН-4) позволяет фиксировать разности атмосферного давления с точностью до ±0,01 мм рт. ст.

Нашей промышленностью изготовляются анероиды БАММ, МД-49-2, МД-49-А, пружинные микробарометры ОМБ-1, МБНП, МБ-63, ОМБ-3П и струйный микробарометр СМБ. Сконструирован баропрофилограф [98] с радиотелеметрической системой, который

позволяет автоматически получать продольный профиль пути движения автомашины со скоростью до 40 км в час, со средней квадратической погрешностью в превышении ±0,15 м, при длине пути 2,5 км и разности высот до 4,5 м.

Борьба с влиянием непостоянства давления атмосферы ведется путем ограничения длины маршрутов нивелирования до 5 км; замыкания маршрутов в кольцо и распределения разности давления в первой точке (до начала и после прохождения маршрута) между всеми точками маршрута; устройства постоянной станции для наблюдений за ходом измерения атмосферного давления во время прохождения маршрута и последующего введения поправок в показания рабочих барометров; производства нивелирных работ в спокойные периоды атмосферного давления, в безветренную погоду, без гроз и ливней; синхронизации отсчетов на опорной и определяемой точках. С соблюдением всех этих условий можно ожидать, что погрешность в превышении между крайними точками не превысит 2 м. При несоблюдении этих условий погрешность может выходить за пределы 10 м.

В строительной практике барометрическое нивелирование может найти применение в горных и таежных районах для определения высот точек при геологических съемках, определения высот и уклонов горных рек в начальной стадии проектирования, определения в первом приближении отметок строительных площадок, трасс сооружений линейного типа, перенесения на местность проектного контура водохранилища по промежуточным отметкам с целью своевременной очистки ложа будущего водохранилища от леса. Последняя из указанных работ выполнялась с успехом на территории водохранилища Братской ГЭС на р. Ангаре, причем синхронизация отсчетов достигалась с помощью радиопередатчиков.

§ 115. Нивелиры-автоматы

Мысль о полной автоматизации нивелирных работ приводила многих изобретателей к созданию конструкций экипажей, при движении которых фиксировалось бы изменение высот местности по пути следования экипажа. Советскими изобретателями М. П. Леонтовским, Ф. Б. Дробышевым, М. А. Артановым, М. М. Губкиным, Е. В. Раабеном создавались конструкции нивелиров-автоматов в виде четырехколесных тележек или двухколесных «велосипедов». Принцип действия автоматов был основан на использовании физических законов природы — направления силы тяжести или горизонтального положения жидкости в сосуде (Раабен).

Так как нивелирование автоматами основано и на использовании механических устройств, имеющихся в этих нивелирах, то нивелирование автоматами можно назвать также механическим.

Нивелиры-автоматы дают готовый профиль местности и позволяют выполнять работу со значительной скоростью почти при любой погоде. Эти нивелиры пока не получили распространения в практике, возможно, в связи с тем, что для прохождения нивелира требуются особые условия местности, а точность работ ниже, чем при геометрическом нивелировании. Нивелир М. А. Артанова давал результаты с погрешностью в среднем 15—30 см на 1 км хода при продвиге 15 км в день.

За последнее время коллективами изобретателей (Л. А. Малкин, В. И. Арест, В. Е. Тябин, В. И. Шиллингер) разработано несколько конструкций высотомеров-автоматов, приспособленных к автомобилю. Аналогичный прибор выпущен и в США. Высотомеры-автоматы применяют при геологических и геоморфологических изысканиях и исследованиях. В этих приборах используется также направление силы тяжести, фиксируемое при помощи свободно подвешенного (например, на шарнире Гука) груза. Некоторые из высотомеров-автоматов не только позволяют отсчитывать превышения и высоты, но и дают изображение (на фотоленте) профиля пути автомобиля. Электронно-механическим высотомером АВА (МИИГАиК), смонтированным на трехколесной тележке, нивелирование по маршруту производилось со скоростью передвижения до 10 км в час, когда тележку передвигал тягач ГАЗ-69. При ручном перемещении тележки скорость продвижения до 5 км. Из опыта нивелирования этим высотомером установлено, что средняя квадратическая погрешность в отметке точки маршрута длиной 10 км, проложенного дважды между опорными реперами, равна $\pm$ 20 см.

К конструкциям последнего времени относится нивелир-автомат А. А. Леоновича и М. З. Скока. Имеется опыт автоматического нивелирования с помощью лазера [15].

§ 116. Гидростатическое нивелирование

Этот вид нивелирования основан на использовании свойств уровней жидкости в сообщающихся сосудах. Гидростатический нивелир представляет собой две или систему стеклянных трубок со шкалами, соединенных между собой резиновым шлангом. Зная отметку нуля шкалы одной из трубок, например трубки *A* (рис. 114), можно определить по положению уровня жидкости в других трубках превышения и отметки нулей остальных трубок. В качестве жидкости обычно используется кипяченая вода.

Имеются различные конструкции приборов для гидростатического нивелирования. Прибор К. Терцаги для измерения осадок сооружений и горных пород в подземных выработках (рис. 115) состоит из двух стеклянных трубок 2 диаметром 25 мм, высотой 16 см и соединяющего шланга *3*. Каждая из трубок прикреплена сверху и снизу к металлической пластинке *4*. В пластинке сверху имеется отверстие для подвешивания прибора на стержень *1*, ввернутый в высотную марку, которой обозначается нивелируемая точка (на рис. 116 — точки *I* и *II*). Отсчетными приспособлениями служат рейка с миллиметровыми делениями (заканчивающаяся острием) и счетный барабан с нониусом, позволяющим отсчитывать с точностью до 0,01 мм.

Рейку с помощью кремальеры устанавливают вертикально острием на поверхности жидкости в трубке. На рис. 116 обозначены: l_1 и l_2 — длины реек; s_1 и s_2 — расстояния между нивелируемой точкой и уровнем жидкости в трубках *1* и *2*; c_1 и c_2 — расстояния от нивелируемой точки до верха латунного кольца, надетого на трубку; a_1 и a_2 — отсчеты по рейке, равные длине части трубки, выступающей из латунного кольца. При нивелировании после производства первых отсчетов a_1 и a_2 трубки меняют местами и берут

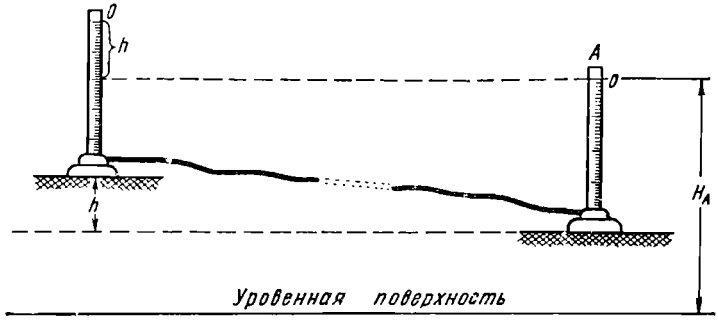


Рис. 114. Гидростатическое нивелирование

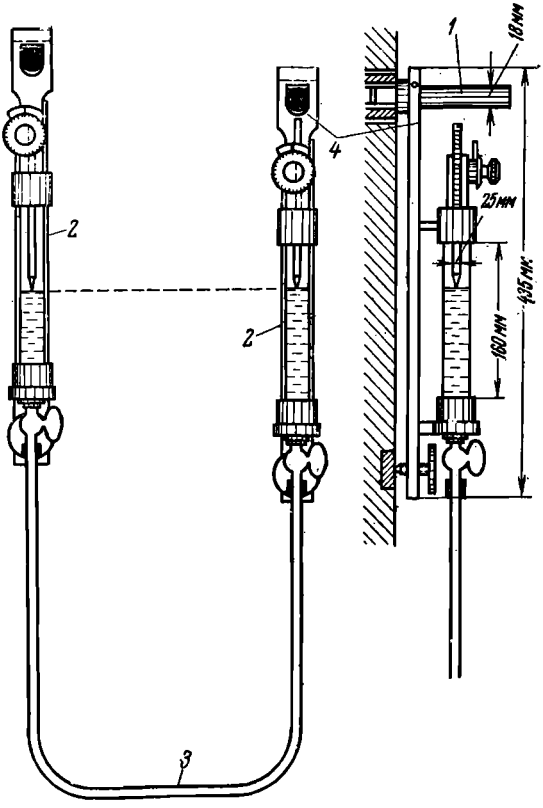


Рис. 115. Гидростатический прибор К. Терцаги

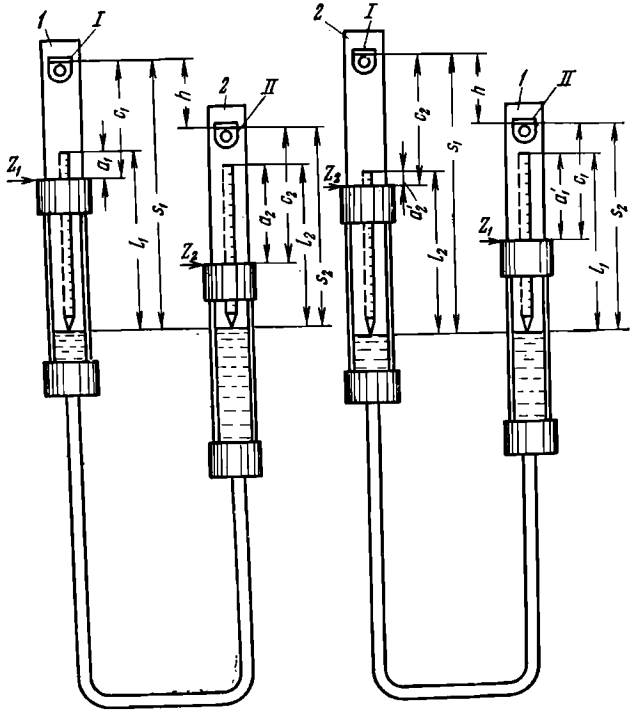


Рис. 116. Схема нивелирования прибором К. Терцаги

вторые отсчеты a'_1 и a'_2. Тогда превышение между точками *I* и *II* будет

$$h = \frac{(a'_1 - a'_2) + (a_2 - a_1)}{2}. \qquad \text{(XV.5)}$$

Средняя квадратическая погрешность в превышении, вызванная погрешностями отсчитывания, при исследованиях оказалась равной ±0,05 мм.

Для измерения величин осадок одновременно во многих точках применяют *гидростатические системы*, состоящие из пьезометров — стеклянных измерительных трубок *2* с внутреннм диаметром 8—10 мм, питающих резервуаров *1* (не менее двух) и соеднительного шлаига *3* (рис. 117). Для устранения влияния систематических погрешиостей все это объединяется в один замкнутый контур. Пьезометры прикрепляют в разных частях сооруженпя (или подземной выработки) и наполняют их через резервуары подкрашенной дистиллированной водой с добавкой в нее спирта (бутилового или

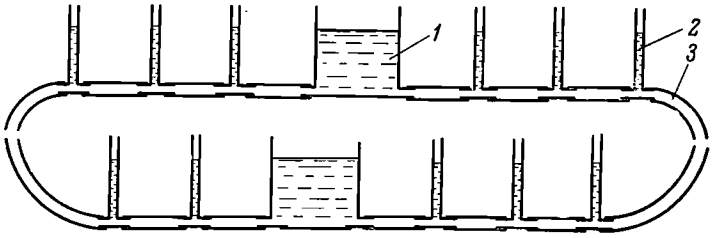


Рис. 117. Гидростатическая система

анилового), чтобы предупредить появление в трубках водорослей. Чтобы не было провисания шланга, которое снижает точность работ, его укладывают в желоб примерно на уровне нижней части трубок. Во избежание влияния изменений температуры жидкости в шланге и трубках на точность работ отсчеты (по миллиметровой шкале трубок) берут по всем трубкам одновременно.

Источниками случайных и систематических погрешностей при гидростатическом нивелировании могут быть: 1) невертикальность измерительных трубок; 2) изменение температуры жидкости в процессе снятия отсчетов; 3) погрешности отсчетов; 4) неточность фиксации острия рейки с поверхностью жидкости; 5) изменение начальных отметок уровня жидкости в трубках вследствие осадок самих трубок.

Гидростатические приборы применяют не только для измерения величин осадок. В промышленном и жилищном строительстве для монтажа строительных конструкций и установки их в вертикальное положение применяют «строительный уровень» конструкции А. И. Выпова [8], состоящий из двух соединенных шлангом реек, в пазах которых находятся стеклянные измерительные трубки. Для укладки строительных конструкций в горизонтальное положение применяют аналогичного устройства «горизонтальный уровень».

Для выверки установки конструкций в вертикальном положении пользуются «вертикальным уровнем», представляющим собой деревянную рейку с вмонтированными в нее пятью стеклянными трубками, соединенными между собой в виде пятиугольника.

Для укладки трубопроводов с самотечным течением жидкости Д. Н. Кавунец предложил разработанную им конструкцию гидронивелира, состоящую из двух реек с измерительной трубкой в каждой из них. Нивелирование по поверхности земли на участке с большими уклонами и большими разностями высот (до 16 м) может выполняться с высокой точностью двухжидкостным (ртутно-водяным) нивелиром конструкции К. А. Маружко [22].

Гидростатическое нивелирование применяется и при монтаже направляющих путей холодной обработки стекла, где требуется высокая точность работ, выражающаяся десятыми долями миллиметра. В одной из конструкций таких нивелиров, изготовленной в Московском институте инженеров геодезии, аэрофотосъемки и картографии, жидкостью была не вода, а ртуть.

Наблюдения за осадками Красноярской гравитационной плотины выполнялись специально сконструированным гидростатическим устройством [95], состоящим из системы нержавеющих труб, полихлорвиниловых труб, осадочных марок и микроизмерителей. Контакт щупа микроизмерителя с поверхностью жидкости сигнализируется появлением света электролампочки. Погрешности нивелирования выражаются сотыми долями мм.

На тепловых электростанциях, т. е. в сложных тепловых условиях, применялся нивелир-компенсатор [23]. Пьезометрические трубки в нем заключены в трубки, заполненные глицерином, который ослабляет влияние изменения температуры и давления на положение уровня в пьезометрических трубках.

Гидростатическое нивелирование было выполнено в 1969 г. по связи Кронштадтского футштока с материком, через водное пространство шириной около 5 км, с глубинами до 12 м. Суммарное влияние случайных и систематических погрешностей оказалось равным +0,76 мм [113].

Часть III
ПОЛЬЗОВАНИЕ ПЛАНОМ И КАРТОЙ

ГЛАВА XVI
ОСНОВНЫЕ СВЕДЕНИЯ О ПЛАНАХ И КАРТАХ

§ 117. Координатные сетки на планах и картах. Изображение рельефа

Если съемку ведут в условной системе координат, т. е. на основе опорной сети, не связанной с государственной сетью, то в результате съемки получается план. Такие случаи в СССР стали сравнительно редки. Как правило, съемки ведут на основе государственной опорной сети в проекции Гаусса. Карты, составленные в этой проекции, имеют настолько малые искажения за счет сфероидичности Земли, что ими в большинстве случаев можно пренебречь. В этом смысле между планом и такой картой нет никакой разницы.

На каждом листе карт масштабов от 1 : 100 000 до 1 : 2000 изображаются координатные сетки двух систем координат — географических и плоских прямоугольных Гаусса. Сетка географических координат обозначается линиями меридианов и параллелей, сетка прямоугольных координат — сеткой квадратов. Каждый лист карты этих масштабов ограничивается линиями западного и восточного меридианов и линиями южной и северной параллелей, составляющих *рамку* листа, форма которой представляет собой трапецию.

На сторонах рамки листов карт масштабов 1 : 100 000—1 : 10 000 показывают деления, соответствующие одной минуте широты и одной минуте долготы (рис. 118).

На картах масштабов 1 : 5000—1 : 500 допускается квадратная или прямоугольная разграфка.

Сетка прямоугольных координат на картах масштабов 1 : 10 000—1 : 50 000 представляет собой сетку квадратов со сторонами, соответствующими 1 км на местности (километровая сетка), а на картах масштаба 1 : 100 000 — 2 км. На картах масштабов 1 : 5000—1 : 500 стороны квадратов сетки равны 10 см.

У углов рамки листа карты указываются их широты и долготы. При квадратной разграфке карт подписывают плоские прямоугольные координаты углов рамки.

Выходы линий координатной сетки на топографических картах подписывают выраженными в километрах значениями абсцисс (выходы горизонтальных линий) и преобразованных ординат (выходы вертикальных линий). Координаты отнесены к зональной системе. Кроме того, на всех листах карты, расположенных до 30′ к востоку от крайнего западного меридиана зоны, за пределами рамки показывают выходы километровой сетки соседней зоны.

Рельеф на топографических картах СССР изображают горизонталями, высота сечения которых зависит от масштаба карты и от характера рельефа: чем круче скаты, тем она больше. Ниже приводятся принятые в СССР значения высот сечения на топографических картах и планах:

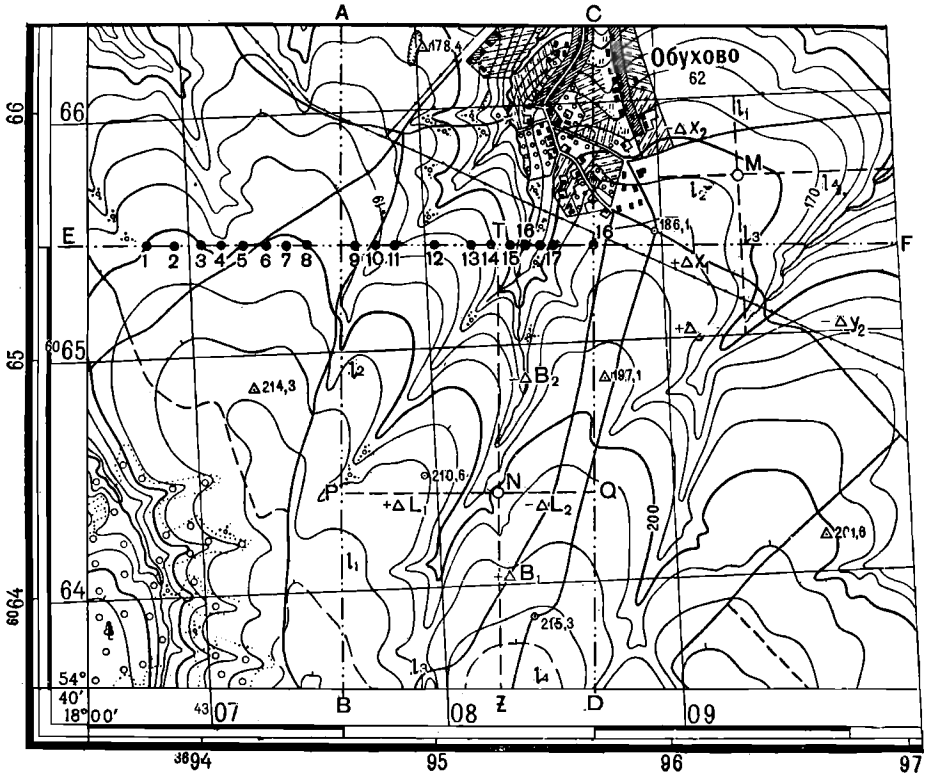


Рис. 118. Юго-западная часть листа топографической карты 1 : 25000

0,25; 0,5; 1 м	на планах масштабов			1:5000 и 1:1000
0,5; 1; 2 м	»	»	»	1:2000
1; 2; 5 м	»	»	»	1:5000
1; 2,5; 5; 10 м	»	»	»	1:10 000
2,5; 5; 10 м	»	»	»	1:25 000
10; 20 м	»	»	»	1:50 000
20; 40 м	»	»	»	1:100 000

§ 118. Разграфка и номенклатура листов топографических карт СССР

Для удобства съемки, печатания, пользования и хранения топографическая карта любого масштаба делится на отдельные листы, имеющие общие между собой границы — меридианы и параллели. Таким образом, каждый лист топографической карты представляет собой трапецию, которой присваивается наименование или, как принято говорить, номенклатура. Основой обозначения листов топографических карт является международная разграфка и номенклатура листов карты масштаба 1 : 1 000 000. На каждом листе этой карты изображают территорию, ограниченную меридианами через 6° по долготе (колонна) и параллелями через 4° по широте (ряд или пояс). Каждый ряд обозначается заглавной буквой латинского алфавита, начиная от экватора, к северу и к югу от него, а каждая колонна занумерована арабскими цифрами, начиная от меридиана с долготой 180°, в направлении, возрастающем против движения часовой стрелки (рис. 119).

Буква, соответствующая ряду, и номер колонны составляют номенклатуру листа карты масштаба 1 : 1 000 000, например N-37 (лист карты, на котором изображена Москва).

Один лист топографической карты масштаба 1 : 100 000 получается путем деления меридианами и параллелями на 144 части одного листа карты масштаба 1 : 1 000 000 (рис. 120, *а*). Поэтому размеры листа карты масштаба 1 : 100 000 по долготе 30′, по широте — 20′. Для обозначения такого листа к номенклатуре листа карты масштаба 1 : 1 000 000 присоединяется номер данного листа (от 1 до 144), например заштрихованный лист на рис. 120, *а* имеет номенклатуру М-38-112.

Далее лист карты масштаба 1 : 100 000 делят меридианами и параллелями на четыре листа *А*, *Б*, *В*, *Г* карты масштаба 1 : 50 000 с размерами по долготе 15′, по широте 10′, в свою очередь, для получения масштаба карты 1 : 25 000 лист карты масштаба 1 : 50 000 делят на четыре части, обозначаемые *а*, *б*, *в*, *г* с размерами 7,5′ по долготе и 5′ по широте; одному листу карты масштаба 1 : 25 000 соответствуют четыре листа (*1*, *2*, *3*, *4*) карты масштаба 1 : 10 000 с размерами 3,75′ по долготе и 2,5 по широте (рис. 120, *б*). Образцы номенклатуры листов карт масштабов:

1 : 50 000 . . . . . М-38-112-Б
1 : 25 000 . . . . . М-38-112-Б-г
1 : 10 000 . . . . . М-38-112-Б-г-4

Лист топографической карты масштаба 1 : 5000 получают путем деления меридианами и параллелями одного листа карты масштаба 1 : 100 000 на 256 частей (рис. 120, *в*) с размерами 1′25,5″ по долготе и 1′15″ по широте; лист топографической карты масштаба 1 : 2000 получают путем деления меридианами и параллелями одно-

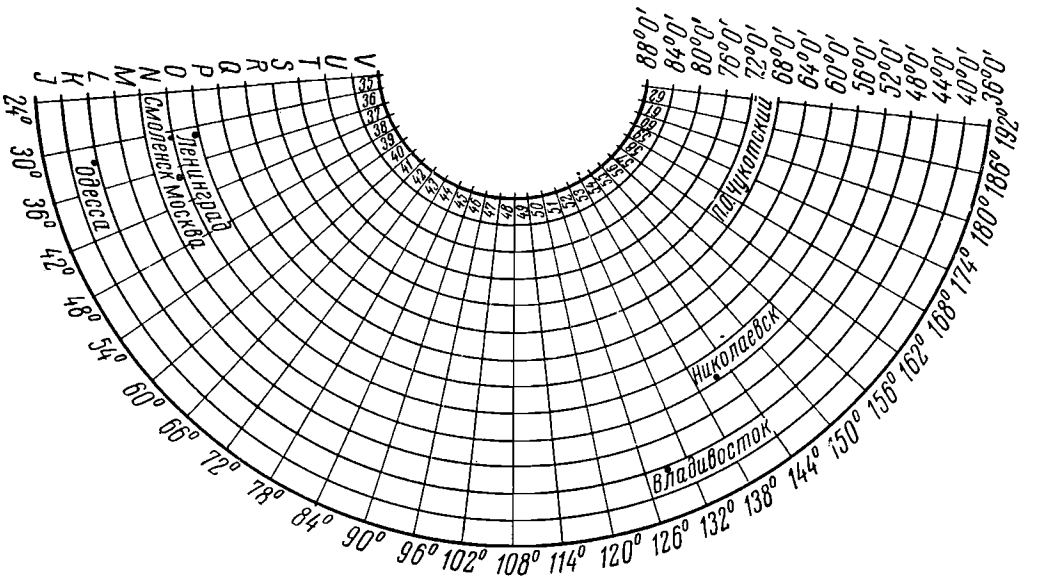
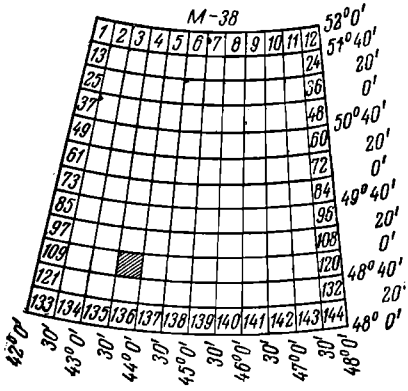
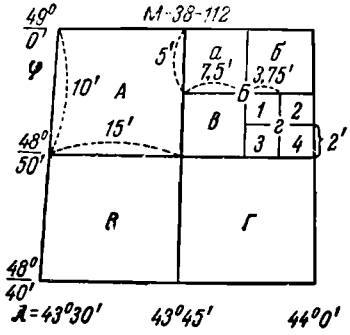


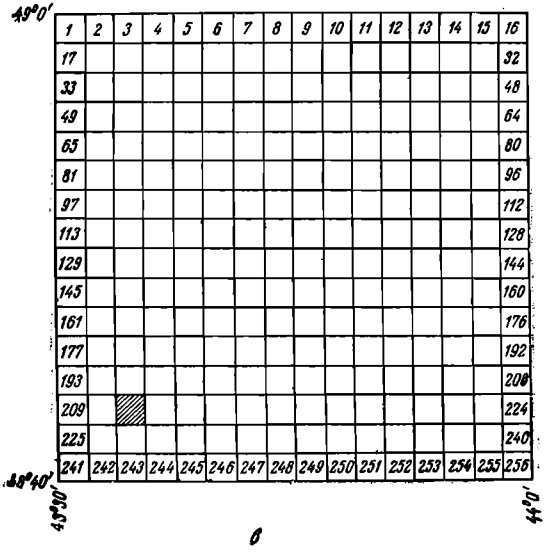
Рис. 119. Разграфка и номенклатура листов карты масштаба 1 : 1 000 000


M-38
52°0'
51°40'
20'
0'
50°40'
20'
0'
49°40'
20'
0'
48°40'
20'
48° 0'
42°0'
30'
43°0'
30'
44°0'
30'
45°0'
30'
46°0'
30'
47°0'
30'
48°0'

а


M-38-112
49°
0'
φ
10'
A
5'
а
7,5'
б
3,75'
Б
В
1
2
3
4
2'
15'
48°
50'
R
Г
48°
40'
λ=43°30'
43°45'
44°0'

б


49°0'
48°40'
43°30'
44°0'

в

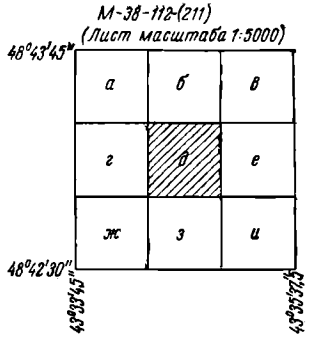


Рис. 120. Разграфка и номенклатура топографических карт

го листа карты масштаба 1 : 5000 на девять частей (*а*, *б*, *в*, *г*, *д*, *е*, *ж*, *з*, *и*) (рис. 120, *г*) с размерами 37,5″ по долготе и 25″ по широте. Номенклатура листов, заштрихованных на рис. 120, *в*, *г*, такова:

1:5000 . . . . . M-38-112-(211)
1:2000 . . . . . M-38-112-(211-д)

Листы карт масштабов 1 : 1000 и 1 : 500 ограничивают квадратными рамками обычно размером 50×50 см. Номенклатура каждого листа этих карт состоит из значения долготы осевого меридиана данной зоны и зональных координат юго-западного угла рамки, выраженных в километрах, например 42°+5250 — 18, где 42° — долгота осевого меридиана, +5250 км — абсцисса, а 18 км — ордината

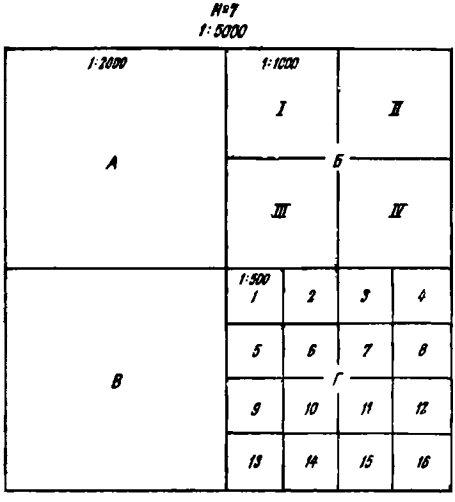


Рис. 121. Разграфка и номенклатура листов топографических карт в квадратных рамках

угла рамки.

При городском, поселковом и промышленном строительстве Инструкция Госстроя допускает применение квадратных рамок следующих размеров: 40×40 см для планов масштаба 1 : 5000 и 50× ×50 см для планов масштабов 1 : 2000—1 : 500.

За основу разграфки и номенклатуры листов этих карт рекомендуется принимать листы карты масштаба 1 : 5000 (рис. 121). Рамки листов карты масштаба 1 : 2000 получаются путем деления листа карты масштаба 1 : 5000 на четыре равные части, обозначаемые буквами *А*, *Б*, *В*, *Г*. Рамки листов карты масштаба 1 : 1000 получаются путем деления листа карты масштаба 1 : 2000 на четыре равные части, обозначаемые цифрами I, II, III, IV. Рамки листов карты масштаба 1 : 500 получаются путем деления листа карты масштаба 1 : 2000 на шестнадцать равных частей, обозначаемых арабскими цифрами. Таким образом, номенклатура листов планов указанных масштабов выглядит так:

1:2000 . . . . . 7-Г
1:1000 . . . . . 7-Г-IV
1:500 . . . . . 7-Г-16

Если съемка выполнялась в местной системе координат, то разграфку планов на отдельные листы и их номенклатуру устанавливают, исходя из удобства пользования планами.

§ 119. Точность и подробность изображения местности на планах и картах

Пределом графической точности карты и плана считается величина, равная 0,1 мм. Если выразить ее согласно масштабам планов и карт в метрах местности, то будем получать так называемую точность масштаба (см. § 61). Точность изображения на карте ситуации местности характеризуется устанавливаемыми в инструкциях ГУГК и Госстроя средними и предельными погрешностями в положении на плане или карте предметов и контуров местности относительно ближайших точек геодезического съемочного (рабочего) обоснования. Так, в Инструкции ГУГК для масштабов 1 : 5000 и 1 : 2000 соответственно предельная погрешность установлена 1,2 и 0,8 мм (см. § 105). Если еще учитывать предельные погрешности в положении на карте точек съемочного обоснования относительно точек главной геодезической опоры (0,2 мм в открытых районах и 0,4 мм в лесных районах), то предельная погрешность Δl в расстоянии на карте между двумя точками контуров и предметов местности будет по правилам теории ошибок равна

$$\Delta l = \sqrt{M_1^2 + M_2^2 + M_3^2 + M_4^2},$$

где M_1 и M_2 — предельные погрешности в положении контуров; M_3 и M_4 — предельные погрешности в положении точек съемочного обоснования.

Примеры (расчеты сделаны по данным Инструкции ГУГК по топографическим съемкам масштабов 1 : 5000 и 1 : 2000).

1) для наиболее важных контуров в открытых районах

$$\Delta l = \sqrt{0{,}8^2 + 0{,}8^2 + 0{,}2^2 + 0{,}2^2} = \pm 1{,}16 \text{ мм} \approx 1{,}2 \text{ мм};$$

2) для наиболее важных контуров в лесных районах

$$\Delta l = \sqrt{0{,}8^2 + 0{,}8^2 + 0{,}4^2 + 0{,}04^2} = \pm 1{,}25 \text{ мм} \approx 1{,}2 \text{ мм};$$

3) для обычных контуров и предметов, имеющих определенные границы, в открытых районах

$$\Delta l = \sqrt{1{,}2^2 + 1{,}2^2 + 0{,}2^2 + 0{,}2^2} = \pm 1{,}72 \text{ мм} \approx 1{,}7 \text{ мм};$$

4) для обычных контуров и предметов, имеющих определенные границы, в лесных районах

$$\Delta l = \sqrt{1{,}2^2 + 1{,}2^2 + 0{,}4^2 + 0{,}4^2} = \pm 1{,}79 \text{ мм} \approx 1{,}8 \text{ мм}.$$

Погрешности во взаимном положении контуров с неясно выраженными границами могут превышать приведенные предельные погрешности. Но нетрудно видеть, что в данном случае погрешности съемочного обоснования не имеют практического значения.

Степень подробности изображения на картах контуров местности характеризуется установленными инструкциями ГУГК наименьшими подлежащими съемке размерами площади контура (см. § 105). Лишь в случае особых требований необходимые контуры показываются независимо от площади.

Выступы и искривления границ контура, если они на карте менее 0,3 мм, не снимаются и не изображаются на картах.

Следовательно, чем мельче масштаб карты, тем больше погрешности во взаимном расположении контуров, тем меньше подробностей и деталей в изображении контуров на карте.

Точность и степень подробности изображения на топографических картах рельефа характеризуется приведенными в инструкциях ГУГК и инструкции Госстроя высотой сечения рельефа горизонталями (см. § 117) и допустимыми погрешностями (см. § 105) в высотах точек, определяемых по горизонталям на карте.

Карта может устареть, т. е. изображенный на ней ландшафт несоответствует тому, что в действительности есть на местности в момент использования карты. Причина старения карты не только в сроке ее существования, но и в степени интенсивности происходящих изменений в ситуации и рельефа местности. Хотя топографические карты СССР систематически обновляются по плану общегосударственного картографирования, все же перед строительными организациями может возникнуть задача обновления карт территории строительства. При больших изменениях в ландшафте, происходящих с момента выпуска карты в свет, обновление осуществляют с помощью аэрофотосъемки. При небольших изменениях в ландшафте карту обновляют с помощью мензульной либо тахеометрической съемки.

ГЛАВА XVII

РАБОТА С ТОПОГРАФИЧЕСКОЙ КАРТОЙ

§ 120. Выбор масштаба карты для целей строительства

Выбор масштаба карты для изысканий и проектирования обусловливается двумя обстоятельствами: 1) необходимостью иметь на карте изображение ситуации и рельефа с достаточной для проектирования и изысканий точностью и подробностью; 2) необходимостью изображать на карте запроектированные здания и сооружения с достаточной степенью детализации.

В настоящее время масштабы топографических карт для многих видов проектных работ выбирают на основе опыта проектирования. Кроме того, масштабы топографических съемок, а следовательно, и топографических карт для разного вида проектирования предусмотрены в инструкциях ГУГК, инструкции Госстроя [142], инструкции Министерства строительства электростанций и др.

Опыт проектных работ и указания инструкций, несомненно, облегчают выбор наиболее целесообразного масштаба топографической карты, но не освобождают от необходимости выполнения анализа и расчетов по выбору масштаба карт, учитывая в каждом отдельном случае конкретные физико-географические условия района строительства, особенности самого строительства и величины допускаемых погрешностей в проектировании. При этом приходится учитывать, что рекомендуемые в инструкции масштабы взяты из практики проектирования и не во всех случаях имеют строгое теоретическое обоснование.

Нередко бывает, что масштаб карты, удовлетворяющий всем требованиям со стороны точности и подробности изображения ситуации и рельефа, оказывается недостаточно крупным для того, чтобы изобразить на карте с необходимой детализацией объекты строительного проектирования. В таких случаях поступают следующим образом: если имеются карты всех желательных масштабов, то выбрать следует такую из них, которая удовлетворяет условиям необходимой детализации строительного чертежа. Избыток точности выбранной карты не повредит качеству строительного проектирования. Если же готовой карты такого масштаба не окажется, то прежде чем поднимать вопрос о съемке местности в масштабе, в котором желательно изображать строительный чертеж, следует изучить имеющиеся карты более мелкого масштаба и, если среди них найдется карта, удовлетворяющая требованиям точности и подробности избражения ситуации и рельефа, то эту карту нужно увеличить пантографированием или фотомеханически до нужного для строительного чертежа масштаба.

Изучение (анализ) имеющихся топографических карт выполняют совместно строитель и геодезист в такой последовательности:

1) составляют полный перечень строительных и изыскательских задач, решаемых по топографической карте;

2) выделяют ту задачу из общего перечня, которая предъявляет наиболее строгие требования к точности и подробности изобра-

жения на карте ситуации и рельефа и, следовательно, диктует необходимый масштаб карты;

3) устанавливают величины допускаемых погрешностей в решении строительной задачи, диктующей необходимый масштаб карты;

4) подсчитывают ожидаемые погрешности картометрических работ, выполнение которых необходимо в связи с решением данной строительной задачи.

К основным геодезическим материалам, используемым в практике строительного проектирования, относятся:

1) топографические карты территорий, занимаемых под строительство и смежных с ними;

2) продольные и поперечные профили трасс сооружений линейного типа (пути сообщения, каналы, трубопроводы, линии электропередачи и др.), городских улиц, заводских проездов;

3) продольные профили рек;

4) каталоги координат и отметок точек геодезической опорной сети, расположенной в районе строительства.

Целесообразные масштабы топографических карт и профилей, а также точность геодезической опорной сети предопределяются размерами застраиваемой территории, степенью сложности планировки строительства, видом строительства (городское, промышленное, гидротехническое), размерами и назначением сооружений, стадией проектирования.

Исчерпывающих теоретических оснований для выбора масштаба топографической карты, используемой при строительстве, и для установления требований строительства к точности геодезической опорной сети пока еще нет. Однако в практике строительного проектирования проверены и используются следующие топографические материалы.

В городском и промышленном строительстве:

а) топографические карты одного из масштабов (1 : 100 000, 1 : 50 000, 1 : 25 000) для выбора территории под строительство города или промышленного предприятия;

б) топографические карты масштаба 1 : 10 000 или 1 : 25 000 на территорию, выбранную для строительства и прилегающую к ней, для составления технико-экономической схемы города или промышленного предприятия с отходящими от них коммуникациями;

в) топографические карты масштаба 1 : 5000 или 1 : 10 000 для составления основного проекта планировки города или промышленного предприятия (опорного генерального плана), служащего основой для разработки проекта детальной планировки застройки и благоустройства территории. На генеральном плане изображаются: городские кварталы со всеми сооружениями и зданиями, места расположения площадей, спортивных сооружений, рынков, парков, городских или заводских путей сообщения и других видов коммуникаций;

г) топографические планы масштаба 1 : 2000 для составления проекта детальной планировки, на котором устанавливается положение красных линий — кварталов, площадей, улиц и проездов, промышленных площадок и отдельных цехов, общественных сооружений и зданий и др., а также для составления в стадии проектного задания проекта застройки и проекта озеленения города или промышленного предприятия;

д) топографические планы масштаба 1 : 500 для составления

рабочих чертежей застройки и вертикальной планировки и озеленения. Для составления рабочих чертежей проекта промышленного предприятия обычно ограничиваются планом масштаба 1 : 1000;

е) продольные профили трасс городских (масштабы: горизонтальный 1 : 1000, вертикальный 1 : 100) и загородных (масштабы: горизонтальный 1 : 2000, вертикальный 1 : 200) коммуникаций. Поперечные профили к трассам строят в одинаковых горизонтальном и вертикальном масштабах (1 : 100 или 1 : 200).

В гидроэнергетическом строительстве:

а) топографические карты одного из масштабов — 1 : 25 000, 1 : 50 000 или 1 : 100 000 — для проектирования крупных водохранилищ, для выбора направления трасс каналов, гидротехнических тоннелей, путей сообщения, линий электропередачи, для составления геологических карт;

б) топографические карты масштаба 1 : 10 000 для проектирования малых водохранилищ и для составления геологической карты на участке, где расположены сооружения гидроузла, а также на месте образования оползней и карста в пределах водохранилища;

в) топографические карты масштаба 1 : 5000 или 1 : 10 000 на территорию предварительной разведки строительных материалов;

г) топографические планы масштаба 1 : 2000 для детальной разведки строительных материалов;

д) топографические планы масштаба 1 : 2000 или 1 : 1000 для проектирования сооружений гидроузла (плотины, ГЭС, шлюзов, головных сооружений канала или водозабора и др.);

е) продольный профиль реки для проектирования каскада ГЭС. Профили строят обычно сокращенные, в масштабах: горизонтальном от 1 : 100 000 до 1 : 1 000 000 и вертикальном 1 : 100—1 : 200;

ж) продольные профили по трассам линий электропередачи высокого напряжения, путем сообщения, каналов и гидротехнических туннелей в масштабах: горизонтальном 1 : 5000 и вертикальном 1 : 500.

§ 121. Деформация бумаги карт и планов

Бумага со временем деформируется, в частности под воздействием температуры и влажности. При печатании карт на машине бумага удлиняется до 1,6% в направлении ее движения и укорачивается до 2% в поперечном направлении. Все эти обстоятельства требуют изучения и учета деформации бумаги при проведении на ней измерений и особенно в процессе проектирования по карте инженерных сооружений и застройки. Так как картометрические работы сводятся к измерению линий, углов (или направлений) и площадей, то соответственно различают и виды деформаций — *линейную, угловую и деформацию площади.* Для учета влияния всех видов деформаций достаточно изучить линейную деформацию.

Линейную деформацию определяют путем тщательного измерения длин линий координатной сетки по оси x и по оси y и сравнения этих длин с теоретическим их значением. Величину деформации выражают в процентах. Если v_x и v_y — расхождения в длинах Δx и Δy линий координатной сетки, а v_l — расхождение в длине линии l (рис. 122), то деформацию получим равной

$$p\% = \frac{v_x}{\Delta x} 100\%,$$
$$q\% = \frac{v_y}{\Delta y} 100\%,$$
$$r\% = \frac{v_l}{l} 100\%. \qquad \text{(XVII.1)}$$

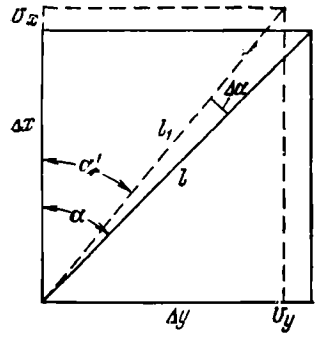


Рис. 122. Деформация бумаги

Точное значение длины l не всегда известно, и поэтому r можно вычислить по формуле

$$r = p\cos^2\alpha + q\sin^2\alpha, \qquad \text{(XVII.2}$$

где α — дирекционный угол линий; p и q — деформация бумаги в направлении осей координат, выраженная в процентах.

Велнчину угловой деформации вычисляют по формуле

$$d\alpha = \frac{1}{200}\rho\sin 2\alpha\,(q - p), \qquad \text{(XVII.3)}$$

где ρ — значенне радиана в той угловой мере, в какой желают вычислить $d\alpha$ (обычно в минутах либо в секундах).

Знак $d\alpha$ зависнт от знака разиостн $(q-p)$. Из формулы (XVII.3) видно, что при $\alpha=0$ и $\alpha=90°$ угловая деформация $d\alpha=0$. Прн $\alpha=45°$ и $\alpha=135°$ она максимальная.

В этом случае

$$d\alpha = \frac{1}{200}\rho\,(q - p). \qquad \text{(XVII.4)}$$

Деформацию площади ds вычисляют по формуле

$$ds = p + q. \qquad \text{(XVII.5)}$$

Так как деформация в пределах листа карты происходит неравномерно, то либо вычисляют ее среднее значенне из результатов определений на разных участках листа, либо учитывают деформацню на каждом участке, в пределах которого ведутся картометрические работы.

Примеры. 1. Определить линейную деформацию бумаги карты по направлению осей координат, если по измерениям линии сетки оказались по оси x...202,0 мм, по оси y...197,6 мм при правильной длине 200 мм.

Получнм:

$$v_x = 202{,}0 \text{ мм} - 200 \text{ мм} = +2{,}0 \text{ мм};$$
$$v_y = 197{,}6 \text{ мм} - 200 \text{ мм} = -2{,}4 \text{ мм};$$
$$p_x = \frac{+2{,}0\cdot 100}{200} = +1\%;$$
$$q_y = \frac{-2{,}4\cdot 100}{200} = -1{,}2\%.$$

2. Определить величину линейной деформации по направлению линии, точное значение длины которой неизвестно, но известны величины деформаций p и q по осям координат, а также дирекционный угол α данной линии.

Пусть $p=+1\%$, $q=-1{,}2\%$, $\alpha=45°$.

$$r\% = 1\cos^2 45° - 1{,}2\sin^2 45° = 1\cdot 0{,}71^2 - 1{,}2\cdot 0{,}71^2 = 0{,}504 -$$

$$-0{,}605 = -0{,}101 = -0{,}1\%.$$

3. Определнть величину угловой деформации для направления, имеющего дирекционный угол 45°, если деформации по осям координат равны $p=+1{,}0\%$, $q=-1{,}2\%$.

$$d\alpha = \frac{1}{200} 3438 \sin 90° (-1{,}2 - 1) = 17{,}19\cdot 1 (-2{,}2) = -37{,}8'.$$

4. Определить величину деформации площади, если деформации в направлениях осей координат равны $p=+1{,}0\%$, $q=-1{,}2\%$.

$$ds = -0{,}2\%.$$

Поправки за деформацию следует во всех приведенных случаях вводить со знаками, противоположными полученным значениям деформаций. В некоторых случаях картометрические работы можно выполнять так, что влияние деформации бумаги карты будет автоматически исключаться. Так, при графическом определении координат точки M (см. рис. 118) следует измерить не одно, а два расстояния от ближайших координатных линий, например l_1 и l_3 — по осн абсцисс и l_3 и l_4 — по оси ординат.

Тогда приращения координат можно вычислить от обеих блнжайших линий координатной сетки (т. е. с контролем) по формулам

$$\left.\begin{aligned} -\Delta x &= \frac{1000 \text{ м}}{l_1 + l_3} l_1; & +\Delta x &= \frac{1000}{l_1 + l_3} l_3, \\ +\Delta y &= \frac{1000 \text{ м}}{l_2 + l_4} l_2; & -\Delta y &= \frac{1000 \text{ м}}{l_2 + l_4} l_4. \end{aligned}\right\} \quad \text{(XVII.6)}$$

Чтобы автоматически исключить влияние деформации при определении площади планиметром, цену деления планиметра определяют, пользуясь тем квадратом координатной сетки карты, который расположен в пределах определяемой площади. Если площади охватывают несколько квадратов, то цену деления целесообразно определять по измерениям нескольких квадратов и для подсчета площади пользоваться средним значением из полученных результатов.

Для уменьшения деформации бумаги принято наклеивать планы и карты, используемые для строительного проектирования, на жесткую основу, обычно на фанеру. Карты и планы, наклеенные на ткань, деформируются больше, чем ненаклеенные вообще.

§ 122. Определение по карте прямоугольных координат точки

Из определяемой точки M (см. рис. 118), пользуясь выверенным прямоугольным треугольником, опускают перпендикуляры l_1 и l_2 на две ближайшие стороны квадрата сетки и получают:

$$x_M = 6065 \text{ км} + \Delta x_1 = 6066 \text{ км} - \Delta x_2;$$

$$y_M = 309 \text{ км} + \Delta y_1 = 310 \text{ км} - \Delta y_2.$$

Чтобы автоматически исключить влияние деформации бумаги плана, приращения Δx и Δy определяют по формуле (XVII.6).

При помощи циркуля-измерителя и поперечного масштаба, награвированного на металлической линейке, координаты точки можно определить с погрешностью, не превышающей 0,25 мм на карте, что соответствует расстоянию на местности (в м)

$$d = 0{,}25M_r, \qquad \text{(XVII.7)}$$

где M_r — число тысяч в знаменателе численного масштаба плана или карты.

Приведенная точность не всегда может удовлетворить требованиям строительного проектирования: в подобных случаях координаты точек определяют аналитическим путем, т. е. путем вычислений по каким-либо заданным величинам (например, по проектному расстоянию между точками и заданному дирекционному углу).

§ 123. Определение географических координат точки по карте

Пусть требуется определить широту B и долготу L точки N (см. рис. 118). Проведем ближайшие к определяемой точке меридианы AB и C и параллель EF, затем через точку N параллель PQ и меридиан TZ.

Измеряя циркулем-измерителем и линейкой с поперечным масштабом расстояния l_1 и l_2, l_3 и l_4, вычисляют разность широт ΔB и разность долгот ΔL по формулам

$$\left.\begin{aligned} +\Delta B_1 &= \frac{60''}{l_1 + l_2} l_1; \qquad -\Delta B_2 = \frac{60''}{l_1 + l_2} l_2; \\ +\Delta L_1 &= \frac{60''}{l_3 + l_4} l_3; \qquad -\Delta L_2 = \frac{60''}{l_3 + l_4} l_4. \end{aligned}\right\} \qquad \text{(XVII.8)}$$

Расстояния l выражают в миллиметрах с точностью до десятых долей. Определение таким путем ΔB и ΔL не только автоматически исключает влияние деформации бумаги, но и обеспечивает контроль вычислений.

Точность определения широты и долготы точки зависит от масштаба карты. Длина в миллиметрах одноминутного интервала по меридиану будет:

на карте масштаба	1:50 000	37,1 мм;
» » »	1:25 000	74,2 » ;
» » »	1:10 000	185,5 » .

Так как расстояние можно измерять на карте с погрешностью, не превышающей 0,3 мм, то, следовательно, широта будет определяться с точностью не ниже приводимой:

на карте масштаба	1:50 000	0,50″;
» » »	1:25 000	0,25″;
» » »	1:10 000	0,10″.

На картах масштабов 1 : 5000 и 1 : 2000 минутные интервалы по широте и долготе не показывают, поэтому при расчетах ΔB и ΔL по формулам (XVII.8) в числителе вместо 60″ следует ставить для расчета 75 и 37,5″ размеры полных рамок соответственно масштабов 1 : 5000 и 1 : 2000 и измерять расстояния l_1 и l_2 от рамок листа карты до точки.

Точность определения широт в этих случаях будет порядка:
по картам масштаба 1 : 5000 . . . . . 0,04″;
» » » 1 : 2000 . . . . . 0,03″.

Точность определения долгот будет не ниже этой точности вплоть до широты 48°30″, где размеры одноминутного интервала по параллели, выраженные в миллиметрах, будут не менее размеров интервалов по меридиану. Далее, к северу, эти размеры будут уменьшаться, и все же, например, на широте 60° точность определения долгот будет ниже точности определения широт всего на 25%.

§ 124. Измерение по карте длин линий

Горизонтальное расстояние по прямой между двумя заданными на карте точками можно измерить непосредственно линейкой с делениями или циркулем-измерителем. Если раствор циркуля перенести к поперечному масштабу, то расстояние определится точнее, чем прикладыванием линейки с делениями к измеряемой линии. Хорошим циркулем-измерителем или штангенциркулем при помощи поперечного масштаба расстояние можно измерить с погрешностью, не превышающей на карте 0,3 мм, если бумага не деформирована.

Более точно (независимо от деформации бумаги) расстояние можно вычислить по координатам концов линии по формуле

$$d = \sqrt{(x_A - x_B)^2 + (y_A - y_B)^2}, \qquad \text{(XVII.9)}$$

где A и B — крайние точки линий; x, y — координаты; определяемые по правилу, изложенному в § 122, так, чтобы влияние деформации автоматически исключалось.

На современных топографических картах СССР местность изображается в конформной проекции Гаусса. В силу свойств этой проекции все линии изображаются на карте больше своих действительных размеров на величину Δd (редукции на плоскость Гаусса),

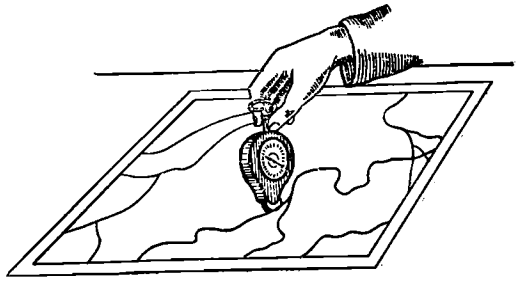


Рис. 123. Измерение курвиметром длины извилистой линии

Наибольшее искажение длин будет на краю зоны. Но если зона трехградусная, то искажение будет незначительным и учитывать его при графическом определении расстояний не нужно. На краю шестиградусной зоны искажение будет около 1/1000 измеренного расстояния, и в случае необходимости получения более точных результатов следует вводить в измеренное расстояние поправку со знаком минус, вычисляемую по формуле (VI.1).

Длины извилистых линий измеряют по карте либо циркулем, раствор которого должен быть тем меньше, чем меньше извилины линии, либо курвиметром (см. рис. 123). Точность измерений извилистых линий значительно ниже (особенно курвиметром) точности измерения прямых линий. Для определения цены деления курвиметра прокатывают колесико по прямой линии известной длины, например по стороне координатной сетки, и делят длину линии на число делений шкалы курвиметра, полученное как разность отсчетов по стрелке до и после прокатки колеса. Цену деления следует определить несколько раз и за окончательный результат взять среднее арифметическое.

§ 125. Измерение по карте горизонтальных углов

Наиболее просто угол можно измерить на карте при помощи транспортира. Точность измерения угла транспортиром около ±10.

С более высокой точностью угол можно вычислить как разность дирекционных углов (или азимутов) сторон BC и BA (рис. 124) по формуле

$$\beta = \alpha_{BC} - \alpha_{BA}. \qquad \text{(XVII.10)}$$

Дирекционные углы вычисляют по формуле (VI.7), пользуясь координатами трех точек (A, B, C, где B — вершина угла), определяемых по карте графически. При вычислении угла из дирекционного угла правой стороны вычитают дирекционный угол левой стороны. Если первый окажется меньше второго, то к нему предварительно прибавляют 360°.

Пример вычисления дирекционных углов помещен в § 47.

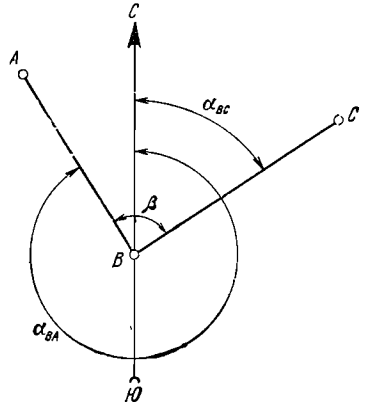


Рис. 124. Изображение горизонтального угла, равного разности дирекционных углов

§ 126. Определение по карте отметок точек местности

Отметки точек, лежащих между горизонталями с различными отметками H_1 и H_2, определяют интерполированием между этими горизонталями. Для этого следует умножить разность высот точек T_1 и T_2 (рис. 125), лежащих на горизонта-

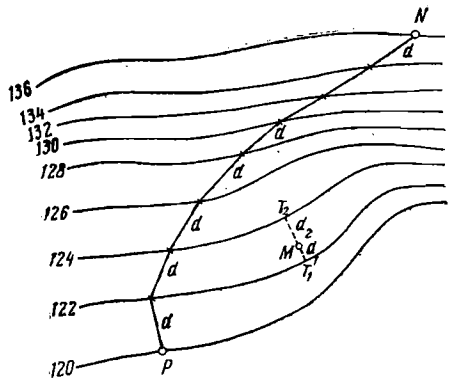


Рис.125. Схема определения по горизонталям отметки точки. Проведение линии заданного уклона

лях, на отношение расстояния d_1 (или d_2) от определяемой точки M до T_1 (или T_2) к расстоянию $T_1T_2=d_1+d_2$ и произведение алгебраически прибавить к отметке соответствующей горизонтали:

$$\left.\begin{aligned} H_M &= H_1 + (H_2 - H_1)\frac{d_1}{d_1+d_2}, \\ H_M &= H_2 + (H_1 - H_2)\frac{d_2}{d_1+d_2}. \end{aligned}\right\} \qquad \text{(XVII.11)}$$

Пример. Пусть $H_1=122$ м, $H_2=124$ м, $d_1=4{,}3$ мм, $d_2=7{,}7$ мм.

$$H_M = 122 + (124 - 122)\frac{4{,}3}{12} = 122{,}72 \text{ м};$$

$$H_M = 124 + (122 - 124)\frac{7{,}7}{12} = 122{,}72 \text{ м}.$$

Вычисления выполнены до сотых долей метра только для того, чтобы показать строгую согласованность самих вычислений. Вычисленная отметка должна быть округлена в соответствии с ее действительной точностью, руководствуясь допускаемыми при съемке погрешностями изображения рельефа горизонталями. Эти погрешности, установленные в современных инструкциях ГУГК для съемок в масштабах 1 : 2000, 1 : 5000, 1 : 10 000, приведены в § 105. При съемке городских территорий и территорий, отводимых под строительство, а также при съемке посредством нивелирования поверхности требования к точности рельефа более высокие; их устанавливают ведомства, для которых выполняется съемка.

Допускаемые величины погрешностей устанавливают в зависимости от величины углов наклона местности: чем больше углы наклона, тем больше допускаемая погрешность. Поэтому, чтобы судить об ошибочности той или иной горизонтали, определяют угол наклона местности, пользуясь имеющимся на карте масштабом заложений.

Имея в виду ответственность за качество проектно-строительных работ, определять степень доверия к результатам работы с картой необходимо на основе только тех величин погрешностей в изображении ситуации и рельефа на карте, которые установлены как допустимые в официальных общеобязательных инструкциях ГУГК или Госстроя СССР. Предприятия, создающие карту на основе этих инструкций, не гарантируют точности более высокой, чем это предусмотрено в инструкциях. Соответственно следует распространять это и на качество проектно-строительных работ, выполняемых с помощью карты.

Рассчитаем возможную предельную погрешность в точке M из предыдущего примера (съемка в масштабе 1 : 2000), руководствуясь официально установленными в инструкции ГУГК величинами допустимых погрешностей в высоте, рассчитанной по горизонтали. Для углов наклона местности 2—6° допустима погрешность, равная 2/3 высоты сечения, что от 2 м составит 1,3 м. Отсюда можно заключить, что рассчитанную отметку точки M следует считать равной

$$M_H = 122{,}7 \text{ м} \pm 1{,}3 \text{ м}.$$

Иначе говоря, отметка точки M возможна от 121,4 до 124,0 м. Разница в 2,6 м между крайними значениями отметок слишком велика для масштаба 1 : 2000. Если же высоту сечения принять равной 0,5 м, то разница окажется равной 0,6 м. Карта масштаба 1 : 2000 с такими возможными колебаниями отметок будет лучше удовлетворять требованиям строительства, чем при сечении 2 м.

§ 127. Проведение по карте линии заданного уклона

Уклоны и углы наклона линий местности определяют по масштабу заложений (см. § 91). Для этого ножки циркуля устанавливают на двух смежных горизонталях по направлению заданной линии и затем переносят циркуль с тем же раствором ножек, равным заложению d ската местности, на график заложений. Одна ножка циркуля должна располагаться на кривой графика, а другая — на противоположной ей прямой. На рис. 91 пунктирной линией показаны места установок циркуля. В первом случае ножки циркуля расположились не на имеющейся на графике линии заложения, а между двумя линиями. В таких случаях углы наклона и уклоны определяют интерполированием между двумя смежными подписанными на графике углами наклона или уклонами. Величины заложений на рис. 91, *а, б* соответствуют углу наклона 5°10′ и уклону $i = 0{,}09$.

Если заданная линия пересекает несколько горизонталей с различными отметками, то углы наклона или уклоны определяются по графику заложений отдельно для каждого участка линии между двумя соседними горизонталями. При отсутствии графика заложений уклоны и углы наклона можно рассчитать по формулам

$$i = \frac{h}{d} = \operatorname{tg} \nu; \quad \nu = \rho \frac{h}{d}. \qquad \text{(XVII.12)}$$

Для этого измеренное по карте заложение d выражают в тех же единицах линейных мер, что и превышение h.

Пример. $h=2$, $d=50$ м. Определить i и ν:

$$i=\frac{2}{50}=0{,}01;\quad \nu=57{,}3°\cdot 0{,}04=2{,}3°.$$

Чтобы провести на карте линию местности с заданным уклоном, берут по графику заложений в раствор циркуля величину заложения, соответствующую заданному углу наклона или уклону, и от начальной точки N (см. рис. 125) последовательно засекают этим раствором соседние горизонтали при условии, что их отметки отличаются на высоту сечения. Соединяя карандашом точки уколов циркуля, получают ломаную линию PN, имеющую одии и тот же заданный уклон.

При отсутствии графика заложений величину d заложения рассчитывают по формулам (XI.2) и (XI.3).

§ 128. Определение по карте длины линии, имеющей на местности наклон к горизонту

Наклонную линию D (см. рис. 2) вычисляют по ее горизонтальному проложению d, пользуясь формулами

$$D=\frac{d}{\cos\nu}, \qquad \text{(XVII.13)}$$

$$D=\sqrt{d^2+h^2}. \qquad \text{(XVII.14)}$$

Величину d измеряют по карте, угол наклона ν определяют либо по графику заложений, если линия своими концами лежит на смежных горизонталях, либо вычисляют по формуле (XVII.12), если линия имеет один и тот же угол наклона на всем протяжении. В противном случае линию разбивают на части так, чтобы в пределах каждой из них был один и тот же угол наклона, и вычисляют общую длину наклонной линии MN по частям (D_1, D_2, D_3, ..., D_n; рис. 126, $а$). Это же правило относится и к случаю, когда приходится пользоваться формулой (XVII.14); превышение h вычисляют

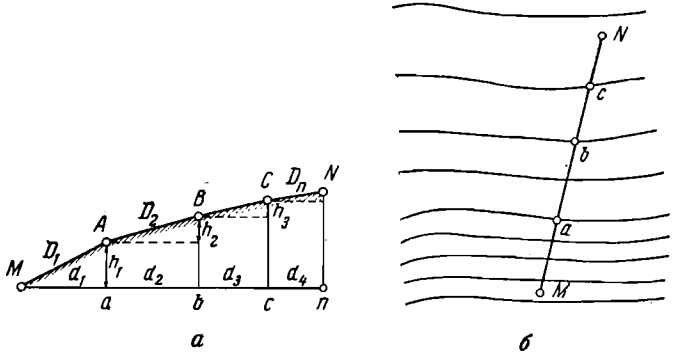


Рис. 126. Схема определения по карте длины наклонных линий

как разности отметок горизонталей, на которых располагаются концы отдельных участков линии. На рис. 126, *б* линия *MN* разбита на карте на участки *Ma*, *ab*, *bc* и *cN* с разными уклонами. (На рис. 126, *б* представлен профиль линии *MN* с ее частями D_1, D_2, D_3, ..., D_n, сумма которых составляет искомую длину).

§ 129. Построение профилей по карте

По направлению любой линии (например, *EF* с точками *1, 2, ..., 18* на рис. 118), проведенной на топографической карте, можно построить профиль, пользуясь отметками горизонталей карты. Горизонтальный и вертикальный масштабы профиля выбирают в зависимости от того, насколько подробными должны быть проектные построения. Все правила построения продольного и поперечных профилей, применяемые при геометрическом нивелировании, в отношении выбора условного горизонта и построения самого профиля, содержания горизонтальных граф, построения проектной линии применимы и к профилю, построенному на карте. Однако есть и существенное различие в этих профилях. На профиле, построенном в результате геометрического нивелирования, точки пикетов следуют равномерно. Кроме того, рельеф характеризуется дополнительными (плюсовыми) точками. На профиле, построенном по горизонталям топографической карты, точки с отметками располагаются неравномерно в зависимости от расположения горизонталей на карте, и никаких дополнительных точек для характеристики рельефа больше нет. Но еще более существенное различие этих профилей заключается в точности отметок точек.

Точность отметок точек профиля, построенного по топографической карте, значительно ниже точности отметок, полученных из геометрического нивелирования, и тем ниже, чем мельче масштаб карты и чем крупнее высоты сечения рельефа. Чтобы судить о степени достоверности отметок, полученных по горизонталям карты, следует руководствоваться официальными инструкциями по топографическим съемкам, в которых приводятся величины допустимых ошибок в изображении на карте рельефа местности и прежде всего общеобязательными инструкциями ГУГК (см. § 105) и Госстроя СССР. Подробность изображения рельефа зависит от величины сечения: чем оно крупнее, тем больше обобщений в изображении рельефа и можно считать, что все изменения в формах рельефа размером до $^1/_4$ принятого сечения на карте, как правило, не изображаются. Следовательно, на продольном профиле нельзя иметь представления об изменении высот местности между двумя смежными отметками в следующих пределах:

до 1,25 м	при сечении	5 м	до 0,25 »	»	1 »
» 0,50 »	»	2 »	» 0,12 »	»	0,5 »

В связи с этим на профиле, построенном по данным топографической карты, непременно указывают масштаб этой карты и сечение рельефа, без чего невозможно судить о надежности данных профиля при использовании его для строительного проектирования.

§ 130. Определение площади водосбора

Для определения площади водосбора по карте сначала проводят границу площади водосбора — водораздельную линию, пользу-

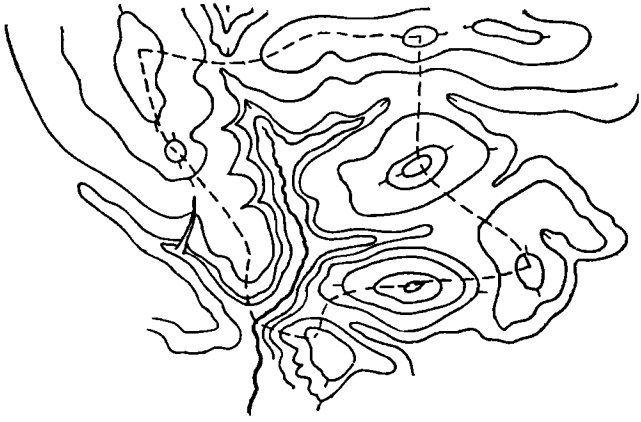


Рис. 127. Площадь водосбора

ясь горизонталями карты. Для этой задачи часто используют карты масштабов до 1 : 1 000 000 включительно. Линия водосбора проходит по точкам с наибольшими отметками, окаймляя ту поверхность, с которой стекает вода в данную часть водотока или в водоем (рис. 127). Она совпадает с водоразделом, пересекая замкнутые горизонтали по нормали к ним в точках наибольшей кривизны. Если площадь водосбора ограничена каким-либо намечаемым поперечным сечением, например створом плотины, то водораздельная линия должна подходить к этому створу, пересекая горизонтали склонов речной долины тоже по нормали.

После проведения на карте водораздельной линии измеряют площадь водосбора планиметром или палеткой. Чтобы автоматически исключить или уменьшить влияние деформации бумаги карты, определяют цену деления планиметра по квадратам сетки прямоугольных координат либо по трапециям сетки географических координат, когда на карте нет сетки прямоугольных координат. Точное значение площадей таких трапеций можно выбрать из специальных таблиц, и тогда планиметром или палеткой измеряют площади лишь тех участков, которые меньше квадрата или трапеции сетки координат.

§ 131. Определение по карте объемов земляных масс и водохранилищ

Объем земли в пределах заданного прямоугольного контура *ABCD* (рис. 128, *а*) и заданной отметки его нижнего основания можно вычислить при помощи сетки квадратов, специально для этого построенной на карте. Отметки вершин квадратов определяют по горизонталям карты путем интерполирования. Объем V тела

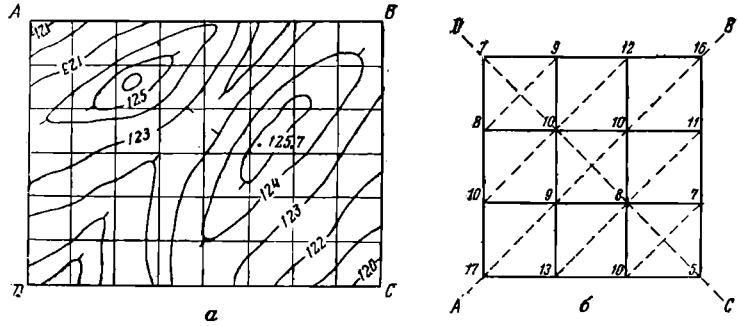


Рис. 128. Сетка квадратов, построенная на топографической карте

в пределах каждого квадрата будет приближенно равен объему четырехгранной призмы

$$v = Sh_{ср}, \qquad \text{(XVII.15)}$$

где S — площадь квадрата; $h_{ср}$ — среднее арифметическое из рабочих отметок четырех вершин квадрата,

$$h_{ср} = \frac{h_1 + h_2 + h_3 + h_4}{4}.$$

Чем ближе верхнее основание квадрата к плоскости, тем точнее будет получен объем по формуле (XVII.15).

Общий объем тела в пределах контура $ABCD$ вычисляют по формуле

$$V = \frac{S}{4}(\Sigma h^{I} + 2\Sigma h^{II} + 4\Sigma h^{IV}), \qquad \text{(XVII.16)}$$

в которой S — площадь квадрата; h — рабочие отметки, не являющиеся общими для нескольких квадратов; h^{II}, h^{IV} — рабочие отметки вершин, общие для двух и четырех квадратов.

Если контур не прямоугольник, то в нем будут вершины, общие для трех смежных квадратов; тогда объем вычисляют по формуле

$$V = \frac{S}{4}(\Sigma h^{I} + 2\Sigma h^{II} + 3\Sigma h^{III} + 4\Sigma h^{IV}); \qquad \text{(XVII.17)}$$

Если тело каждой четырехугольной призмы разделить диагональной плоскостью пополам на трехгранные призмы (см. рис. 128, *б*), то объем каждой из них вычисляют по формуле

$$v = Sh_{ср},$$

где S — площадь треугольного основания призмы, а $h_{ср}$ — среднее арифметическое из рабочих отметок вершин треугольника,

$$h_{ср} = \frac{h_1 + h_2 + h_3}{3}.$$

Общий объем в этом случае вычисляют по формуле

$$V = \frac{S}{3}(\Sigma h^{I} + 2\Sigma h^{II} + 3\Sigma h^{III} + 6\Sigma h^{IV}), \qquad \text{(XVII.18)}$$

где индексы I, II и т. д. имеют те же значения, что и в формуле (XVII.17).

Пример. Вычислить объем выемки в пределах участка с сеткой квадратов (см. рис. 128, *б*) со сторонами, равными 40 м, по рабочим отметкам, значения которых в метрах подписаны на чертеже у вершин квадратов.

По формуле (XVII.16) получаем

$$V = \frac{1600}{4}[(7 + 16 + 17 + 5) + 2(9 + 12 + 8 + 10 + 11 + 7 + 13 + 10) +$$

$$+ 4(10 + 10 + 9 + 8)] = 400(45 + 160 + 148) = 141\,200 \text{ м}^3.$$

Объем в направлении диагонали AB вычисляем по формуле (XVII.17):

$$V = \frac{800}{3}[(7 + 5) + 2(16 + 17) + 3(8 + 9 + 10 + 12 + 13 +$$

$$+ 11 + 10 + 7) + 6(10 + 10 + 9 + 8)] = \frac{800}{3}(12 + 66 + 240 +$$

$$+ 222) = \frac{800 \cdot 540}{3} = 144\,000 \text{ м}^3.$$

Объем в направлении диагонали CD вычисляем по формуле (XVII.18):

$$V = \frac{800}{3}[(16 + 17) + 2(7 + 5) + 3(10 + 8 +$$

$$9 + 12 + 11 + 7 + 10 + 13) + 6(9 + 10 + 10 + 8)] =$$

$$= \frac{800}{3}(33 + 24 + 240 + 222) = \frac{800 \cdot 519}{3} = 138\,400 \text{ м}^3.$$

Как видим, для одного и того же объекта значения объема выемки получились различными. Эта разница будет тем больше, чем больше различаются между собой рабочие отметки вершин квадратов. В данном примере каждый из итоговых подсчетов по трехгранным призмам отличается от подсчетов по четырехгранным призмам примерно на 2% в ту или другую сторону, а между собой они различаются на 4%. Это расхождение объемов возникло только за счет квадратов, расположенных на периферии участка. Среднее арифметическое из обоих результатов подсчета по трехгранным призмам, как и следовало ожидать, точно равно значению объема, вычисленному по четырехгранным призмам:

$$\frac{144\,000 + 138\,400}{2} = 141\,200 \text{ м}^3.$$

Точность объема, вычисленного по сетке квадратов на карте, зависит от трех причин: 1) от размеров сторон квадратов или, иначе, от числа вершин квадратов на данном участке; 2) от точности положения горизонталей на карте; 3) от величины сечения или, иначе, от степени обобщения форм рельефа при изображении их на карте. Разумеется, что сетка квадратов может быть построена на карте практически безошибочно, а потому ошибки в площадях квадратов сетки не принимаются в расчет.

Точность вычисления объема можно несколько повысить, сгущая сетку квадратов. Этот предел практически обнаруживается сходимостью вычисленных объемов при дальнейшем сгущении сетки квадратов.

Погрешности в положении горизонталей или, что все равно, высот точек, определяемых по горизонтали, предусматриваются в технических инструкциях по топографическим съемкам разных масштабов (см. § 105). Пользуясь допустимыми величинами погрешностей, можно подсчитать возможное их влияние на точность определения объема. Заранее можно сказать, что чем больше величина сечения между горизонталями, тем больше погрешность в объеме, потому что допускаемые погрешности в высотах горизонталей устанавливаются в зависимости от высоты сечения. Если принять, что Δ — предельная погрешность в высотах точек, определяемых по горизонталям на карте, то предельная погрешность средней величины рабочей отметки будет

$$\Delta h_{\text{ср}} = \frac{\Delta \sqrt{n}}{n} = \frac{\Delta}{\sqrt{n}}, \qquad \text{(XVII.19)}$$

где n — число вершин квадратов.

В самом деле, в сумме $h_1+h_2+\ldots+h_n$ рабочих отметок ожидаемая погрешность будет равна $\Delta\sqrt{n}$ (рабочие отметки принимаются равноточными). Тогда погрешность среднего арифметического $h_{\text{ср}} = \frac{h_1+h_2+\ldots+h_n}{n}$ по правилам теории погрешностей измерений равна

$$\Delta h_{\text{ср}} = \frac{\Delta \sqrt{n}}{n} = \frac{\Delta}{\sqrt{n}}.$$

Но важно знать относительное влияние $\Delta h_{\text{ср}}$ на величину объема. Для этого $\Delta h_{\text{ср}}$ следует разделить на величину $h_{\text{ср}}$ — средней рабочей отметки и выразить в процентах

$$\frac{\Delta h_{\text{ср}}}{h_{\text{ср}}} 100\%.$$

Такова же будет по этой причине и относительная погрешность в подсчитываемом объеме $V=Sh_{\text{ср}}$. В самом деле, погрешность в объеме $\Delta V=S\Delta h_{\text{ср}}$, а в относительном выражении будет

$$\frac{\Delta V}{V} = \frac{S\Delta h_{\text{ср}}}{V} = \frac{S\Delta h_{\text{ср}}}{Sh_{\text{ср}}} = \frac{\Delta h_{\text{ср}}}{h_{\text{ср}}}.$$

Примеры. 1. Пусть высота сечения равна 1 м, уклоны местности до 2°, следовательно, $\Delta = {}^1/_3$ м. Подсчитать возможную относительную погрешность в вычисленин объема, определяемого по сетке квадратов с общим числом вершин, равным 16, причем $h_{ср} = 0{,}5$ м,

$$\Delta h_{ср} = \frac{0{,}33}{\sqrt{16}} = 0{,}08 \text{ м},$$

$$\frac{\Delta h_{ср}}{h_{ср}} = \frac{0{,}08}{0{,}50} 100 = 1{,}6\%.$$

Следовательно, и относительная погрешиость в объеме $\frac{\Delta V}{V} 100\% = 17\%$.

2. Вычислить относительную погрешность в объеме при тех же данных, кроме $h_{ср}$. Пусть $h_{ср} = 5$ м, тогда

$$\frac{\Delta h_{ср}}{h_{ср}} = \frac{0{,}08}{5{,}00} 100 = 1{,}6\%.$$

В первом примере объем вычислен недостаточно точно, а во втором — достаточно точно. Из этого вытекает, что для определения пригодности той или иной топографической карты для подсчета объема следует знать высоту тела, объем которого подсчитывают. Чем меньше высота тела, тем точнее и подробнее должен быть изображен рельеф на карте для достижения заданной точности подсчета объема.

Третья причина погрешностей — величина сечения будет влиять на предыдущие расчеты, поскольку абсолютная величина ΔV только от этого и зависит. Но, кроме того, величина сечения предопределяет степень обобщения (генерализации) форм рельефа. Чем больше величина сечения, тем схематичнее изображается рельеф на карте, тем меньше извилин горизонталей показано на карте, тем больше выпущено и не показано деталей рельефа, что может служить одной из наиболее существенных причин, снижающих точность подсчета объема. Погрешность возможна тем больше, чем сложнее формы рельефа. Для подсчета объемов земляных работ в строительной практике обычно пользуются топографическими картами с сечением рельефа не более 2 м.

Объемы по топографической карте вычисляют также последовательным подсчетом отдельных слоев между горизонтальными сечениями. Для этого определяют площади этих сечений, пользуясь горизонталями на карте, и объем каждого слоя вычисляют по формуле усеченной пирамиды

$$V = \frac{S_1 + S_2 + \sqrt{S_1 S_2}}{3} h, \qquad \text{(XVII.20)}$$

где S_1 и S_2 — площади верхнего и нижнего сечений (оснований слоя), ограниченных смежными горизонталями; h — высота сечения (высота слоя).

Если площади S_1 и S_2 оснований различаются между собой на величину не более чем в 1,2 раза, то применяют упрощенную формулу

$$V = \frac{S_1 + S_2}{2} h. \qquad \text{(XVII.21)}$$

Площади горизонтальных сечений определяют обычно при помощи планиметра, квадратов координатной сетки и таблиц площадей сфероидических трапеций (когда последние входят полностью в горизонтальное сечение). Площади сечений, если иметь в виду только погрешности самого планиметра, определяются с погрешностью не более 0,5% от самой площади. Но погрешности в положении горизонталей на карте могут значительно снижать точность определения площади и тем больше, чем меньше уклоны местности и чем меньше сама площадь. Для подсчета объемов земли по площадям горизонтальных сечений в строительной практике обычно пользуются топографическими картами и планами крупных масштабов (1 : 500, 1 : 1000, 1 : 2000). Для подсчета объемов крупных водохранилищ используют карты масштабов 1 : 25 000, 1 : 50 000, средних по размерам водохранилищ — 1 : 10 000 и мелких — 1 : 5000, 1 : 2000, 1 : 1000.

§ 132. Выделение на карте участка заданной площади

Для выделения под строительство участка на территории, обозначенной на карте границами, должны быть заданы, кроме площади участка, его форма и расположение относительно границ данной территории. Такого рода задачи, возникающие обычно при горизонтальной планировке застройки, решают на карте либо графическим способом, либо графоаналитическим.

При графическом способе задача решается последовательными приближениями. Пусть требуется выделить из участка $ABCD$ (рис. 129) новый городской квартал $ABmn$ площадью S так, чтобы его красная линия mn была параллельна существующей красной линии AB. Для решения задачи на карте проводят линию $m'n'$ параллельно линии AB так, чтобы площадь трапеции $ABm'n'$ казалась на глаз равной заданной площади S. Затем определяют по масштабу высоту h' и сторону трапеции и вычисляют ее площадь по формуле

$$S' = \frac{AB + m'n'}{2} h'. \qquad \text{(XVII.22)}$$

Если площадь S' окажется равной заданной площади S в пределах необходимой точности, то задача решена. Если же S' не равна S, то к S' надо прибавить площадь ΔS трапеции $m'n'mn$, чтобы было соблюдено условие $S' + \Delta s = S$. Поправка Δs положительна, если $S' < S$, и отрицательна, если $S' > S$. Далее опять проводят линию mn параллельно линии AB' так, чтобы площадь Δs дополняла площадь S' до требуемых размеров. В том случае, пользуясь тем, что, например, mn и $m'n'$ расположены близко друг к другу и приближенно равны между собой, можно вычислить высоту Δh прибавляемой трапеции по формуле

$$\Delta h = \frac{\Delta s}{m'n'}. \qquad \text{(XVII.23)}$$

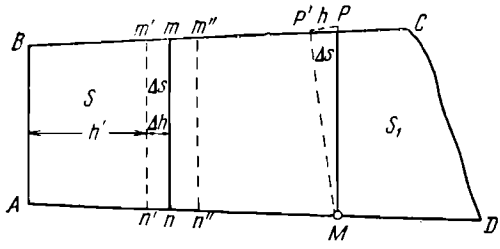


Рис. 129. Выделение на карте участков заданной площади

Пользуясь Δh, сдвигают $m'n'$ до положения mn и снова вычисляют площадь образовавшейся трапеции $ABmn$ и, если она не будет совпадать с заданной площадью S, то снова добавляют или исключают площадь трапеции.

При некоторых условиях задачи практикуется прибавление площади треугольниками. Пусть, например, граница участка (см. рис. 129) с заданной площадью S_1 должна выходнть из точки M. Для решения задачи проводят линию MP' так, чтобы отсекаемая ею площадь была приближенно равна заданной. После этого планиметром измеряют площадь S фигуры $CDMP'$. Если $S_1'>S_1$, то из точки M проводят линию MP так, чтобы площадь Δs треугольника $MP'P$ оказалась равной разности $S_1'-S_1$. Для этого вычисляют высоту $h=P'P$ этого треугольника по измеренному основанию MP' и вычисленному значению Δs:

$$h=\frac{2\Delta s}{MP}\ .$$

Восставив затем перпендикуляр к линии $P'M$ в точке P', соединяют его верхний конец с точкой M и получают положение линии PM. После этого измеряют площадь фигуры $CDMP$ планиметром, и если она не будет соответствовать заданному значению, то графически последовательными приближениями уточняют решение.

Графоаналитический способ деления на участки содержит кроме графическнх вычислительные приемы. Примером применения такого способа могло бы быть разделение выделенного участка $ABmn$ (см. рис. 129) на более мелкие части, например, путем деления длин AB и mn на отрезки с наперед заданной длиной. Несмотря на то что отрезки на карте будут отложены графическим способом, за ними сохраняется заранее рассчитанная, т. е. аналитическая, их величнна. В практике горизонтальной планировки населенных мест и промышленных предприятий применяют обычно аналитический или графоаналитический способ с преобладанием аналитической части, что приводит к значительно более точным результатам, чем чисто графический способ.

Для аналитического способа необходимо, чтобы форма, размеры и положение на местности территории определялись наперед заданными величинами, в частности, координатами точек поворота границы отводимой территории, координатами проектных точек застройки, расстояниями между проектными точками и другими аналитическими данными. Тем не менее и в этом случае карта сохраняет свое

значение, так как она способствует правильному распределению и использованию территории, отводимой под строительство, увязке ситуации и рельефа с проектом планировки. С этой точки зрения и подбирают подходящий масштаб топографической карты.

Для применения графического и графоаналитического способов разделения земельных участков требуется знать допускаемые при проектировании погрешности с тем, чтобы строитель и геодезист могли совместно выбрать наиболее подходящий масштаб топографической карты.

§ 133. Использование топографической карты при выборе участка под строительство

Выбор участка под строительство городов, поселков, промышленных предприятий и инженерных сооружений сопровождается изучением природных и экономических условий района намечаемого строительства — климата, растительности, рельефа, гидрографии, геологии, почв, плотности, состава и занятия населения и др. Первые сведения по большинству этих вопросов можно получить с географических, топографических, геологических, климатических, почвенных, экономических и других карт. Одновременно определяют состав, характер и объем недостающих на картах сведений и намечают мероприятия по их получению.

Из сказанного выше вытекает следующий порядок работ при выборе участка под строительство:

1. Сбор географических мелкомасштабных карт (1 : 200 000—1—1 000 000), топографических и специальных карт на район строительства.

2. Изучение по картам района возможного расположения строительного участка.

3. Сбор дополнительных сведений в соответствующих учреждениях и организациях.

4. Составление программы геодезических, геологических, экономических, гидрологических и других изысканий.

5. Производство изысканий.

6. Выбор участка под строительство в пределах изученного района.

В частных случаях задача по выбору участка под строительство, конечно, может быть решена значительно проще, например, когда единственно возможное расположение участка предопределяется существующей застройкой, транспортными возможностями или природными условиями. Однако и в этих условиях приходится выполнять изыскательские работы.

Работа с топографической картой обусловливается ее ролью при выборе участка под строительство. В общих чертах карта должна послужить основой:

1) для общего представления о географическом ландшафте, о растительном покрове, гидрографии, орографии, населенных пунктах, дорожной сети, инженерных сооружениях и др.;

2) при составлении программы изыскательских работ геодезических, геологических, гидрологических;

3) при создании специальных карт (геологической, гидрогеологической и др.);

4) при размещении проекта границ строительного участка;

5) при составлении схемы размещения на участке главных объектов строительства;

6) при предварительном проектировании транспортных связей с ближайшими магистралями и населенными пунктами.

В зависимости от размеров строительного участка, характера строительства, степени сложности ситуации и рельефа подходящими для выбора участка могут быть карты масштабов от 1 : 10 000 до 1 : 50 000. Выбор наиболее целесообразного масштаба карты сопровождается изучением соответствия карт разных масштабов требованиям данного этапа строительного проектирования. Конкретно это заключается в изучении всего процесса работы с картой с целью определения степени полноты и надежности получаемых при помощи карты необходимых данных.

Подбор необходимых листов топографической карты осуществляют по их номенклатуре при помощи сборной таблицы карт, на которой приводится разграфка листов топографических карт на территории нашей страны (см. § 118).

§ 134. Использование топографической карты или аэрофотоснимков при выборе направления трасс сооружений линейного типа

Положение трасс железных и автомобильных дорог, каналов, трубопроводов, линий электропередач и других сооружений линейного типа сначала намечают на карте, а затем уточняют в процессе полевых изыскательских работ. При проектировании трасс топографическая карта позволяет выбрать начальную и конечную точки трассы, точки примыкания к административным центрам, поселкам и промышленным предприятиям и вершины углов поворота трассы, а также на протяжении всей трассы определять сложность ситуации и рельефа с такими точностью и подробностью, которые требуются для оценки технических и экономических условий прохождения трассы по различным вариантам. Карта дает возможность определить графические координаты конечных и угловых точек трассы с точностью, обеспечивающей вынос трассы в натуру, согласно заданным строительным допускам.

Для расчетов необходимого масштаба карты в этом случае потребуется иметь величины погрешностей, допускаемых в проектировании и при изысканиях трасс. Техника работы с картой при проектировании трасс состоит в выборе положения характерных точек трассы (начало, конец, точки поворота), в построении продольных профилей на основе данных карты, в определении координат точек трассы, в изучении условий прохождения трассы по намеченным вариантам направлений, в составлении проекта выноса трассы в натуру.

Направление трасс выбирают также, используя самолет или вертолет и аэрофотоснимки. С воздуха производят аэровизуальное обследование местности по маршрутам предполагаемых направлений трассы. По наиболее вероятным направлениям выполняется аэрофотосъемка и по аэрофотоснимкам определяется точное местоположение того или иного вариаита трассы. Наблюдая два перекрывающихся снимка местности в стереоприбор, можно видеть про-

странственное изображение местности (стереомодель) и с помощью измерительных приспособлений стереоприбора определять координаты и отметки точек трассы, предварительно выбрав по стереомодели наиболее целесообразное положение варианта трассы. Полученные расстояния и отметки точек трассы позволяют построить продольный и поперечные профили трассы. В настоящее время разработаны специальные приборы для построения профилей трассы по аэрофотоснимкам.

§ 135. Использование топографических карт при вертикальной планировке

Проекты вертикальной планировки чаще всего составляют на основании материалов геометрического нивелирования поверхности по квадратам. В этом случае отметки точек земли и горизонтали характеризуют рельеф с точностью, требуемой для решения задач вертикальной планировки.

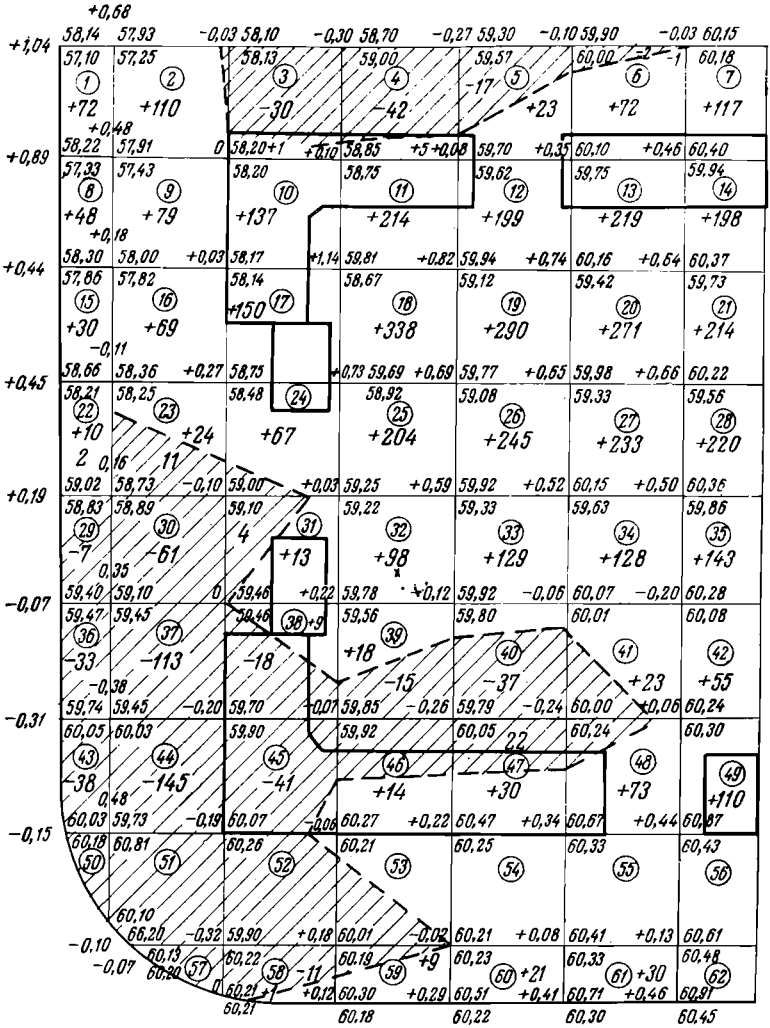
Проекты вертикальной планировки предусматривают изменение форм и уклонов естественной поверхности земли, что отображается на карте проектными отметками и проектными горизонталями. Масштаб топографической карты и степень точности и подробности изображения на карте естественного рельефа должны позволять выбрать на ней с достаточной точностью наиболее целесообразное положение проектных плоскостей и поверхностей в отношении как уклонов, так и объема земляных работ, связанных с вертикальной планировкой.

Применяются различные способы для определения наиболее выгодного положения проектируемых плоскостей (соблюдение уклонов, баланса земляных работ, минимума земляных работ). В частности, из новых работ можно отметить [102].

Кроме того, топографическую карту используют при подсчете объема земляных работ (по горизонталям или профилям, по сетке квадратов).

Проектные отметки в вершинах квадратов определяют по проектным горизонталям путем интерполирования. После этого вычисляют рабочие отметки в точках вершин квадратов и проводят на карте линию нулевых работ, т. е. границу между насыпью и выемкой. Объемы подсчитывают отдельно как для насыпи, так и для выемки. Способ подсчета объема земляных работ по сетке квадратов изложен в § 131.

При проектировании отдельных кварталов города или промышленного предприятия объемы земляных работ вычисляют для каждого отдельного квадрата сетки и составляют картограмму земляных работ (рис. 130), которая служит дополнением к проекту вертикальной планировки на топографической карте. Этой картограммой пользуются при осуществлении на местности проекта вертикальной планировки. На картограмму наносят сетку квадратов, проектируемую застройку, выписывают фактические, проектные и рабочие отметки (для насыпи — со знаком плюс, для выемки — со знаком минус), у каждой вершины квадрата, а в середине квадрата — объем земляных работ. На рис. 130 пунктиром показана линия нулевых работ, штриховкой — участки выемки. Необходимые для подсчета объемов площади неполных квадратов измеряют плани-



Итого	+162	+282	+380	+915	+1006	+1148	+122
	−93	−443	−170	−84	−77	−12	−1

Рис. 130. Картограмма земляных работ

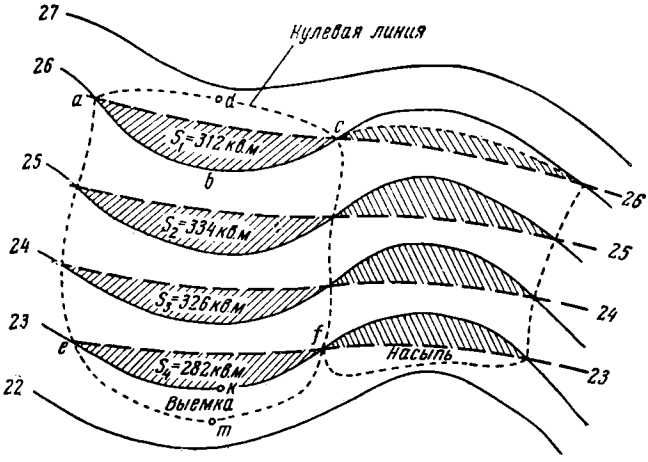


Рис. 131. Определение объемов насыпи и выемки по горизонталям

метром или палеткой. Объемы определяют не только непосредственными вычислениями, но и с помощью специальных номограмм.

Для подсчета объемов с помощью профилей на последних должны быть показаны проектные, фактические и рабочие отметки, расстояния, уклоны, нулевые точки, проектируемые здания и сооружения. Объемы насыпи или выемки между двумя смежными профилями подсчитывают по упрощенной формуле (XVII.21) усеченной пирамиды, основаниями которой служат плоскости профилей, а высотой — расстояние между профилями.

Необходимой точности вертикальной планировки в большинстве случаев удовлетворяют размеры квадратов и расстояния между профилями, равные 20 м. Но если местность ровная, то в ряде случаев можно увеличить это расстояние до 50 м.

Подсчет объемов по горизонталям выполняют по-разному. Так, при наличии на карте проектных горизонталей объем насыпи и выемки вычисляют по частям на каждом отдельном участке выемки или насыпи, образовавшемся между смежными горизонталями (рис. 131), в пределах нулевой линии. Для этого выклинивающееся на нулевой линии тело, например *abcd* или *ekfm*, принимают за пирамиду, объем которой вычисляют по формуле

$$V_1 = \frac{1}{3} S_1 h, \qquad \text{(XVII.24)}$$

где S_1 — площадь основания пирамиды, равная площади участка между черной и проектной горизонталями с одинаковыми отметками; h — высота тела.

Объемы остальных тел, ограниченных каждое двумя смежными горизонтальными сечениями, подсчитывают по формуле (XVII.20)

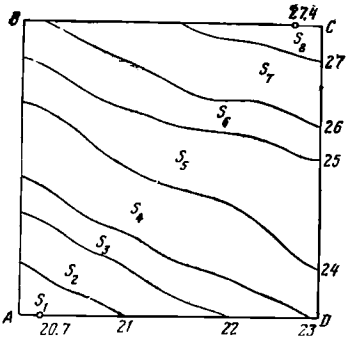


Рис. 132. Схема для вычисления общего объема тела по горизонталям

или (XVII.21) усеченной пирамиды. Площади оснований S_1, S_2, S_3 и т. д. измеряют планиметром.

Объем земли можно вычислить по отдельным слоям между смежными горизонталями аналогично тому, как это делается при определении объема водохранилищ. Пусть требуется вычислить объем земли на участке *ABCD* (рис. 132) от нижнего его основания (нижней проектной плоскости) с отметкой, равной 20 м, причем наименьшая отметка поверхности земли на границе контура равна 20,7 м. Сначала подсчитывают объем v_1 тела в пределах этих двух отметок

$$v_1 = sh_1 = (s_м, 0{,}7 \text{ м}) \text{ м}^3.$$

Для контроля вычислений площадей s_1, s_2, s_3, ..., s_n целесообразно, чтобы контур был представлен либо квадратом с известными сторонами, либо сфероидической трапецией, площадь S которой можно выбрать из специальных таблиц. Площади s_1, s_2, s_3..., s_n между смежными горизонталями определяют планиметром, а сумму их сравнивают с точным значением S и получают невязку по формуле

$$f_s = \sum_1^n s - S. \qquad \text{(XVII.25)}$$

Относительная невязка $\frac{f_s}{S}$ не должна превышать 0,5%. Полученную допустимую невязку распределяют с обратным знаком между всеми площадями s_1, s_2, s_3, ..., s_n пропорционально их величине:

$$\Delta s_i = \frac{f_s}{S} s_i, \qquad \text{(XVII.26)}$$

где Δs — поправки; $i = 1, 2, ..., n$.

После контроля и увязки площадей вычисляют объемы тел между смежными горизонтальными сечениями по формуле (XVII.21). Например, между сечениями с отметками 20,7 и 21 м объем тела будет равен

$$v_2 = \frac{S + (S - s_1)}{2} 0{,}3 \text{ м},$$

а между сечениями с отметками 21 и 22 м

$$v_3 = \frac{[S - s_1) + [S - (s_1 + s_2)]}{2} 1 \text{ м},$$

где 1 м — высота сечения, и т. д.

Объем земли на участке $ABCD$ над плоскостью с отметкой 20 м (см. рис. 132) можно определить, разделив его вертикальными сечениями, проходящими через горизонтали, на тела, площади оснований которых равны $s_1, s_2, s_3, \ldots, s_n$, а высоты — средним значениям высот двух горизонталей над проектной плоскостью или одной из горизонталей и отметки на границе контура. Так, применительно к рис. 132 будем иметь

$$v_1 = \frac{0{,}7 + 1{,}0}{2} s_1,$$

$$v_2 = \frac{1+2}{2} s_2,$$

$$v_3 = \frac{2+3}{2} s_3 \text{ и т. д.}$$

Для контроля подсчитывают общий объем тела как по горизонтальным, так и по вертикальным сечениям.

При составлении проекта вертикальной планировки определяют среднюю рабочую отметку h_0, при которой на данном участке объемы выемки и насыпи одинаковы (баланс земляных масс). Для этого пользуются формулой

$$h_0 = \frac{V}{S}, \qquad \text{(XVII.27)}$$

где V — общий объем земли; S — общая площадь участка.

В настоящее время для подсчета объемов тех или иных масс все более широко используется метод наземной стереофотограмметрии, по материалам которой создается цифровая модель объекта изучения. По цифровой модели вычисляют не только объемы, но и выполняют различные проектные работы строительства, архитектуры, добычи полезных ископаемых и т. д., требующие значительно меньших затрат труда по сравнению со старыми и пока наиболее распространенными способами.

Часть IV
РАЗБИВОЧНЫЕ РАБОТЫ (ОСНОВНЫЕ ТЕХНИЧЕСКИЕ ПРИЕМЫ)

ГЛАВА XVIII
ПЕРЕНЕСЕНИЕ В НАТУРУ ГЕОМЕТРИЧЕСКИХ ЭЛЕМЕНТОВ ПРОЕКТА — ЛИНИЙ, ГОРИЗОНТАЛЬНЫХ УГЛОВ, ТОЧЕК

§ 136. Задача разбивочных работ. Перенесение в натуру прямой горизонтальной линии

Задачей разбивочных работ является определение для строительных целей положения в натуре проектных точек, линий, плоскостей, поверхностей. Разбивочные работы сводятся к построению (отложению) на местности линий и углов, лежащих преимущественно в горизонтальной и вертикальной плоскостях. Правильность построения линий и углов проверяют путем измерения их после того, как они обозначены (закреплены) на местности.

Погрешности разбивочных работ не должны превышать величин строительных допусков. Последние всегда бывают более крупными в положении осей сооружений относительно геодезической опорной сети и более мелкими в положении элементов данного сооружения относительно его осей. Однако соблюдение допусков в том и другом случаях разбивочных работ одинаково важно для качества строительства.

Для перенесения прямой линии с проекта в натуру необходимо знать ее длину и направление, положение в натуре одной из ее точек, а также точность, с какой должна быть выполнена работа.

Все расстояния на проекте строительства определяют в горизонтальной плоскости. Поэтому если поверхность, на которой откладывают длину, горизонтальна или может быть принята (в пределах заданной точности) за горизонтальную, то при перенесении линии с проекта в натуру пользуются непосредственно взятым с проекта горизонтальным расстоянием. Если же поверхность наклонна, то мерным прибором необходимо откладывать наклонное расстояние D, которое вычисляют по одной из формул:

$$D = \frac{d}{\cos \nu} \text{ либо } D = \sqrt{d^2 + h^2}\ , \qquad \text{(XVIII.1)}$$

где d — горизонтальное расстояние, взятое с проекта; ν — угол наклона линии; h — превышение концов ее. Превышение h вычисляют как разность отметок конечных точек данной линии. Отметки определяют по горизонталям проектного чертежа.

Угол наклона ν линии вычисляют по формуле (X.15).

Величины h и ν можно определить из непосредственных измерений их в натуре путем, например, тригонометрического нивелирования (см. § 94).

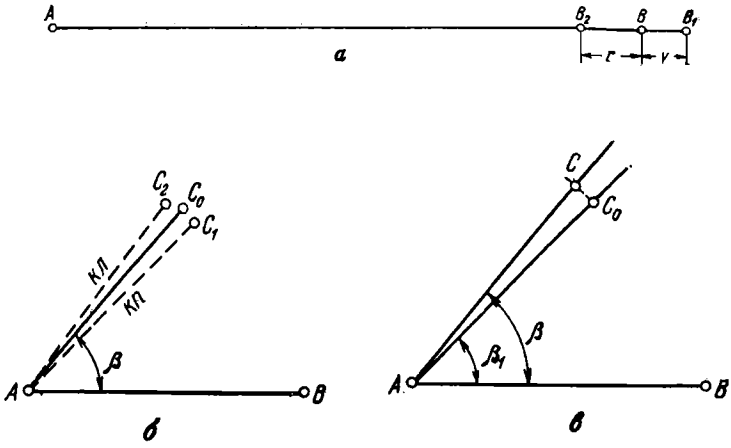


Рис. 133. Схема отложения заданной проектной длины и построение заданного горизонтального угла

Если точность отложения расстояния не выше 1 : 2000 (на 100 м ошибка 5 см), а угол наклона ν не более 1°, то разницу между D и d не учитывают и на местности откладывают взятое с проекта горизонтальное расстояние d.

Если на протяжении данной линии имеется n отрезков с разными углами наклона, то из проекта следует определить горизонтальное проложение d_i каждого участка и на местности откладывать вычисленные наклонные расстояния D_i.

Для отложения расстояния с точностью более высокой, чем 1 : 2000, вводят поправки: за наклон, за компарирование мерного прибора, за разность температур компарирования и отложения длин. Каждую из этих поправок вводят в отложенную длину со знаком, противоположным знаку той же поправки, вводимой при измерении линии, концы которой на местности заданы. В самом деле, если при измерении линии мерный прибор оказался больше своей номинальной длины, то поправку в результат измерений вводят со знаком плюс, так как число уложенных мерных приборов оказалось меньше, чем должно быть. Напомним, что длину D измеренной линии подсчитывают по формуле

$$D = ln + r + v,$$

где l — номинальная длина мерного прибора; n — число уложений мерного прибора; r — остаток, меньший длины мерного прибора; v — поправка за компарирование и температуру.

При отложении же заданного расстояния тем же, т. е. удлиненным, прибором в тех же условиях поправку вводят со знаком минус, так как, отложив заранее рассчитанное число мерных приборов, мы пройдем расстояние, большее, чем нужно. На величину поправки v смещают точку B_1 (рис. 133, *а*), полученную после

отложения заданной линии AB по направлению к точке A, получая таким образом конечную точку B заданной линии.

Введение поправки в отложенную длину линии в процессе работы с мерным прибором составляет некоторые неудобства. Вычислить эту поправку заранее затруднительно прежде всего потому, что неизвестно, какая будет температура мерного прибора при его откладывании. Поэтому часто применяют такой прием: предварительно откладывают заданное расстояние приближенно, менее точным прибором, не вводя поправок за компарирование и за разность температур, и отмечают на местности, например, точку B_2 (см. рис. 133, *а*). Затем расстояние AB_2 измеряют по всем правилам с заданной точностью. Вычитая из заданной длины AB длину AB_2, получают разницу r с тем или иным знаком. Методом точного отложения обычно небольшой длины получают положение конечной точки B. Уменьшая расстояние, подлежащее отложению, облегчают процесс перенесения прямой линии с проекта в натуру. Отложенную на местности линию AB измеряют для контроля не менее двух раз.

§ 137. Перенесение в натуру проектного горизонтального угла

Для перенесения проектного горизонтального угла $ABC=\beta$ в натуру должно быть известно положение на местности вершины угла и одной из его сторон, например стороны AB (рис. 133, *б*), а также расположение угла относительно стороны AB (вправо или влево). Чтобы вынести угол β, ставят выверенный теодолит в вершине угла, устанавливают горизонтальный круг на отсчет, равный $0°\,0'\,0''$, и вращением лимба наводят трубу на веху (или на шпильку) в точке C, совмещая вертикальную нить сетки с осью изображения вехи. Закрепив лимб, освобождают алидаду и поворачивают ее до получения отсчета, равного значению проектного угла β, если он располагается вправо от направления AB, и равного $360°-\beta$ при расположении его влево от линии AB.

Для исключения влияния коллимационной ошибки угол β откладывают дважды (при КП и КЛ), отмечая установкой шпилькн в точках C_1 и C_2 каждое из двух направлений зрительной трубы (AC_1 и AC_2). Окончательное положение точки C_0 будет посередине между точками C_1 и C_2.

Чтобы увеличить точность построения угла β, сначала строят его, например, от стороны AB (рис. 133, *в*) только что описанным способом. Пусть при этом получается угол β_1. Затем его измеряют многократно либо способом повторений (см. § 37) при работе 1-минутным и 30-секундным теодолитами, либо способом круговых приемов при круге право и круге лево. Полученный результат сравнивают с величиной заданного угла, определив разницу $\Delta\beta=\beta-\beta_1$. Затем вычисляют длину перпендикуляра C_0C к линии AC_0 в точке C_0 по формуле

$$C_0C = AC_0 \operatorname{tg} \Delta\beta$$

или по малости угла $\Delta\beta$

$$C_0C = \frac{AC_0\,\Delta\beta}{\rho} = \frac{AC_0\,\Delta\beta''}{206\,265''}. \qquad \text{(XVIII.2)}$$

Расстояние AC_0 перед этим измеряют.

Откладывая на местности от точки C длину вычисленного перпендикуляра C_0C, получают точку C, лежащую на стороне заданного угла β.

§ 138. Перенесение в натуру проектной точки по заданному положению ее в горизонтальной плоскости

Способы перенесения точки с проекта на местность следующие: 1) способ прямоугольных координат (способ перпендикуляров), 2) способ полярных координат (полярный способ), 3) способ засечек — линейных и угловых, 4) способ створов. Однако исполнение этих способов при разбивочных работах и при съемке местности различно. Это объясняется тем, что при съемке положение точек на местности известно, а при выносе с проекта — неизвестно. Поэтому при съемке ведется процесс измерения неизвестных расстояний и горизонтальных углов, с помощью которых можно нанести точку местности на план, а при выносе точек с проекта на местность ведется процесс отложения известных расстояний и построения известных горизонтальных углов для определения положения проектных точек на местности. Эти обстоятельства, однако, не мешают пользоваться для объяснения процесса выноса точек с проекта в натуру теми же рисунками, которые помещены в § 58, где речь идет о съемке точек местности.

Необходимо помнить, что во всех случаях работы с теодолитами выражение «установить теодолит» понимается как центрирование и нивелирование выверенного теодолита. Работать с невыверенным теодолитом нельзя.

Способ прямоугольных координат. Для выноса точки E (см. рис. 49) с проекта в натуру способом прямоугольных координат необходимо знать горизонтальное расстояние $d_1=AC$ по направлению линии AB и длину l_1 перпендикуляра CE. Положение точек A и B на местности должно быть известно. Мерный прибор (ленту, стальную рулетку) укладывают по направлению линии AB с помощью теодолита так, чтобы изображение шпильки, фиксирующей положение переднего конца мерного прибора, было совмещено с пересечением вертикальной и средней горизонтальной нитей сетки трубы. Точку C сначала отмечают шпилькой и ее положение в створе линии AB поверяют после перевода трубы через зенит. Окончательно закрепляют точку посередине между двумя ее положениями, найденными при КП и КЛ. Выставлять точку C в створе линии AB при КП и КЛ особенно необходимо, если при переводе трубы с точки B на точку C приходится изменять ее наклон.

Точку C закрепляют колышком (на асфальте гвоздем, на бетоне карандашом, краской) и на нее переносят теодолит для построения прямого угла, чтобы определить положение точки E. Прямой угол строят при КП и КЛ, причем для контроля — дважды, используя направление CA и CB. По окончательному направлению перпендикуляра CE отмеряют длину l_1 и точку E закрепляют на местности.

Полярный способ. Положение на местности точки P (см. рис. 54), лежащей в створе линии AB, находят, пользуясь

расстоянием D_1 либо его горизонтальной проекцией. При точке P строят угол ν при КП и КЛ и, пользуясь расстоянием D_2 либо его горизонтальной проекцией, находят положение точки O. Положение на местности проектных точек *1*, *2*, *3*... находят путем построения при помощи теодолита горизонтальных углов β_1, β_2, β_3... и отложения затем расстояний l_1, l_2, l_3... в направлении визирной оси трубы.

Способ угловых засечек. При заданном положении на местности точек C и D и заданных значениях горизонтальных углов β_1 и β_2 (см. рис. 53, б) точность определения положения точки N зависит от точности взаимного расположения точек C и D, от точности построения углов C и D и от величины угла ν. Чем он ближе к 90°, тем более точно определяется положение точки N. Поэтому если угол $\nu=180°-(\beta_1-\beta_2)$ будет меньше 30° или больше 150°, то положение точки угловой засечкой не определяют. Для того чтобы сразу найти на местности положение точки N, устанавливают два теодолита — в точках C и D и, ориентировав лимбы их по направлениям CD и DC, вращают алидаду каждого теодолита до получения отсчета $360°-\beta_1$ и β_2 соответственно. После этого по команде наблюдателей рабочий выставляет вешку или шпильку в точке N пересечения обоих визирных лучей.

Способ линейных засечек применяют при выносе точки M (см. рис. 53, *а*), которая должна быть расположена настолько близко от опорной линии AB, чтобы линии засечек CM и EM были не более длины мерного прибора. Проектом должны быть заданы положения точек C и E и расстояния CM и EM. Положения точек C и E на местности находят путем откладывания мерным прибором расстояний AC и AE на линии AB. Мерный прибор укладывают в створе линии AB при помощи теодолита. Для контроля выноса точек C и E измеряют расстояние BE. Точки C и E закрепляют колышком или гвоздем. Установив нулевой штрих мерного прибора (лучше — стальной рулетки) на точке C, около деления рулетки, соответствующего длине CM, ставят острием вниз шпильку (или гвоздь) и прочерчивают на местности дугу. Затем радиусом EM прочерчивают дугу из точки E. Искомая точка M будет в пересечении дуг. Закрепив ее на местности, измеряют для контроля расстояния CM и EM.

Способ створов. Для определения положения на местности проектной точки, например точки P (см. рис. 55), находящейся в створе линии *4—5*, необходимо установить теодолит в одну из этих точек, например в точку *4* Затем следует навести зрительную трубу на точку *5* и по направлению визирной оси укладывать мерный прибор для отложения проектного расстояния от точки *4* до точки P.

Для выноса в натуру проектной точки M, находящейся за пределами опорной линии *3—4* (на ее продолжении), следует установить теодолит на точке *4*, ближайшей к точке M, и наводящим винтом алидады навести зрительную трубу на точку *3*. Затем перевести трубу через зенит. По этому направлению визирной оси зрительной трубы отложить мерный прибор на проектное расстояние от точки *4* до точки M. Для контроля работы и исключения влияния коллимационной ошибки все действия повторить при другом положении вертикального круга.

Если проектная точка расположена в створе имеющихся на местности зданий или сооружений, то для выноса точки следует

сначала разбить на местности линию, параллельную линии зданий или сооружений, чтобы можно было устанавливать на ней теодолит, и от этой линии определять положение проектной точки на местности. Для разбивки параллельной линии надо отложить рулеткой два коротких равных перпендикуляра (не более одного метра) от двух точек застройки и закрепить концы перпендикуляров на местности. На продолжении полученной линии отложить от нее два таких же перпендикуляра в сторону створа застройки и таким образом найти положение последнего на местности.

§ 139. О точности перенесения в натуру проектной линии

Точность строительных разбивок, имеющая чрезвычайно большое значение для качества строительства, зависит от погрешностей в разбивочных данных и от погрешностей измерений на местности.

Погрешности разбивочных данных зависят от способа получения этих данных. Если их определяют графически (на генеральном плане), то погрешности будут больше, чем в случае определения данных аналитическим способом. Поэтому в большинстве случаев пользуются аналитическим способом и считают погрешности определения данных этим способом исчезающе малыми по сравнению с погрешностями измерений. Однако в любом случае получения с проекта данных для строительных разбивок должна быть выяснена точность этих данных. Если средняя квадратическая погрешность определения проектных данных равна m_1, а измерений — m_2, то ожидаемая общая погрешность по правилам теории ошибок измерений будет

$$M = \sqrt{m_1^2 + m_2^2}.$$

Пример. Пусть средняя квадратическая погрешность графического определения разрыва между зданиями $m_1 = \pm 0{,}10$ м, а погрешность измерений при выносе в натуру этой линии $m_2 = \pm 0{,}07$ м. Тогда общая средняя квадратическая погрешность $M = \sqrt{0{,}10^2 + 0{,}07^2} = \pm 0{,}12$ м.

При установлении возможной точности разбивочных работ имеют в виду не среднюю квадратическую, а предельную погрешность Δ, величина которой обычно принимается равной удвоенной средней квадратической погрешности, т. е.

$$\Delta = 2M.$$

Хотя вероятность появления такой погрешности равна всего 0,05, не считаться с ней нельзя, учитывая необходимость полной гарантии соблюдения заданной точности выноса элементов проекта в натуру.

Величину ожидаемой погрешности m_1 устанавливают при подготовке данных для выноса элементов проекта в натуру. Величину ожидаемой погрешности m_2 можно заранее вычислить (предвычислить).

Так, для предвычисления погрешности определения точки способом перпендикуляров и полярным способом можно пользоваться формулой

$$m = \pm \sqrt{\frac{D^2}{\rho^2} m_\beta^2 + m_D^2}, \qquad \text{(XVIII.3)}$$

где D — расстояние на местности до определяемой точки; m_D — средняя квадратическая погрешность этого расстояния; m_β — средняя квадратическая погрешность построения заданного горизонтального угла, а также и визирования по створу; ρ — число минут или секунд в радиане (в зависимости от того, в каких мерах выражена m_β).

Среднюю квадратическую погрешность в положении точки N (см. рис. 53, *б*), определяемом по способу угловых засечек, вычисляют по формуле

$$m = \pm \frac{m_\beta}{\rho \sin \gamma} \sqrt{D_1^2 + D_2^2}. \qquad \text{(XVIII.4)}$$

Примеры. 1. Предвычислить предельную погрешность планового положения точки E, определяемого по способу перпендикуляров (см. рис. 49), если $D_1 = 40{,}00$ м, $l_1 = 10{,}00$ м, $m_\beta = \pm 30''$.

Решение. а. Найдем среднюю квадратическую погрешность m_1 в положении точки C, считая угловую погрешность установки вехи при визировании m_t равной $0{,}5\, m_\beta$, т. е.

$$m_v = \frac{\pm 30''}{2} = \pm 15''.$$

Средняя квадратическая относительная погрешность отложения линии стальной лентой

$$\frac{m_D}{D} = \frac{1}{2000}.$$

Следовательно,

$$m_D = \frac{40 \text{ м}}{2000} = \pm 2 \text{ см}$$

и

$$m_1 = \sqrt{\left(\frac{4000}{206\,265} \cdot 15\right)^2 + 2^2} = \sqrt{4{,}09} = \pm 2 \text{ см}.$$

б. Найдем средиюю квадратическую погрешность m_2 определения положения точки E относительно точки C, считая $m_l = \frac{10 \text{ м}}{2000} = 0{,}50$ см,

$$m_2 = \sqrt{\left(\frac{1000}{206\,265} \cdot 30\right)^2 + 0{,}5^2} = \sqrt{0{,}272} = \pm 0{,}5 \text{ см}.$$

в. Найдем общую погрешность M_E,

$$M_E = \sqrt{m_1^2 + m_2^2} = \sqrt{2^2 + 0{,}5^2} = \sqrt{4{,}25} = \pm 2{,}06 \text{ см} \approx \pm 2 \text{ см}.$$

г. Найдем предельную погрешность Δ в положении точки E:

$$\Delta = 2M = \pm 2 \text{ см} \cdot 2 = \pm 4 \text{ см} = \pm 0{,}04 \text{ м}.$$

2. Предвычислить предельную погрешность в положении точки N (см. рис. 46, *б*), определенном угловой засечкой. Пусть $D_1 = 150$ м, $D_2 = 170$ м, $\nu = 80°$, $m = \pm 0{,}5'$.

$$M_N = \frac{0{,}5}{3438 \cdot 80°} \sqrt{150^2 + 170^2} = \frac{0{,}5}{3438 \cdot 0{,}985} 226{,}7 = \pm 0{,}033 \text{ м}.$$

Предельная погрешность

$$\Delta = 0{,}033 \text{ м} \cdot 2 = 0{,}065 \text{ м} \approx 0{,}07 \text{ м}.$$

В приведенных примерах погрешности вычислены относительно опорной линии AB. Если в положении последней, в свою очередь, есть погрешности, а расчеты должны установить точность выноса точек относительно опоры более высокого класса, то необходимо учесть погрешность и положения линии AB. Это может сильно осложнить расчеты, которые следует выполнять с участием геодезиста. В строительной практике стремятся создать такое геодезическое обоснование, от которого непосредственно ведут разбивку элементов проекта без учета погрешностей обоснования вследствие их малости.

§ 140. Перенесение в натуру точки по данной проектной отметке

Эту задачу решают при вертикальной планировке, при рытье котлованов и траншей, при укладке фундаментов зданий, трубопроводов и рельсовых путей, при установке колонн и монтаже оборудования, при выносе в натуру проектного контура водохранилища и других работах. На участке работ устанавливают не менее двух временных реперов (грунтовых или стенных), используя для репера надежный по устойчивости предмет (сооружение, выступ здания, дерево, в которое забивают костыль), и путем проложения привязочных ходов геометрического нивелирования от двух опорных (исходных) реперов с известными отметками определяют отметки реперов на участке строительных работ. Если второго репера с известной отметкой нет, то нужно иметь полную уверенность в надежности планового и высотного положения исходного репера. В случае использования только одного исходного репера для контроля нивелирный ход должен быть проложен дважды. Допускаемое расхождение в сумме превышений одного и другого ходов или расхождение в отметках, определяемых от двух исходных реперов, устанавливается в зависимости от необходимой точности связи по высоте строительной площадки с опорными реперами. Во многих случаях достаточно поставить условие, чтобы расхождение между суммой превышений одного и другого хода от исходного репера до временного не превышало $\pm(4\sqrt{n})$ мм, где n — число станций одного нивелирного хода.

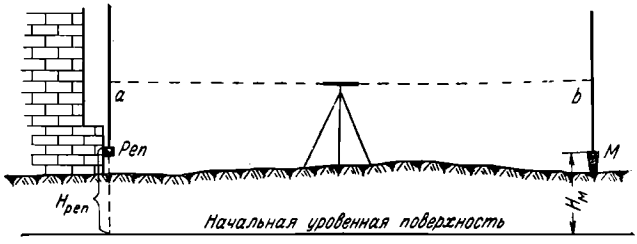


Рис. 134. Репер и искомая точка ниже горизонта инструмента

Пользуясь отметкой временного репера, на строительной площадке устанавливают точку M (забивают кол, гвоздь, наносят риску или метку) на заданной проектной отметке $H_м$ (рис. 134). Для этого устанавливают нивелир, берут отсчет a по рейке, стоящей на репере, и рассчитывают отметку $H_{ГИ}$ горизонта инструмента,

$$H_{ГИ} = H_{реп} + a.$$

Затем вычисляют отсчет b по рейке, при котором точка M будет находиться на проектной отметке,

$$b = H_{ГИ} - H_M. \qquad \text{(XVIII.5)}$$

Установив кол в точке M на произвольной высоте, а на нем рейку и глядя в трубу, изменяют положение кола по высоте таким образом, чтобы отсчет по рейке оказался равным вычисленному значению отсчета b. Для контроля вынесения заданной отметки на точку M производят нивелировку от второго временного репера.

Если искомая точка M располагается выше луча визирования, что может быть при строительстве мостов, путепроводов, эстакад, при проходке или облицовке туннелей и т. п., то, как нетрудно видеть из рис. 135, искомый отсчет b следует рассчитывать по формуле

$$b = H_M - H_{ГИ}. \qquad \text{(XVIII.6)}$$

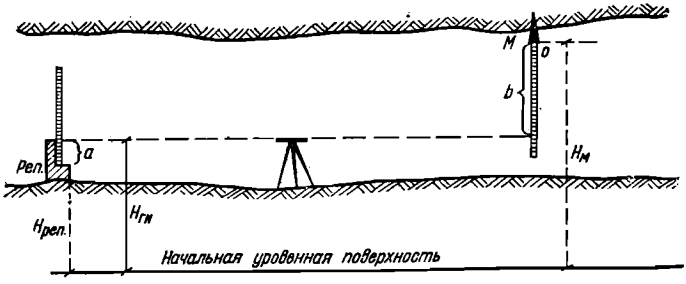


Рис. 135. Репер ниже, а искомая точка выше горизонта инструмента

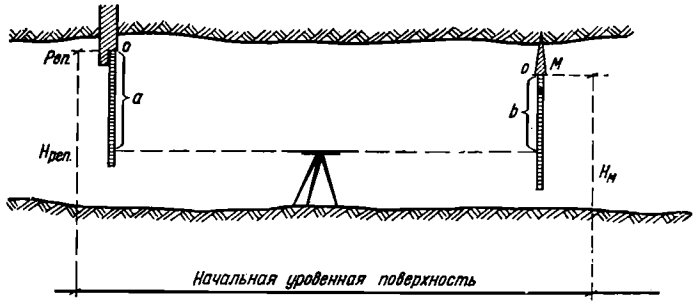


Рис. 136. Репер и искомая точка выше горизонта инструмента

Рейку, разумеется, всегда следует устанавливать пяткой (нулем) на определяемую точку так же, как и на репер.

По формуле (XVIII.6) следует рассчитывать отсчет b и тогда, когда репер и определяемая точка располагаются выше горизонта инструмента (рис. 136). В этом случае горизонт инструмента, как видно из рисунка, следует вычислить по формуле

$$H_{ГИ} = H_{реп} - a. \qquad (XVIII.7)$$

Если репер располагается выше горизонта инструмента, а определяемая точка — ниже (рис. 137), то искомый отсчет b рассчитывают по формуле (XVIII.5), а $H_{ГИ}$ вычисляют по формуле (XVIII.7).

Перенесение проектной точки в натуру по заданной отметке возможно и другим способом. Например, при выведении стен, оконных и дверных проемов, при укладке перекрытий и др. можно закрепить риской вспомогательную точку на стене здания или на колонне, отметку которой удобно определить от репера путем нивелирования. Тогда для отыскания положения проектной точки сле-

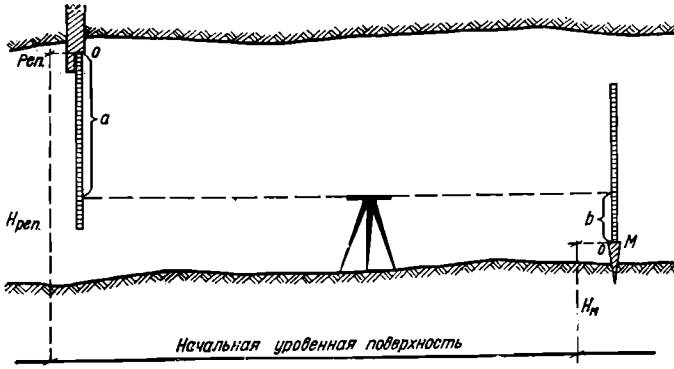


Рис. 137. Репер выше, а искомая точка ниже горизонта инструмента

дует отложить стальной рулеткой от риски расстояние (вверх или вниз), равное разности отметок проектной точки и риски.

При работе с нивелиром следует твердо придерживаться правила — поверять нивелир (см. § 69—72) не менее одного раза в день.

ГЛАВА XIX

НЕКОТОРЫЕ ГЕОДЕЗИЧЕСКИЕ ЗАДАЧИ, РЕШАЕМЫЕ ПРИ СТРОИТЕЛЬСТВЕ

§ 141. Определение высоты сооружения при помощи вертикального круга

Пусть требуется определить высоту h здания от его основания до крыши (рис. 138, *а*). Для этого устанавливают теодолит так, чтобы хорошо были видны верх и основание здания, после чего измеряют углы наклона ν_1 и ν_2. Измеряют расстояние D от инструмента до здания и угол наклона линии местности, чтобы

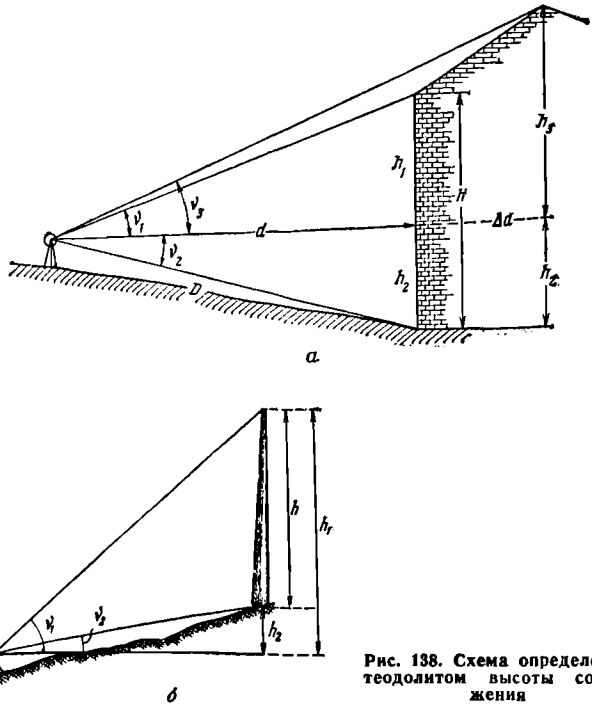


Рис. 138. Схема определения теодолитом высоты сооружения

вычислить горизонтальное проложение d линии местности D. Превышение h, учитывая знаки углов наклонов, будет равно

$$h = d(\operatorname{tg} \nu_1 - \operatorname{tg} \nu_2). \qquad (XIX.1)$$

Для контроля вычислительных действий можно определить h, не принимая во внимание знаки углов наклона, по формулам

$$1)\ h = h_1 + h_2; \qquad (XIX.2)$$

$$2)\ h = d(\operatorname{tg} \nu_1 + \operatorname{tg} \nu_2). \qquad (XIX.3)$$

Пример. $d = 72{,}47$ м, $\nu_1 = 14° 42'$, $\nu_2 = 12° 11'$.

$$1)\ h_1 = 72{,}47 \cdot 0{,}262 = 18{,}99 \text{ м},$$

$$h_2 = 72{,}47 \cdot 0{,}216 = 15{,}65 \text{ м},$$

$$h = 18{,}99 + 15{,}65 = 34{,}64 \text{ м};$$

$$2)\ h = 72{,}47\,(0{,}262 + 0{,}216) = 72{,}47 \cdot 0{,}478 = 34{,}64 \text{ м}.$$

Высота здания до конька равна

$$h = h_2 + h_3.$$

Чтобы вычислить h_3, нужно измерить угол ν_3 и расстояние Δd (рулеткой до оси здания), которое прибавляют к d. Тогда

$$h_3 = (d + \Delta d) \operatorname{tg} \nu_3. \qquad (XIX.4)$$

Если ось вращения трубы прибора будет располагаться ниже основания предмета (рис. 138, *б*), то высота h предмета будет равна

$$h = h_1 - h_2 = d(\operatorname{tg} \nu_1 - \operatorname{tg} \nu_2). \qquad (XIX.5)$$

Угол ν_2 в этом случае будет получаться при измерении со знаком плюс. Расстояние до боковой наружной поверхности трубы измеряют лентой и прибавляют к нему длину радиуса трубы. Последний вычисляют после измерения длины окружности трубы.

Приняв за правило всегда учитывать знак угла ν_2, следует в любом случае вычислять высоту предмета по формуле (XIX.1), которая тогда будет иметь универсальный характер.

§ 142. Определение отметки точки, находящейся в глубоком котловане или на высоком здании

Иногда отметку точки на зданиях и сооружениях можно определять, измеряя непосредственно вертикальное расстояние от точки с известной отметкой до определяемой точки.

Путем геометрического нивелирования эту задачу можно решить, применяя либо один, либо два нивелира. В первом случае нуль рулетки совмещают с одной из данных точек, например с точкой, закрепленной временным репером N в котловане (рис. 139, *а*), отметку которого нужно определить.

На репер M, отметка которого известна, ставят рейку и затем берут отсчеты по рейке и рулетке. Отметка репера N равна

$$H_N = H_M + a - A, \qquad (XIX.6)$$

где a — отсчет по рейке; A — отсчет по рулетке.

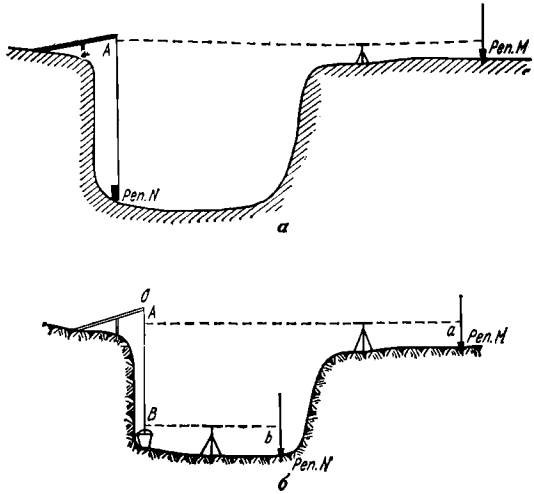


Рис. 139. Схема определения отметки точки в глубоком котловане

В случае применения двух нивелиров (рис. 139, *б*) подвешивают за кронштейн рулетку нулем вверх и берут отсчеты по рейкам, установленным на реперах, и по рулетке. Отметка репера N равна

$$H_N = H_M + a - (B - A) - b. \qquad \text{(XIX.7)}$$

Аналогично определяют отметку точки и на здании, только разность отсчетов $(B - A)$ по рулетке должна войти в формулу со знаком плюс.

Для описанных работ применяют стальную рулетку, наименьшее деление которой 1 мм либо 0,5 см. При разности температур измерения и компарирования, превышающей 8°, следует в измеренное рулеткой вертикальное расстояние вводить поправку за температуру [см. формулу (III.10]. Натяжение рулетки при измерениях должно быть равно натяжению при компарировании (обычно 10 кг).

§ 143. Отбивка линии затопления

При создании искусственных водоемов (водохранилищ, прудов) возникает задача по определению на местности, еще до наполнения водоема, положения линии будущего уреза воды. Эту линию называют линией затопления. Заблаговременное обозначение ее на местности вызывается необходимостью своевременной очистки территории, торфяников и т. д. и подготовки дна водоема для эксплуатации (устройство пристаней, причалов, обозначение судового хода и т. д.).

Линию затопления переносят в натуру отдельными точками, по заданной проектной отметке, т. е. решают задачу, описанную в § 140.

Чтобы обеспечить вынос большого числа точек линии затопления с необходимой точностью, заранее прокладывают опорный нивелирный ход, реперы которого устанавливают выше линии затопления. Класс нивелирного хода зависит от протяженности линии затопления и характера задач по эксплуатации водоема.

Точки линии затопления закрепляют в средием через 100 м сначала кольями, а потом частично столбами.

В связи с необходимостью оформления отвода (отчуждения) земель под водоем приходится прокладывать по линии затопления и теодолитный ход по ранее закрепленным точкам линии затопления.

§ 144. Отвод земельного участка под строительство

Участок под строительство выбирают по топографической карте или по генеральному плану города, промышленного предприятия (см. § 132, 133). Точное положение участка в таких случаях устанавливают либо путем определения координат угловых точек границы участка, либо путем привязки этих точек к предметам местности, изображенным на карте (или генеральном плане). Если координаты и элементы привязки (перпендикуляры, засечки и др.) определяются графическим путем, то их точность зависит от масштаба карты или генерального плана. Координаты и элементы привязки определяют также и аналитическим способом, задаваясь точными значениями направления границы и длин ее сторон.

Запроектированный так или иначе участок выносят на местность и закрепляют знаками, устанавливаемыми в точках поворота и створных точках границы участка. В зависимости от размеров участка и окружающей его ситуации границу закрепляют деревянными столбами, бетонными монолитами, металлическими трубками и штырями, вехами и т. д.

Для выноса с карты на местность точек границы участка по координатам необходимо иметь на местности опорные геодезические пункты. При значительном удалении последних от участка приходится создавать дополнительную опорную сеть с таким расчетом, чтобы с пунктов этой сети можно было выносить точки границы с наименьшей затратой усилий, например полярным способом (см. § 138). Для этого предварительно решают обратную задачу на координаты.

Точное местоположение границы строительного участка указывают также непосредственно в натуре. В этом случае по закрепленной знаками границе участка прокладывают теодолитный ход с целью определения координат закрепленных точек. Однако и в том случае, когда границу участка выносят от опорных геодезических пунктов, тоже обычно прокладывают теодолитный ход, чтобы для контроля получить координаты закрепленных точек границы.

Отвод земельного участка оформляют соответствующим актом, в составлении которого принимают участие заинтересованные стороны — землепользователь (местные районные советы и их испол-

комы, колхозы, совхозы, городские советы и т. д.) и застройщик. В городах на отводимый участок составляют строительный паспорт, содержащий такие данные: 1) решение местного совета на отвод участка; 2) наименование застройщика; 3) координаты границы отводимого участка и данные привязки его к опорной сети, в том числе и к красным линиям; 4) координаты точек, опорной сети, красных линий, осей проездов и др.; 5) архитектурно-планировочное задание с перечислением и характеристикой объектов строительства; 6) план или схема участка с указанием существующей застройки и зеленых насаждений; 7) инженерно-геологическая характеристика участка; 8) двусторонний акт об отводе участка и др.

При отсутствии топографического плана участка выполняют топографическую съемку в масштабе, выбранном в соответствии с характером предстоящей застройки и стадии проектирования.

ГЛАВА XX

ГЕОДЕЗИЧЕСКИЕ РАЗБИВКИ ДЛЯ СТРОИТЕЛЬСТВА ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ

§ 145. Использование геодезической опоры для разбивки основных осей зданий

Вынос проекта здания в натуру и разбивка для строительства здания — это два наименования одного и того же процесса геодезических работ, имеющего целью найти и закрепить положение на местности контура здания и его деталей, содержащихся в проекте. Опорой для определения местоположения точек и линий здания могут служить: 1) геодезические опорные пункты, 2) строительная сетка, 3) красная линия застройки, 4) предметы местности.

При непосредственном использовании геодезических опорных пунктов, в том числе и пунктов теодолитных ходов, для разбивки полярным способом заданных точек (например, точек A и B здания, рис. 140) необходимо выполнить следующее.

1. Вычислить дирекционный угол α_{MN} линии MN по координатам опорных точек M и N.

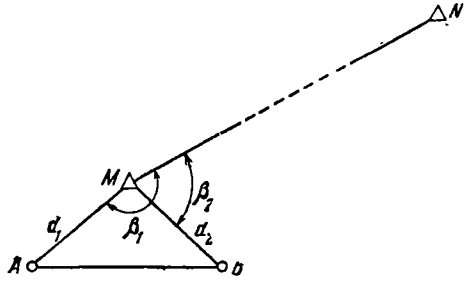


Рис. 140. Схема разбивки точек A и B от опорных пунктов M и N

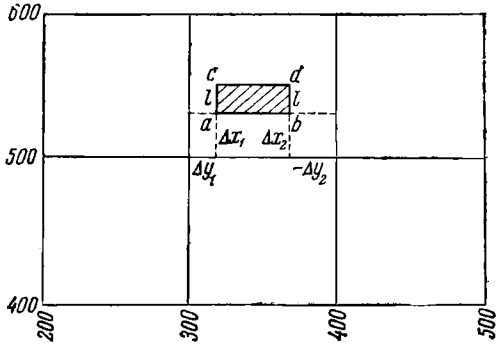


Рис. 141. Схема привязки здания к строительной сетке

2. Вычислить дирекционные углы α_{MA} и α_{MB} линий MA и MB по координатам опорного пункта M и точек A и B.

3. Вычислить горизонтальные углы β_1 и β_2 как разности дирекционных углов: $\beta_1=\alpha_{MA}-\alpha_{MN}$, $\beta_2=\alpha_{MB}-\alpha_{MN}$.

4. Вычислить горизонтальные расстояния d_1 и d_2 от опорной точки M до точек A и B [(см. формулы (VI.5) и (VI.6)].

5. Вычислить расстояния D_1 и D_2 на поверхности земли от точки M до точек A и B [см. формулы (XVII.13) и (XVII.14)].

6. Составить разбивочную схему и выписать значения углов β_1 и β_2 и расстояний d_1, d_2, D_1, D_2.

7. Построить от направления MN при помощи теодолита углы β_1 и β_2 (см. § 137).

8. Отложить мерным прибором по земле расстояния D_1 и D_2 (либо d_1 и d_2, если измерения ведут горизонтально расположенным мерным прибором).

9. Закрепить точки A и B.

Строительную сетку (см. § 52) создают на местности в виде сетки квадратов со сторонами 100 или 200 м. Иногда сетку строят в виде прямоугольников.

Строительную сетку проектируют по генеральному плану, на котором нанесены здания и сооружения, а затем выносят ее на местность.

Положение строительных объектов определяют относительно точек и линий строительной сетки. Так, положение здания $acdb$ (рис. 141) определено координатами точек a, b и шириной l здания. Точки a, b выносят в натуру способом перпендикуляров (см. § 132). Строительной сеткой обычно пользуются при строительстве промышленных предприятий.

Красная линия — граница, отделяющая территорию квартала от улицы (проезда). Она служит опорной линией, от которой выносят в натуру оси зданий, преимущественно по способу перпендикуляров. Красную линию выносят в натуру от геодезических опорных пунктов (пунктов полигонометрии либо от ранее разбитой оси проезда по данным генерального плана строительства). Положение красной линии закрепляют на местности надежными знаками и часто отмечают на стенах существующих зданий и сооружений смежных кварталов.

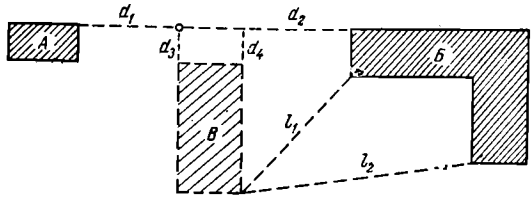


Рис. 142. Разбивочный чертеж здания *В* от существующих зданий *А* и *Б*

Проектные оси зданий выносят от предметов местности при строительстве новых зданий среди существующей застройки. Необходимые для выноса данные определяют на проектных чертежах графически. В таких случаях важно знать точность масштаба плана, на котором изображен проект, и точность взаимного расположения опорных зданий (или сооружений), чтобы рассчитать возможную ошибку выноса в натуру осей нового здания. Точность выноса в таких случаях можно повысить, если воспользоваться измерениями в натуре расстояний между опорными зданиями. Положение новых зданий часто определяют относительно створных линий существующих зданий либо способом перпендикуляров, либо линейной засечкой (рис. 142).

§ 146. Подготовка проектных данных для разбивки зданий

Для выполнения разбивочных работ составляют по рабочим чертежам проекта разбивочные чертежи (выкопировки или схемы), на которых показывают числовые значения линий, углов, координат и отметок, необходимые для выноса осей и детальной разбивки здания. Для разбивки целесообразно иметь отдельные выкопировки плана фундаментов, плана стен, плана расположения колонн, плана коммуникаций, выкопировку вертикальных разрезов стен и колонн и т. д. Для контроля разбивки необходимо иметь избыточное количество числовых данных. В разбивочных материалах должны быть указания о необходимой точности выноса в натуру осей здания, точности закладки здания по высоте относительно используемых опорных точек и линий. Разбивочные чертежи и подписанные на них данные тщательно проверяют во избежание грубых ошибок в разбивке и тяжелых последствий для строительства.

При большой сложности разбивочного чертежа основные числовые данные (координаты, отметки, размеры) выписывают в особые ведомости — приложения к чертежу).

Некоторые примеры разбивочных чертежей приведены в прилож. 5.

§ 147. Разбивка и закрепление осей зданий, вынос промежуточных осей

Разбивку зданий сложной в плане формы производят от главных осей *AB* и *CD* здания (рис. 143), а зданий простой формы — от осей наружных стен, составляющих внешний контур здания (см. рис. 142). В первом случае от той или иной опоры (см. § 143) выносят в натуру сначала одну из осей, например *AB*, определяя на местности положение точек *A* и *B*, а затем путем промеров находят на ней точку *O* пересечения осей. Установив теодолит в точке *O*, строят полным приемом два прямых угла и получают направление оси *CD*. Внешний контур здания разбивают, пользуясь отнесенными к главным осям координатами точек *1*, *2*, *3*,... внешнего контура здания. Для этого в точках *a*, *b*, *c*,... устанавливают теодолит и строят прямые углы, чтобы получить направления на точки *1*, *2*, *3*... и отложить по этим направлениям расстояния, взятые с проекта.

Разбивку осей зданий, а точнее отдельных характерных точек осей, можно выполнить любым способом, описанным в § 138, учитывая указания, приведенные в § 145—146, но разбивки от строительной сетки и от красных линий удобнее выполнять способом прямоугольных координат.

Контроль разбивки осей здания должен быть таким, чтобы полностью исключалась возможность оставить незамеченными недопустимые погрешности в разбивке. В частности, например, проверяют в натуре расстояния *AB*, *CD*, *AO*, *OB* и т. д., расстояния по линиям *1—2*, *2—3*, *3—4*, *4—5*, по диагоналям *a—3*, *b—2*, *b—5*, *c—3* и т. д. (см. рис. 143).

Расхождения с проектными данными допускают лишь в пределах норм, установленных «Строительными нормами и правилами».

Главные оси здания закрепляют на местности не менее чем в пяти точках (*A*, *B*, *C*, *D*, *O*) (см. рис. 143). Знаки, которыми точки закреплены, должны быть тем надежнее, чем сложнее и крупнее здание. Для этого применяют железобетонные монолиты, металлические трубы, обрезки рельсов, скобы с рисками, закрепляемые на существующих, вблизи расположенных зданиях и сооружениях, лежащих на оси и ее продолжении, а в простейших случаях — дере-

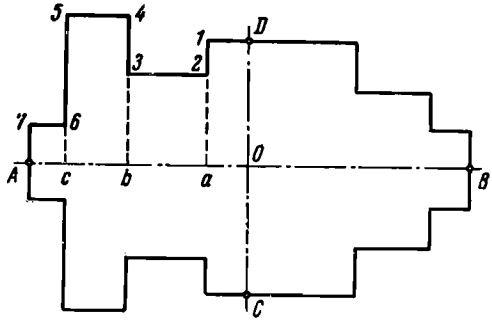


Рис. 143. Схема разбивки сложного по форме здания от главных осей

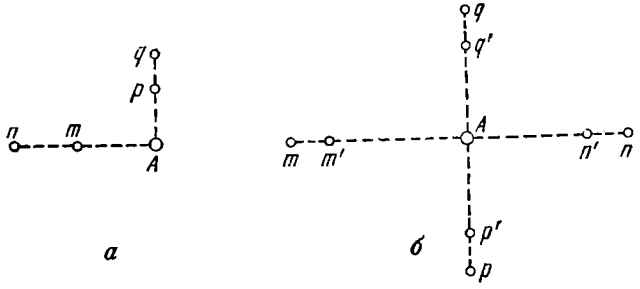


Рис. 144. Схема закрепления точки A створами mn и pq

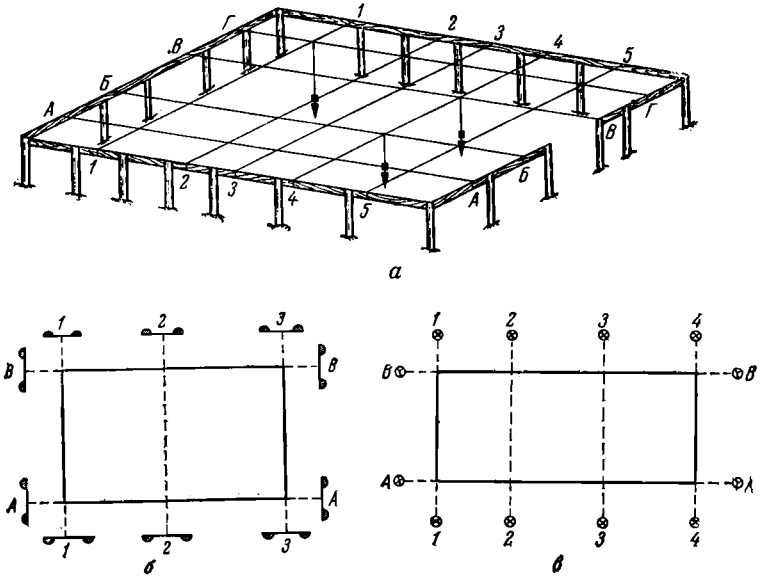


Рис. 145. Типы обноски

вянные столбы с гвоздем, забитым сверху, костыли, метки масляной краской на зданиях.

В последнее время для закрепления точек на строящихся объектах успешно применяются строительно-монтажные пистолеты [78], выстрелом из которых загоняются в сооружения дюбели и дюбели-гвозди на глубину от 40 до 80 мм. Но и для закрепления точек полигонометрии в [129] предусмотрено применение строительно-монтажного пистолета СМП-3м. Каждую из точек оси закрепляют створными точками, например m и m', n и n' (рис. 144).

Так же закрепляют и оси наружных стен, если не разбиваются главные оси здания. Оси здания часто закрепляют еще на обноске, при помощи которой удобно выполнять детальную разбивку здания, в частности разбивку осей внутренних стен. Обноску устраивают в виде сплошного ограждения (рис. 145, *а*) либо ограждения, состоящего из отдельных секций (рис. 145, *б*), либо ограждения только столбами (створная обноска, рис. 145, *в*), которые располагают над осями здания. Обноска в виде сплошного ограждения (столбы обноски устанавливают через каждые 3 м) обеспечивает детальную разбивку с наибольшим удобством, и при сложных разбивках она необходима. Недостаток ее в том, что она затрудняет транспортную связь со строящимся зданием, а также требует больше обрезных досок для своего устройства.

Чрезвычайно важно, чтобы обноска была незыблемой, сохраняла одно и то же положение во всех своих частях как в плане, так и по высоте. Столбы обноски диаметром 15—20 см закапывают на глубину 1,0—1,25 м. С внешней стороны к столбам прибивают широкой стороной обрезные доски толщиной 40—50 мм так, чтобы верхняя грань всех досок располагалась горизонтально. Это достигается при помощи нивелира и отчасти при помощи шнура, протягиваемого между метками на столбах, сделанных на одной отметке через каждые 15—20 м. Высота обноски, при которой наиболее удобно вести весьма точные измерения для детальной разбивки, от 0,5 до 1,2 м. При строительстве жилых зданий высота обноски 2,5—3,0 м.

Положение обноски на местности определяют от разбитого контура здания, соблюдая условие параллельности ребра доски соответствующей оси здания, что достигается путем промеров стальной рулеткой. Расстояние от края котлована до обноски должно быть не менее 3—4 м, но и не более того расстояния, при котором оползание грунта при вскрытии котлована не повлияет на неподвижность обноски.

Вынесенные ранее оси здания переносят на обноску теодолитом, устанавливаемым в точках пересечения осей (визированием при КП и КЛ). Среднее из двух пересечений обноски визирной осью отмечают гвоздем, забиваемым в ребро доски не на всю длину, чтобы можно было зацепить за него проволоки. Между гвоздями, закрепляющими одну какую-либо ось, протягивают проволоку. Пересечение проволок продольного и поперечного направлений определяет точку пересечения осей здания. Это поверяют отвесом по ранее закрепленным точкам осей, причем острие отвеса должно располагаться над закрепленной точкой.

Детальная разбивка здания требует выноса всех его внутренних осей на обноску. Это достигается отмериванием стальной рулеткой по ребру доски проектных расстояний между осями. При строительстве крупных общественных или промышленных зданий со сложной схемой устройства фундаментов и оборудования разбивку внутренних осей выполняют особенно тщательно, с учетом температуры мерного прибора и с введением поправки за его компарирование.

§ 148. Разбивка для рытья котлована

Разбивки котлованов требуют планово-высотных определений для установления контура котлована и его глубины. Контур котлована разбивают обычно при помощи рулетки от осей фундамента или от других осей здания, закрепленных на обноске или на местности. Разбитый контур котлована закрепляют кольями, между которыми натягивают шнур для указания границы вскрытия котлована. Для доведения глубины котлована до проектной отметки его дна ведут систематическое наблюдение за ходом выемки грунта и определяют текущие отметки дна, пользуясь либо нивелиром, либо визирками. Постоянные визирки в виде горизонтальных планок прибивают в достаточном количестве к столбам обноски.

Планки верхним ребром устанавливают на одной и той же отметке при помощи нивелира (обычно на 1 м выше условной нулевой отметки — отметки пола первого этажа здания). На планке подписывают ее абсолютную отметку.

Чтобы в любой момент выборки грунта из котлована определить нивелиром отметку любой точки его дна, устанавливают нивелирную рейку сначала на репер с известной отметкой и берут по рейке отсчет a. Затем переносят рейку на дно котлована и берут отсчет b. Превышение между репером и точкой дна котлована получится по формуле $h=a-b$. Прибавляя со своим знаком превышение к отметке репера, получим отметку дна котлована в данной точке.

Чтобы с помощью визирок определить, выбран ли грунт в данный момент из котлована до проектной отметки, на его дне устанавливают переносную (ходовую) визирку в виде рейки. На рейке краской отмечают линию, расстояние до которой от пятки рейки равно разности отметок ребра планки постоянной визирки и проектного дна котлована. Если линия на ходовой визирке окажется выше шнура, натянутого между ближайшими планками, то грунт из котлована еще не выбран до проектной отметки. Выемку грунта экскаваторами заканчивают с недобором грунта на 10—30 см до проектной отметки, чтобы зачистить дно до проектной отметки ручным способом или бульдозером.

Строительную площадку обеспечивают надежной высотной опорой путем установки на площадке или вблизи ее не менее двух реперов, отметки которых определяют проложением двойных нивелирных ходов от реперов с известными отметками.

§ 149. Разбивка при строительстве подкрановых путей

При всем разнообразии типов грузоподъемных кранов (башенные краны, козловые, мостовые, портальные и др.) всех их объединяет одно — высокие требования к соблюдению проектных габаритов и к точности положения в плане и по высоте рельсовых подкрановых путей. Несоблюдение в этом отношении установленных официальным путем нормативов полностью должно быть исключено, так как иначе становятся неизбежными тяжелые аварии. Это обстоятельство накладывает обязанность систематической проверки состояния рельсовых путей в период эксплуатации крана.

К числу руководящих указаний и официальных документов относятся, в частности, следующие: «Правила устройства и безопасной эксплуатации грузоподъемных кранов» (М., Недра, 1968): «Инструкция по устройству, эксплуатации и перебазированию подкрановых путей для строительных башенных кранов, СН—78—79» (М., Стройиздат, 1979 г.).

Проектанты подкрановых путей, руководствуясь официально установленными нормами, указывают в рабочих чертежах проекта габариты сооружения и величины допускаемых погрешностей при строительстве подкрановых путей и отклонений от проектных данных в период эксплуатации крана. В соответствии с этим составляется проект геодезических работ на период строительства и на период эксплуатации подкрановых путей.

Для кранов, работа которых является составной частью технологического процесса предприятия, выверка подкрановых путей проводится регулярно в течение всего длительного периода работы предприятия. При строительстве наземных зданий и сооружений, когда применяются преимущественно башенные краны, период их эксплуатации на каждом объекте строительства относительно короче, однако и в этот период непрерывно проводится систематическая выверка подкрановых путей в геометрическом отношении, причем выверяются: 1) прямолинейность оси пути или правильность расположения его на проектной кривой; 2) соблюдение проектного расстояния между рельсами; 3) соблюдение в пределах проектных норм разрывов на стыках смежных рельсов.

Ось подкранового пути намечается на местности от оси здания (сооружения) на расстоянии, официально установленном для данного типа крана. Прямолинейную ось сначала закрепляют (колышками, металлическими штырями или трубками) в двух крайних точках, а затем по теодолиту выставляют в створе дополнительные знаки через 5—10 м. В дополнительных и крайних точках строят теодолитом прямые углы, разбивая таким образом поперечники к оси. Все знаки забиваются вровень с поверхностью земли, а их отметки определяются геометрическим нивелированием.

В случае криволинейного пути разбивают кривые (см. § 85,164) затем поперечники к оси. В любом случае поперечники не должны быть короче, чем ширина полотна пути.

По полученным данным измерений составляют план и профиль пути, которые служат основой для составления проекта пути. Вынос проекта в натуру состоит преимущественно в установке по нивелиру колышков по проектным отметкам как на оси пути, так и на поперечниках, для производства земляных работ по вертикальной планировке полотна пути.

Продольный уклон полотна пути не допускается более 0,005, а поперечный более 0,01 (в сторону водоотвода). На грунтах хорошо дренирующих или скальных полотно устраивают горизонтально.

На уплотненное полотно пути насыпают из гравия балласт, соблюдая проектные отметки и ширину балластной призмы. На последнюю укладывают шпалы и рельсы, предварительно восстановив по теодолиту ось пути. По оси пути протягивают проволоку, относительно которой и производят точную укладку (рихтовку) шпал и рельсов. В вертикальном направлении рихтуют с помощью нивелира, пользуясь проектными отметками. По ширине рельсы укладывают обычно с помощью шаблона.

По окончании закрепления рельсов на шпалах производят исполнительную съемку подкранового пути, поверяя тем самым габариты сооружения и правильность положения его в плане и по высоте. Если где-либо будут обнаружены при этом отклонения от проекта, превышающие допускаемые величины, то рихтовка проводится снова.

Для геодезических работ при устройстве подкрановых путей для башенных кранов необходимы теодолит и нивелир технической точности и стальная компарированная рулетка.

Геодезические работы при строительстве и эксплуатации подкрановых путей разных типов кранов подробно изложены в [134].

§ 150. Разбивка при кладке фундамента

Оси фундамента переносят на дно котлована при помощи отвесов, подвешенных в точках пересечения проволок, фиксирующих оси фундамента на обноске. Положение осей фундамента определяют от осей стен. От осей фундамента определяют положение внутреннего и внешнего обреза фундамента, которые затем проектируют отвесом на дно котлована. После проверки при помощи нивелира отметок зачищенного дна котлована по оси фундамента приступают к кладке последнего, предварительно соорудив опалубку (если фундамент сооружают не из готовых блоков или кирпича, а из бетона). Как в процессе кладки фундамента, так и по окончании ее проверяют отметку верхнего обреза фундамента, пользуясь нивелиром. Если положение верхнего обреза фундамента по высоте соответствует проектным данным, то приступают к кладке стен подвала, оси которого проектируют при помощи отвесов на фундамент от осей, закрепленных на обноске.

§ 151. Разбивка при возведении стен

После выведения стен подвала до проектной отметки укладывают перекрытие для устройства пола первого этажа. Высоту уложенного перекрытия контролируют при помощи нивелиров. Отклонения от проектных данных высоты и горизонтальности перекрытия во всех частях не должны превышать допустимых величин.

Кладка кирпичных стен в надземной части здания сопровождается разбивкой простенков, междуэтажных перекрытий, дверных и оконных проемов, внутренних стен, фундаментов для установки оборудования.

Прямолинейность и горизонтальность кладки стен проверяют причалкой — шнуром, натягиваемым по внешней плоскости стены. Вертикальность стен проверяют отвесом, а правильность расположения по высоте отдельных слоев кладки — при помощи реек — порядовок, прикрепляемых гвоздями к наружной плоскости стены через каждые 10 м на углах здания. На порядовке размечают горизонтальными линиями отдельные слои кладки, в каждый из которых входят толщина кирпича и ширина шва.

Существует автомат кирпичной кладки [62], с помощью которого работы ведутся с отклонениями от проекта не более 5 мм. Автомат устанавливают по разбивочным осям с помощью теодолита и стальной рулетки, а по высоте — с помощью нивелира и расположенных на автомате уровней с ценой деления 20″.

§ 152. Разбивка при монтаже крупнопанельных бескаркасных зданий

Разбивку котлованов выполняют так же, как и для кирпичных фундаментов, хотя фундаменты крупнопанельных зданий устраивают из сборных железобетонных блоков. Особых разбивок для устройства фундаментов из блоков не требуется, при этом используют прикрепленную к обноске проволоку, расположенную по внешнему контуру здания. При сборке фундамента проверяется нивелиром положение каждого уложенного блока по высоте и с помощью отвесов, опускаемых от проволоки, — положение в плане. Стропы крана не освобождают от блока, пока не будет выполнена поверка его положения.

Сборку из блоков стен подвала обычно производят отдельными вертикально расположенными рядами блоков. Горизонтальность верхней плоскости ряда контролируют нивелиром.

Разбивки вводов подземных коммуникаций выполняют от продольных и поперечных строительных осей, закрепленных проволокой на обноске. Разбивку вводов по высоте выполняют нивелиром, пользуясь проектными отметками, имеющимися на профилях коммуникаций, решая на местности задачу, описанную в § 140 и 142.

При сборке стеновых блоков или панелей необходима тщательная проверка поступавших на строительную площадку панелей или блоков. Путем обмера стальной рулеткой устанавливают соответствие размеров и форм панелей, блоков и их конструктивных деталей проектным размерам и формам. Различие не должно выходить за пределы установленных допусков.

Дальнейшие геодезические работы для монтажа стеновых панелей состоят в следующем:

1. Проверяют нивелиром горизонтальность и отметку цоколя.

2. При помощи теодолита основные оси здания переносят и закрепляют (прочерчиванием краской тонкой линии) на цоколе здания и на перекрытиях каждого собранного этажа. Кроме того, для облегчения установки панелей по оси здания на перекрытии устанавливают специальные фиксаторы, представляющие собой арматурные стержни. Последние располагают симметрично по обе стороны от проволоки, натянутой по оси. Расстояние между осями фиксаторов принимается примерно на 3 мм больше толщины панели, монтируемой на данной оси. Панель опускают краном в намеченное место, на приготовленную бетонную смесь. С помощью протянутых между соответственными гвоздями проволок можно проверить и отрихтовать панель в правильное положение. Для того чтобы установить панель в точно отведенное ей место, предварительно размечают на цоколе и перекрытиях готовых этажей место вертикального шва между панелями.

В вертикальное положение каждую панель устанавливают при помощи отвеса-линейки (прибор, состоящий из отвеса со шкалой и нивелирной рейки, рис. 146, *а*). Отвес-линейку подвешивают на верхний торец панели, причем верхний и нижний упоры линейки *4* должны вплотную прилегать к поверхности панели. Сбоку отвеса-линейки (перпендикулярно к плоскости панели) прикреплена линейка со шкалой *5*. Когда нить отвеса проходит через нуль шкалы, панель стоит отвесно. На линейке нанесены деления *6* (рис. 146, *б*), по которым

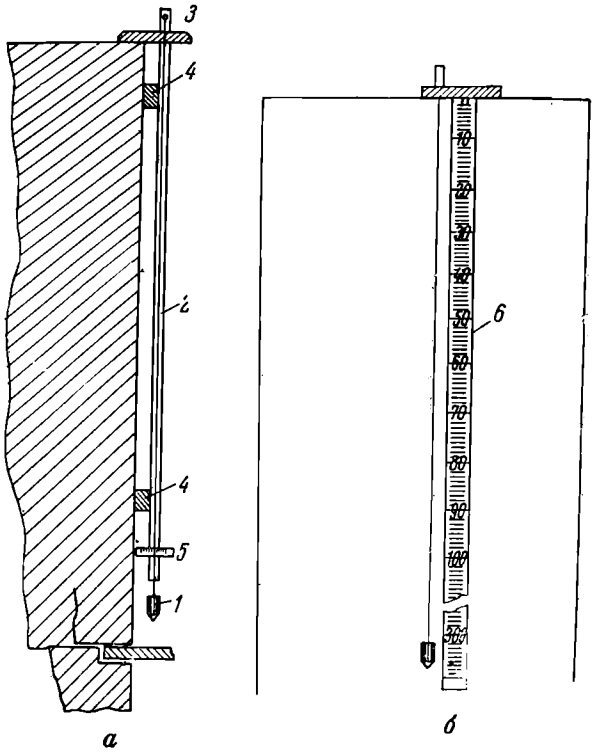


Рис. 146. Отвес-линейка

1 — отвес; *2* — линейка; *3* — кронштейн; *4* — упорные планки; *5* — шкала отвеса; *6* — шкала рейки для отсчетов по нивелиру

берут отсчет, чтобы определить (проверить) отметку верхнего торца панели.

3. После установки панели проверяют нивелиром отметки верхнего торца панели. При этом отсчеты берут по горизонтальным делениям отвеса-линейки, подвешенного за кронштейн на торце панели.

4. Проверяют нивелиром горизонтальность и отметки междуэтажных перекрытий.

§ 153. Геодезические работы при установке колонн

Техника установки стальных и железобетонных колонн различна, а следовательно, различны при этом и геодезические работы. Фундаменты под каждую колонну выкладывают обычно при помощи опалубки, которая одновременно служит и строительной обноской. Оси фундамента выносят на обноску фундамента при помощи про-

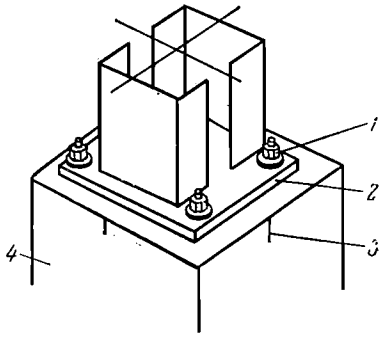


Рис. 147. Нижняя часть стальной колонны
1 — анкерные болты; *2* — башмак; *3*—осевые рискн; *4* — фундамент

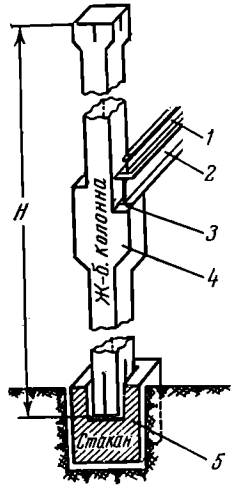


Рис. 148. Железобетонная колонна
1 — рельс; *2* — подкрановая балка; *3* — основание подкрановой балки; *4*—консоль; *5* — стакан

тянутых проволок и отвесов от основных осей здания. Фундаменты для стальных колонн заканчиваются сверху (рис. 147) плоскостью с вделанными в тело фундамента анкерными болтами, а для железобетонных — плоскостью с углублением (стаканом) посередине фундамента (рис. 148), в которое устанавливают колонну.

Поверхность фундамента доводят до заданной отметки, пользуясь нивелиром. Поверхность фундамента, на которую будет установлена колонна, должна быть строго горизонтальной, что также проверяют нивелиром.

На фундаментах колонн, непосредственно на бетонной поверхности, или на специально закладываемых в бетон металлических геодезических знаках отмечают оси (продольную и поперечную) колонн. Для этого устанавливают последовательно на каждой из осей *А-А*, *В-В*,..., *1-1*, *2-2* и т. д. (рис. 149) теодолит (например, в точках *А*, *В*, ..., *1*, *2* и т. д.), наводят визирную ось трубы на противоположную точку оси и, пользуясь направлением визирной оси, намечают на фундаментах оси *а-а*, *1-1* и т. д. колонн. Оси обозначают либо накерновкой углублений на металле, либо прочерчиванием острым предметом по бетонной поверхности и окрашиванием образовавшейся бороздки яркой краской. Оси обозначают также на стенах зданий.

Перед установкой колонн их размеры и конструктивные детали тщательно проверяют стальной рулеткой и затем отмечают на двух противоположных гранях колонны как внизу, так и вверху оси колонны (рис. 150), если они не были нанесены в процессе ее изготовления. Кроме того, на каждую колонну наносят горизонтальную черту на одной и той же отметке, обычно равной отметке пола данного этажа. При монтаже колонн, а также и других конструкций, укладываемых на колонны, эту отметку принимают за нулевую. От нее измеряют расстояния до верхних частей колонны.

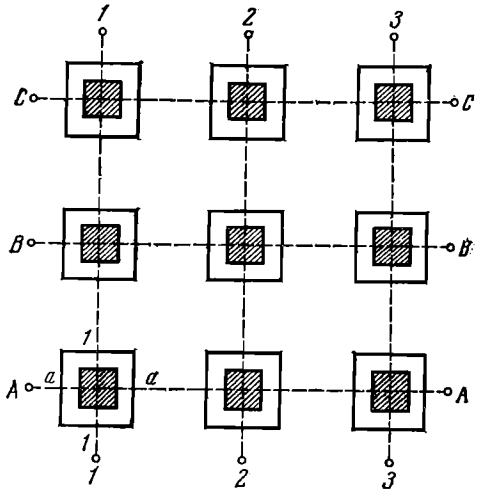


Рис. 149. Обозначение осей колонн на фундаментах

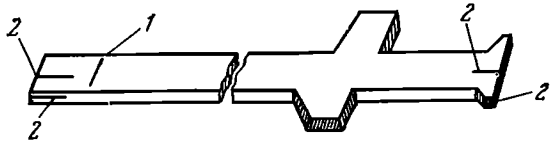


Рис. 150. Риски на колонне

1 — риска нулевой отметки; *2* — риски вертикальных осей колонны

После подъема стальные колонны закрепляют временно (до окончательной заливки бетоном) при помощи стальных кондукторов, а железобетонные — путем заклинивания в стакане деревянными клиньями. При этом нижнюю часть колонны совмещают своими осями с осями на фундаменте, а предварительную установку по вертикали выполняют при помощи тяжелого отвеса. После схватывания бетона, заливаемого для окончательного закрепления колонны, проверяют двумя теодолитами (рис. 151) вертикальность колонны. Расположение ряда колонн по проектной оси и в вертикальной плоскости проверяют с помощью теодолита, установленного в стороне от оси ряда, на расстоянии от нее около 0,5 м (рис. 152). Прикладывая пятку рейки к осевой метке каждой колонны как вверху, так и внизу колонны, берут отсчеты и по сходимости отсчетов судят о правильности установки данного ряда колонн. Если отклонения от оси не будут превышать допустимых величин, то колонны окончательно закрепляют: металлические — сваркой, железобетонные — бетонированием основания колонны в стакане.

Очень важно устанавливать правильно и ряды колонн с соблюдением проектных расстояний между рядами. Эти расстояния прове-

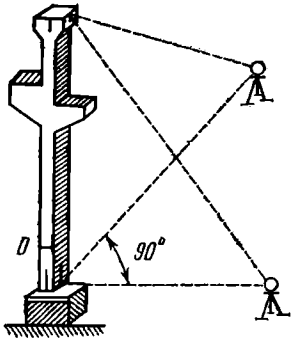


Рис. 151. Проверка установки колонны

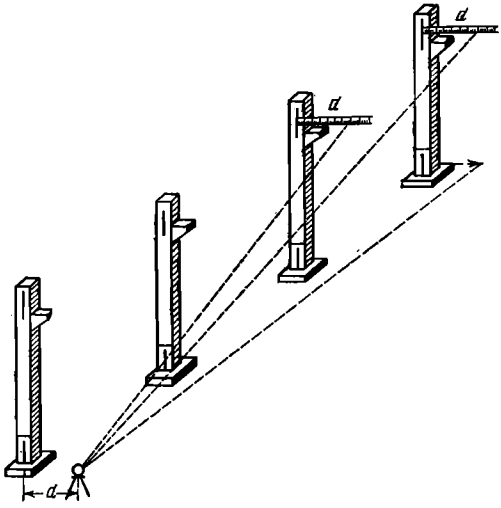


Рис. 152. Проверка установки ряда колонн

ряют компарированной стальной рулеткой еще до установки колонн как расстояния между осями на фундаменте. Кстати сказать, положение оси каждого ряда колонн закрепляют также на стенах зданий путем нанесения рисок на скобах или марках, забетонированных в стенах.

Правильность установки колонн по высоте проверяют нивелиром, а также промерами стальной рулеткой расстояний от горизонтальной риски с известной отметкой, расположенной в нижней части колонны, до верха колонны и до верхней плоскости консоли. При проверке отметок нивелиром, например консолей, устанавливают нивелир (без штатива) на консоль одной из колонн, для чего требуется устроить

помост и затем взять отсчеты по рейке, устанавливаемой на консоли всех проверяемых колонн. По сходимости отсчетов судят о правильности установки колонн по высоте. Если на консоли колонн укладывают затем балки, а на балки — рельсы для крановых путей, то таким же способом проверяют положение рельсов по высоте, причем допускается исправлять положение их по высоте с помощью металлических подкладок.

Для установки колонн в вертикальное положение для проектирования точек снизу вверх и сверху вниз, для проверки вертикальности установленных строительных конструкций и сооружений удобен теодолит ТТП (см. § 28). Этим теодолитом можно работать и как нивелиром, так как у него на трубе имеется цилиндрический уровень. У него же имеется накладной уровень на ось вращения трубы, с помощью которого следят за горизонтальностью оси вращения трубы, что очень важно при установке колонн и других конструкций в вертикальной плоскости, при проектировании точек вверх и вниз, причем специальная насадка на окуляр зрительной трубы позволяет визировать с наклоном до 75°.

Имеется опыт [109] определения вертикальности установленных колонн при помощи теодолита, модифицированная сетка нитей которого состоит из 20 штрихов, с интервалами 0,2 мм. Измерения при двух положениях вертикального круга позволяют определить с расстояния 15—50 м величину отклонения оси колонны от вертикального положения со средней квадратической погрешностью не более 4,5 мм.

В Венгерской Народной Республике создана конструкция лазерного прибора для вертикальной и горизонтальной разбивки сооружений на расстоянии днем до 400—500 м, ночью — до 1000 м. Масса прибора 2 кг.

Установка многоярусных колонн, а также монтаж промышленного оборудования и устройств часто требуют более сложных геодезических работ высокой точности, с применением высокоточных инструментов особых конструкций (оптических отвесов, зенит-приборов, особой конструкции уровней и т. д.). В этих случаях разбивки выполняют геодезисты.

За последнее время для установки колонн в вертикальное положение стали применять особые устройства кондукторов в виде больших и сложных конструкций, позволяющих устанавливать колонны в правильное положение без геодезических наблюдений. В Свердловске сконструирован рамно-шарнирный индикатор, с помощью которого можно устанавливать колонны в несколько ярусов, не прибегая к геодезических инструментам.

§ 154. Геодезические работы при строительстве каркасно-панельных зданий

Основные оси каркасно-панельных зданий, как и зданий любых других типов, выносят в натуру от точек и линий геодезической опорной сети, в частности от красных линий, теми же приемами, которые описаны в предыдущих параграфах. Необходимая точность и целесообразные методы выноса осей в натуру зависят от принятого для данного здания «класса точности» и регламентируются нормами СНиП III-2-75 и Инструкцией по топографо-геодезическим работам СН 212-73.

Точки основных осей каркасно-панельных зданий закрепляются на местности створными знаками и частично обносками скамеечного типа.

Высотное обоснование строительной площадки создается прокладкой нивелирного хода 4 класса между реперами главной опорной сети города, с включением в ход строительных реперов (не менее двух), расположенных на строительной площадке.

Строительные реперы и знаки, закрепляющие основные оси, закладываются в таких местах стройплощадки, где гарантируется их сохранность и доступность использования при разбивочных работах — это общее правило при любом строительстве.

Контур котлована разбивается от основных осей; если глубина котлована более 5 м, то разбиваются две бровки — верхняя и нижняя, при глубине не более 5 м — только нижняя бровка. После вскрытия котлована и зачистки его дна разбивают на образовавшейся площадке контур здания, в пределах которого возводят фундамент здания. Контур здания разбивают от закрепленных основных осей, применяя теодолит и стальную рулетку. Правильность разбивки контура здания тщательно проверяется контрольными промерами или прокладкой специального теодолитного хода внутри контура здания.

При строительстве высоких каркасно-панельных зданий создают свайный фундамент, располагая сваи рядами либо кустами. В первом случае промерами от основных осей находят положение каждой сваи в соответствии с ее проектным положением и так или иначе отмечают точку погружения сваи. Во втором случае разбивают от основных осей только центральную точку куста свай, а от нее находят промерами или по шаблону положение остальных свай данного куста. После погружения всех свай на каждой из них отмечают с помощью нивелира линии обрезов свай до проектной отметки. Когда затем на сваи будут положены их оголовки и ростверки, производится исполнительная съемка всего свайного поля. Далее идет укладка ригелей, балок, плит перекрытия и установка колонн первого яруса высотой обычно в два этажа здания. С этого момента счет высот ведется от «монтажного горизонта» (до этого счет высот вели от «исходного горизонта»).

При строительстве высоких каркасно-панельных зданий точки внутренней геодезической опорной сети (это обычно точки пересечения линий, параллельных основным осям) проектируют через каждые 8 этажей снизу вверх, от исходного горизонта, применяя специальные приборы вертикального проектирования: тяжелые отвесы, зенит-приборы, приборы СГП, ОЦП, ПОВП, оптический центрир Цейсса и др. Проектирование ведется через отверстия, специально для этого оставленные на плитах перекрытия при их изготовлении.

Поэтажная передача отметок ведется от монтажного горизонта с помощью нивелира и стальной рулетки с миллиметровыми делениями. Для этого устанавливаются рабочие реперы из уголкового железа или обрезков арматуры, привариваемых к колоннам или наружным стеновым панелям. Репером может служить также узкая полоска, нанесенная несмываемой краской на поверхностях тех же конструкций. Отметки реперов, установленных на монтажном горизонте, определяют геометрическим нивелированием от реперов стройплощадки.

Необходимая точность создания плановой и высотной опорной сети на стройплощадке, точность выноса основных осей и поэтажного развития опорной сети высоких зданий, точность разбивок внутри здания должны быть указаны, как и в других случаях строительства, в проекте производства геодезических работ, являющемся составной частью проекта строительства.

Вопросы точности геодезических работ при строительстве каркасно-панельных зданий, в особенности зданий большой высоты, имеют первостепенное значение. Не меньшее значение имеет геодезический контроль за правильностью строительно-монтажных работ. Вопросы точности и методов геодезических работ при строительстве каркасно-панельных зданий подробно изложены в [119] и отчасти в [135].

В данном параграфе описаны не все геодезические работы, а лишь отмечены особенности некоторых из них, присущие строительству каркасно-панельных зданий.

В настоящее время разрабатываются лазерные и гироскопические приборы для применения в строительстве. В Новочеркасском политехническом институте на базе лазеров разработаны приборы [39] для автоматической регистрации малых перемещений строительных конструкций, автоматического контроля с точностью ± 1 см в плане и по высоте и управления машинами при проходке тоннелей и других целей. Сконструированы (Канада) лазерные оптические отвесы для вертикального проектирования. В 1970 г. в ГДР запатентовано гироскопическое устройство для определения и сохранения направления вертикали и т. д.

ГЛАВА XXI

РАЗБИВКА ПРИ СТРОИТЕЛЬСТВЕ ПОДЗЕМНЫХ КОММУНИКАЦИЙ

§ 155. Состав геодезических работ. Вынос трассы в натуру

Для выбора направления трассы (см. § 80 и 134) подземной коммуникации (водопровод, канализация, газопровод, электрокабели и др.) необходим топографический план с изображением на нем существующей сети подземных коммуникаций. Кроме плана для разбивки коммуникаций необходимы продольный и поперечные профили трассы, для составления которых выполняют геометрическое нивелирование по пикетажу и подробную съемку (в масштабе 1 : 500—1 : 2000) ситуации полосы по обе стороны от трассы как на поверхности земли, так и всех устройств существующих подземных коммуникаций (см. § 81).

На застроенных территориях трассу коммуникаций в проекте привязывают преимущественно к существующим зданиям и сооружениям, а в местах новой застройки — к красным линиям и точкам геодезической опорной сети. В местах, где застройка совсем отсутствует, положение трассы коммуникации определяют главным образом по опорным геодезическим пунктам, имеющимся на генеральном плане и в натуре.

Вынос в натуру точек трассы коммуникаций выполняют обычно дважды, сначала в процессе изысканий и исследований по трассе (в частности, для составления продольного профиля трассы), когда выносят в натуру конечные точки и точки поворота трассы, а затем после составления проекта коммуникации, перед началом земляных работ, когда выносят в натуру проекты траншей, смотровых колодцев и других сооружений коммуникации.

В зависимости от исходных данных вынос трассы в натуру сводится к применению тех или иных способов выноса отдельных ее точек (см. § 138 и 140). В процессе изысканий точки трассы закрепляют знаками, устанавливаемыми на самой трассе, т. е. на оси сооружения. При выносе точек трассы в натуру, до начала строительных работ, по трассе восстанавливают пикетаж и закрепляют центры будущих колодцев по способу створных плоскостей (см. рис. 144).

§ 156. Разбивка для рытья траншей

Если ширина траншеи равна ширине ковша землеройной машины, то на оси траншеи, по линии пикетажа, устанавливают маяки не реже чем через 10 м для указания створа, по которому должна передвигаться машина. В местах устройства смотровых колодцев колышками обозначают контур котлована, определяя его путем измерений от оси траншеи по проектным данным, причем центр колодца обозначают заранее при выносе трассы в натуру.

Для рытья широких траншей или траншей с откосами разбивают линии, параллельные оси и ограничивающие ширину траншеи как по верху, так и в основании.

Наблюдения за выемкой грунта ведут систематически. Работу машины заканчивают тогда, когда до проектной отметки дна траншеи будет оставаться слой земли в 10—15 см, который затем выбирают более точно ручным способом, завершая подготовку дна для укладки труб. Отметки дна траншеи определяют при помощи трех визирок, две из которых называются постоянными (или опорными), а одна — ходовой (или переносной). Все три визирки одинаковой высоты (3—4 м).

Постоянные визирки *1* и *2* (рис. 153) устраивают на обноске (рис. 154). Обноску сооружают в местах устройства смотровых колодцев и в точках перелома продольного профиля трассы. Высоту v, постоянной визирки выбирают с таким расчетом, чтобы ребро ее визирной планки находилось на высоте, удобной для визирования (обычно около 1 м над поверхностью земли). В этом случае, зная v, подсчитывают отметку H_i ребра визирной планки по формуле

$$H_i = H_A + v, \qquad \text{(XXI.1)}$$

где H_A — проектная отметка дна траншеи в той же точке трассы.

Постоянную визирку сооружают по частям. Сначала прибивают на произвольной высоте к горизонтальной доске обноски деревянную полку (см. рис. 154). Отметку H_p этой полки определяют при помощи нивелира от ближайшего репера, а затем вплотную к верхней грани полки прибивают стойку a, высота h_a которой равна

$$h_a = H_i - H_p. \qquad \text{(XXI.2)}$$

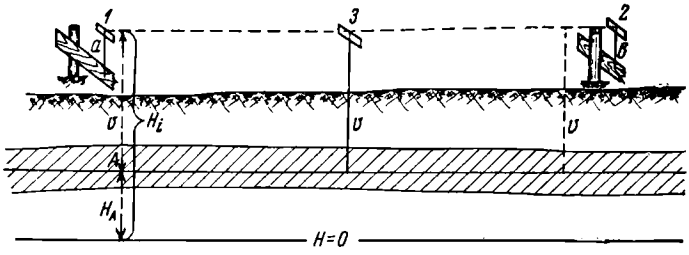


Рис. 153. Постоянная и ходовые визирки

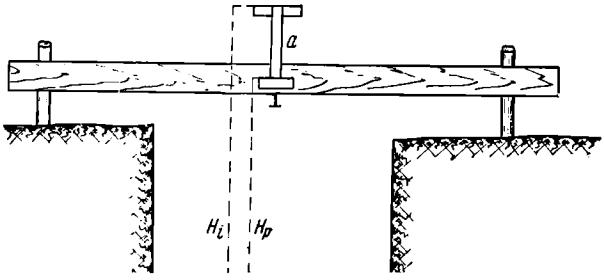


Рис. 154. Обноска на траншее с постоянной визиркой

Достигнутый при выемке грунта уровень дна траншеи в любом месте проверяют при помощи ходовой визирки, путем визирования невооруженным глазом через ребра двух смежных постоянных визирок. Отметка дна будет равна проектной отметке, если ребро планки ходовой визирки окажется на луче визирования, проходящем через постоянные визирки. Если траншея большой глубины, то для сокращения длины ходовой визирки прикрепляют стойку постоянной визирки так, чтобы она была направлена от полочки обноски вниз.

Установка планок постоянных визирок на рассчитанных отметках, а также укладка труб на проектных отметках требуют создания высотной опоры в виде временных реперов, расположенных недалеко от трассы. Точность (класс) нивелирного хода для определения отметок временных реперов по отметкам реперов государственной или городской опорной сети устанавливают в зависимости от необходимой точности укладки коммуникации в траншею. Укладка всех видов напорных трубопроводов и кабелей не требует обычно точности более высокой, чем точность технического нивелирования. Безнапорные трубопроводы и коллекторы в зависимости от размеров и сложности сети требуют главного высотного обоснования до II класса включительно, а также нивелирования IV класса вдоль трассы с установкой реперов последнего через каждые 200 м. Нивелирный ход IV класса привязывают к реперам главной высотной опоры не реже чем через 1 км.

В настоящее время созданы и применяются на практике лучевые приборы (ПУЛ), с помощью которых землеройные машины автоматически получают движение по заданному горизонтальному направлению и по заданному уклону. Одной из основных частей ПУЛ является обычно лазер — как источник излучения света.

§ 157. Укладка труб в траншеи

Чтобы уложить трубы по прямой линии в плане, пользуются причалкой — проволокой, натягиваемой по направлению оси траншеи. Проволоку закрепляют на обносках в точках пересечения их с осью траншеи. Ось траншеи переносят с проволоки вниз при помощи отвесов.

Укладка труб по прямой в вертикальной плоскости, согласно проектным отметкам, производится по визиркам, маякам и уровню. Все напорные трубопроводы достаточно точно укладывают по визиркам. Безнапорные трубопроводы, особенно с малыми уклонами, требуют применения нивелира, а укладка каждой трубы — маяков. Маяки — это шурупы, завинчиваемые в колья до проектной отметки на основе отсчетов по рейке (см. § 140). Колья заранее забивают в дно траншеи. После установки головок шурупов по концам каждой трубы на заданные проектные отметки дно траншеи бетонируют или выравнивают грунтом до линии, соединяющей головки шурупов, после чего укладывают трубы.

Укладка труб по уровню допускается на коротких отрезках трубопровода, например при устройстве вводов от магистрали в здание. Для этого по заданному проектному уклону i рассчитывают высоту v вкладыша (рис. 155) по формуле

$$v = id, \qquad \text{(XXI.3)}$$

где d — длина оправы уровня в мм.

Устройство коллекторов прямоугольного сечения (из железобетонных панелей), достаточно глубоко закладываемых в землю, требует крепления стенок траншеи. Но геодезические работы выполняют те же, что и при укладке труб.

§ 158. Геодезические работы при устройстве коммуникаций в туннелях

В крупных городах во избежание периодических разрытий улиц устраивают коллекторы, где размещают комплекс коммуникаций (электрокабели, линии связи, водопроводы, теплосети и др.). Строительство коллекторов, как правило, осуществляют открытым спосо-

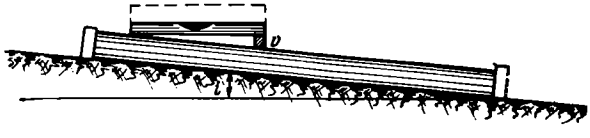


Рис. 155. Схема укладки труб по уровню

бом; однако в отдельных случаях коммуникации могут быть размещены в общих коллекторах, сооружаемых способом туннелей. В этом случае проекты туннелей составляют на крупномасштабных топографических картах с одновременным аналитическим определением координат основных точек туннеля (конечных точек, точек поворота трассы, точек центров шахт) и дирекционных углов прямолинейных его участков.

Вынос основных точек туннеля с проекта в натуру осуществляется на основе высокоточной геодезнческой опорной сети. После разбивки на поверхности земли контуров шахт выбирают грунт из них до проектных отметок, затем приступают к проходке туннеля.

Наиболее ответственная и трудная часть геодезических работ — это ориентирование туннеля в процессе его проходки по проектному дирекционному углу, особенно если туннель проходят встречными забоями, с двух сторон. Недопустимые погрешности ориентирования приведут к расхождению встречных направлений туннеля. Трудность состоит в том, что передачу дирекционного угла с дневной поверхности вниз, на дно шахты, приходится выполнять по очень короткому расстоянию (между двумя отвесами, идущими с поверхности по стволу шахты вниз). Известно несколько способов ориентирования туннеля, но наиболее широко применяется способ соединительного треугольника.

В настоящее время для вертикального проектирования в шахтах начали применять лазерные оптические центриры, повышающие точность работ по сравнению с механическими отвесами. Все более широкое применение находят гиротеодолиты для автономного, т. е. не связанного с поверхностью земли, ориентирования непосредственно в забоях и туннелях.

Отметки в шахту передают от реперов на дневной поверхности при помощи двух нивелиров и стальной рулетки (см. § 142). Точность нивелирования в туннеле должна обеспечить сбойку в вертикальной плоскости двух встречных направлений в пределах допускаемых погрешностей и позволить уложить коммуникации с установленной в проекте точностью. В случае устройства коллекторов для стока жидкости точность нивелирования должна быть выше, чем при других назначениях коллектора.

Все геодезические работы по устройству шахт, туннелей и по укладке коллекторов в туннелях выполняют геодезисты или маркшейдеры.

§ 159. Геодезические работы при устройстве дюкеров

Проектирование и устройство дюкера как части подземной коммуникации (в местах пересечения водоемов, оврагов и других препятствий) требуют выполнения тех же геодезических работ, что и по всей трассе коммуникации (см. § 155). Особенностью устройства дюкера является резкое изменение в его пределах уклонов трассы с переходом некоторой части дюкера на обратные уклоны. Кроме того, в начале дюкера устраивают входную камеру, а в конце — выходную (рис. 156).

При устройстве дюкера возникают такие особенности выполнения геодезических работ: 1) в процессе *изысканий* требуются (см. § 92, 93) промеры глубин через пересекаемые водоемы, нивелирова-

Рис. 156. Схема дюкера

ние бытового (меженного) и наивысшего горизонтов воды в реке и подробная съемка берегов при помощи поперечников; 2) в процессе *строительства* выполняют: вынос в натуру центров камер дюкера, разбивку при помощи обноски осей и контура камер, высотные наблюдения при помощи визирок за выемкой грунта из камер и за строительством камеры, а также задают теодолитом направленне движения землеройных машин при устройстве траншей на дне водоема и прорубей (майн) во льду, если укладка труб дюкера ведется со льда. При укладке трубопровода необходимы геодезические наблюдения за тем, чтобы трубопровод не отклонялся от оси (наблюдения с помощью теодолита), а при опускании его с плавучих средств — от горизонтального положения (наблюдения при помощи визирок).

ГЛАВА XXII

РАЗБИВКИ ПРИ ВЕРТИКАЛЬНОЙ ПЛАНИРОВКЕ

§ 160. Разбивка горизонтальной линии и горизонтальной плоскости по заданной отметке

Проект вертикальной планировки составляют на топографической карте (см. § 135). Вынос проекта в натуру здесь означает разбивку на местности проектных линий и плоскостей и обозначение их системой колышков. Возможны два основных положения проектных линий и плоскостей: выше существующей поверхностн земли (в местах подсыпки грунта) и ниже ее (в местах снятия грунта). Разбивка горизонтальной линии или плоскости в первом случае сводится к забивке колышков таким образом, чтобы верхние их срезы находились на заданной проектной отметке (см. § 140). Во втором случае колышки либо забивают на произвольную высоту и тогда на каждом колышке подписывают рабочую отметку со знаком минус, либо делают под каждый колышек в земле углубление и забивают кол до проектной отметки, как и в первом случае. Рабочие отметки в каждой точке (обычно в вершинах квадратов сетки, послужившей основой съемки участка) определяют в процессе составления проекта вертикальной планировки. Плановое положение каждого колышка на местности определяют путем восстановления сетки квадратов, хотя в первом случае колышки можно устанавливать в лю-

бых местах и в любом числе, не прибегая к каким-либо плановым определениям их местоположения, пользуясь лишь нивелиром и рейкой. Точно так же можно, разумеется, поступить и во втором случае, если для каждого колышка делать в земле углубление и забивать его до проектной отметки, что иногда и делают.

На местность выносят также линию нулевых работ — границу между подсыпкой и снятием грунта. Положение этой линии указано в проекте и по проектным данным (расстояние от вершин квадратов до точек пересечения с нулевой линией сторон квадратов) определяют положение этой линии на местности.

§ 161. Разбивка наклонной линии и наклонной плоскости по заданному уклону

Если проектная линия проходит выше поверхности земли, то разбить ее на местности можно двумя способами.

Первый способ. Каждый колышек забивают так, чтобы торец его оказался на проектной отметке в заданной точке (см. § 140). Отметку среза кола вычисляют по формуле

$$H_к = H_{исх} + id, \qquad (XXII.1)$$

где $H_{исх}$ — исходная отметка; $H_к$ — проектная отметка начальной точки; i — проектный уклон линий; d — горизонтальное расстояние от начальной точки до искомой.

Второй способ. По правилу, изложенному в § 140, забивают до проектной отметки только два крайних колышка, а промежуточные колья забивают, пользуясь наклонным лучом визирования (нивелира или теодолита), параллельным проектной линии (рис. 157, *а*). Прибор устанавливают в створе линии и при помощи подъемных винтов придают трубе такой наклон, при котором отсчеты по рейкам на крайних точках будут одинаковы. В этом случае линия визирования будет параллельна проектной линии. Далее в промежуточных точках забивают колышки до уровня, при котором по рейкам будут те же отсчеты, что и на крайних точках. Подобные разбивки промежуточных точек для производства земляных работ выполняют также и при помощи визирок одинаковой высоты (двух постоянных в конечных точках и одной ходовой, рис. 157, *б*).

Если проектная линия проходит ниже поверхности земли, то ее разбивку можно выполнить только что описанным способом, если для каждого колышка делать в земле углубление. Если же колышки забивать на поверхности земли, то для каждой обозначаемой на земле точки нужно заранее вычислять рабочие отметки; отметки со знаком минус подписывают на колышках.

Наклонную проектную плоскость разбивают либо отдельными прямыми (параллельными одна другой) линиями, как изложено выше, либо сразу с одной станции нивелира или теодолита, ось визирования которого приведена подъемными винтами в положение, параллельное проектной плоскости. Для этого предварительно забивают до проектных отметок колышки в четырех точках A, B, C, D (рис. 158), причем одна из линий, например AB, располагается по направлению наибольшего уклона, а линия CD — перпендикулярно к линии AB; отметки точек C и D должны быть одинаковыми. Для

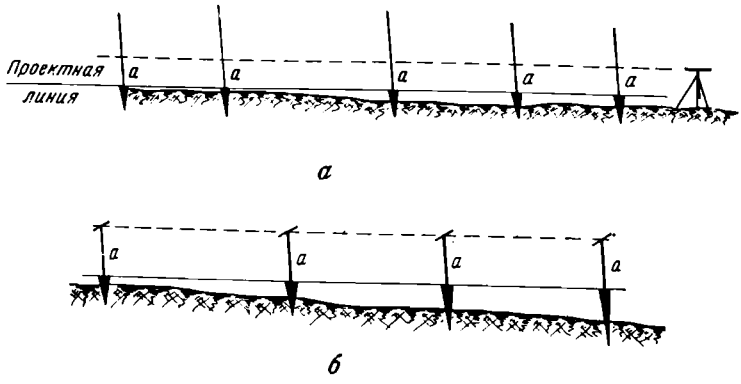


Рис. 157. Схема разбивки наклонной проектной линии при помощи наклонного луча визирования в нивелир и по визиркам

разбивки любого числа промежуточных точек прибор устанавливают на линии AB, например в точке A, и придают визирной оси наклон, равный наклону проектной плоскости. Это будет в том случае, когда отсчет по рейке в точке B будет равен высоте i прибора. После этого берут отсчеты по рейкам в точках C и D. Если отсчеты окажутся одинаковыми и будут равны высоте i прибора, установку трубы следует считать правильной. Затем забивают колышки в промежуточных точках до уровня, при котором отсчет по рейке на каждом колышке будет равен высоте прибора.

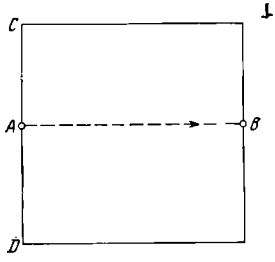


Рис. 158. Схема разбивки наклонной проектной плоскости

Задачи по разбивкам для вертикальной планировки будут значительно проще, если применять автоматические электронные приспособления к землеройным или бетоноукладочным машинам. Такие приборы сконструированы и применялись на практике. В частности, кроме «приборов управления лучом» (ПУЛ), о которых упоминалось в § 19, имеется опыт применения прибора, сконструированного в Новочеркасском политехническом институте [39] на базе лазеров.

Для планировочных работ в ФРГ сконструирован «строительный лазер», в котором зрительная труба скреплена с наклономером. Луч лазера может быть расширен с помощью специальной линзы.

§ 162. Обмеры и подсчет выполненных объемов земляных или бетонных работ

Необходимость текущего или полного учета обмеров выполненных работ по выемке, насыпи, перемещению земляных и скальных

масс или по укладке бетона требует геодезических объемов и вычислений объемов тел, которые, как правило, ограничены топографической поверхностью. Объемы таких тел можно определять лишь с тем или иным приближением к действительной величине объема. Топографический объем тела (объем, ограниченный топографической поверхностью) определяется тем точнее, чем точнее будут определеиы площадь осиования и средняя его высота.

Если осиование тела ограничено прямыми линиями, то его площадь вычисляют по формулам геометрии в соответствии с формой фигуры (треугольник, четырехугольник и т. д.), пользуясь измеренными в натуре элемеитами этих фигур (длины сторон, высоты, горизонтальные углы).

Если основание тела ограничено кривой лннией произвольной формы, то производят съемку контура основания. Для этого вблизи контура при помощи теодолнта и ленты создают опору в виде простой фигуры (четырехугольник, треугольник), к сторонам которой привязывают контур по способу перпендикуляров. По этнм данным строят план контура основания тела и площадь последнего определяют планиметром.

Чтобы определить среднюю высоту тела над заданной нулевой отметкой, определяют геометрическим или тригонометрическим нивелированием высоты ряда точек тела, располагающихся на вершинах специально для этого разбитой сетки квадратов. Размеры сторон квадратов должны соответствовать необходимой точности определения объемов. Вычисление объемов в этом случае ведут по формулам (XVII.16)—(XVII.18).

Если высоты тела определяют в произвольно расположенных точках, то, зиая высоты всех точек, вычисляют среднее арифметическое $h_{ср}$, а затем объем по формуле

$$V = Fh_{ср}, \qquad (XXII.2)$$

где F — площадь основания.

Если плановое положенне нивелируемых точек определяют так же, как и при тахеометрической съемке, то на плане проводят горизонтали. В этом случае объемы вычисляют по формулам (XVII.20) — (XVII.21) по отдельным горизонтальным слоям. Площади горизонтальных сечений измеряют планиметром.

Для определения объемов можно также разбить поперечники, определнв высоты точек на поперечниках, и вычнслить объемы по отдельным вертикальным слоям по формулам (XVII.20)—(XVII.21). Для определения площадей вертикальных сечений строят профили поперечников в одинаковых масштабах (горизонтальный и вертикальный). Площади измеряют планиметром.

Все более шнрокое применение для определения объемов, в особенности объемов котлованов, карьеров, складов готовой продукции полезных ископаемых, находит фототеодолитная съемка. В статье И. Л. Беликова (сбориик «Разработка месторожденнй полезных ископаемых. Республиканский междуведомственный научно-технический сборник», 1972 г., вып. 28) приводнтся анализ точности наземной стереофотограмметрической съемки складов готовой продукции, при этом на стереоавтографе определялись рабочие отметки точек поверхности склада по точной сетке. Объем вычислялся умножением

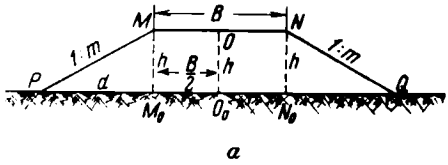
площади одной клетки на сумму всех отметок. Точность определения объема 1,5—2%, причем затраты труда оказались в 2,2 раза меньше, чем при тахеометрической съемке.

§ 163. Разбивка для устройства насыпи и выемки дороги

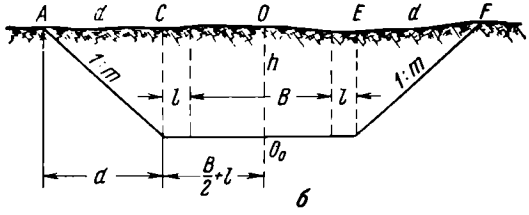
Для выполнения земляных работ в дорожном строительстве разбивают перпендикулярно к оси дороги строительные поперечники через каждые 20—40 м на прямолинейных участках дорог и через 10—20 м на закруглениях. На каждом поперечнике обозначают колышкамн ось дороги, бровки и подошвы насыпей и выемок, а также кюветы, бермы, кавальеры, нагорные канавы и др. В местах устройства насыпей в каждой из обозначаемых точек забивают кол или устанавливают визирку до отметки выше проектной на величину ожидаемой осадки насыпи. В случае глубоких выемок на колышке подписывают рабочую отметку со знаком минус (глубину выемки), при мелких выемках колышек забивают в углублении верхнпм срезом кола до проектной отметки.

Проектнымн данными для разбивки насыпей н выемок служат: B — ширина дорожного полотна (рис. 159, *а*); h — высота насыпи нли глубина выемки; $1 : m$ — уклон откоса (отношенне высоты h к заложению d). Для закреплення на поперечнике точек M_0 и N_0 (проекций бровок M и N) отмеряют от оси O_0 расстояния $\frac{B}{2}$, равные половине ширины дорожного полотна, а для закрепления точек P и Q (точек подошвы откосов) — расстояния

$$\frac{B}{2} + d = \frac{B}{2} + hm. \qquad \text{(XXII.3)}$$



а



б

Рис. 159. Элементы для разбивки насыпи и выемки с малыми поперечными уклонами

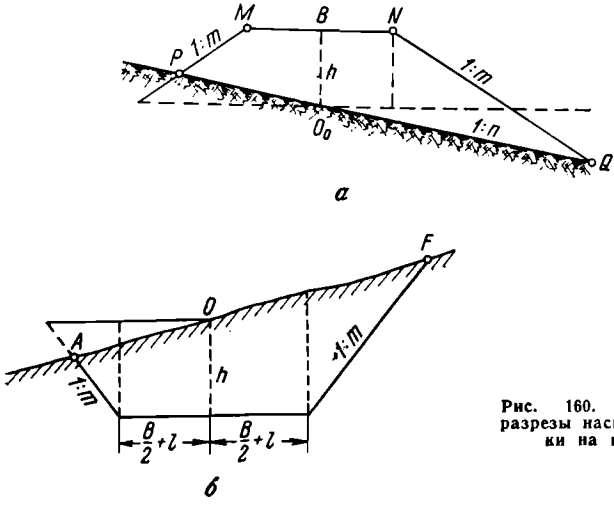


Рис. 160. Поперечные разрезы насыпи и выемки на косогоре

При поперечных уклонах трассы более 4° наклонные расстояния на поверхности земли от оси до подошв откосов будут разными (рис. 160, *а*); их вычисляют по формулам

$$O_0P = D_1 = \left(\frac{B}{2} + mh\right)\left(\frac{\sqrt{n^2+1}}{n+m}\right), \qquad \text{(XXII.4)}$$

$$O_0Q = D_2 = \left(\frac{B}{2} + mh\right)\left(\frac{\sqrt{n^2+1}}{n-m}\right), \qquad \text{(XXII.5)}$$

где $1:n$ — уклон поверхности земли по поперечнику.

При разбивке выемки определяют на поперечнике положение относительно оси дороги точек *A*, *C*, *O*, *E*, *F* (см. рис. 159, *б*). Если по направлению поперечника *ACOEF* уклон не более 4°, то расстояния $OC = OE$ и $CA = EF$ определяют по формулам

$$OC = OE = \frac{B}{2} + l, \qquad \text{(XXII.6)}$$

$$CA = EF = d = mh, \qquad \text{(XXII.7)}$$

где l — ширина кювета поверху; B — ширина полотна дороги; h — рабочая отметка в точке *O*.

В случае устройства выемки на косогоре (уклоны по поперечнику более 4°) вместо величин d для определения места бровок выемки отмеряют расстояния D_1 и D_2 (рис. 160, *б*) от оси до точек *A* и *F*. Эти расстояния вычисляют по формулам

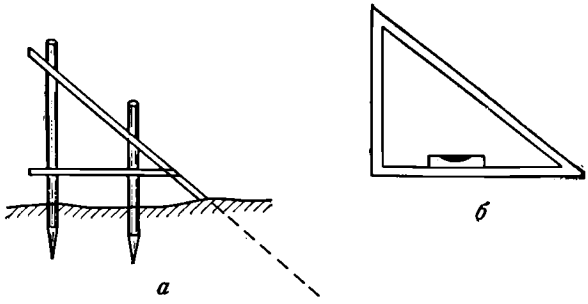


Рис. 161. Приспособления для разбивки откосов

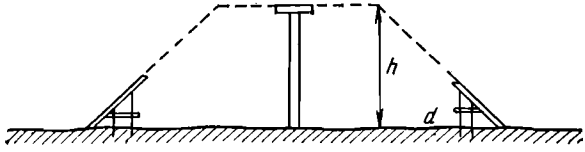


Рис. 162. Откосники и визирка для устройства насыпи

$$D_1 = \left(\frac{B}{2} + l + mh\right)\left(\frac{\sqrt{n^2+1}}{n+m}\right), \qquad \text{(XXII.8)}$$

$$D_2 = \left(\frac{B}{2} + l + mh\right)\left(\frac{\sqrt{n^2+1}}{n-m}\right). \qquad \text{(XXII.9)}$$

Для придания откосам насыпей и выемок проектного уклона перед началом земляных работ делают особые направляющие (откосники) из узких досок, прикрепляемых кольями (рис. 161, *а* и 162). Откосники устанавливают с помощью шаблона — деревянного прямоугольного треугольника, гипотенуза которого имеет уклон, равный проектному (отношение двух катетов $d : h = 1 : m$, см. рис. 161, *б*). Горизонтальный катет шаблона устанавливают по уровню.

Для облегчения работы по подсчету объемов насыпей и выемок изданы таблицы, например:

1. Таблицы для подсчета объемов и площадей откосов насыпей и выемок промышленных железных дорог нормальной колеи. М., Трансжелдориздат, 1956.

2. Таблицы для подсчета объемов насыпей и выемок промышленных автомобильных дорог и площадей откосов. М., Трансжелдориздат, 1957.

ГЛАВА XXIII

ДЕТАЛЬНАЯ РАЗБИВКА КРИВЫХ

§ 164. Детальная разбивка круговых кривых

Разбивка круговой кривой в трех главных точках *НК*, *СК* и *КК*, а также вынос пикетов на кривую описаны в § 82. Детально кривую разбивают в процессе строительства. Способов детальной разбивки круговых кривых много. Наиболее распространенными из них являются следующие:

1. Способ прямоугольных координат.

Этот способ наиболее точный. Положение каждой из точек кривой определяется на местности координатами x, y; за ось x принимают тангенс (касательную в точке *НК* или *КК*), за ось y — радиус кривой, проходящей через точку касания (рис. 163). Координаты точки l кривой вычисляют по формулам

$$\left.\begin{aligned} x_1 &= R\sin\varphi, \\ y_1 &= 2R\sin^2\frac{\varphi}{2}. \end{aligned}\right\} \qquad \text{(XXIII.1)}$$

Задаваясь интервалами k, через которые кривая должна обозначаться на местности, вычисляют центральный угол φ по формуле

$$\varphi = \frac{180^\circ k}{\pi R} = \frac{\rho k}{R}. \qquad \text{(XXIII.2)}$$

Вторая точка будет удалена от точки касания на $2k$, третья — на $3k$ и т. д., следовательно, центральные углы для этих точек будут 2φ, 3φ и т. д.

Разбивку производят при помощи специальных таблиц, в которых для известных φ и k приводятся значения k—x (кривая без абсциссы) и y.

Чтобы найти на местности положение, например, точки *1*, укладывают ленту по касательной, идущей в точке касания (в точке *НК*) и находят на ней отсчет, равный k. Отступив от него назад на величину k—x, восставляют перпендикуляр к касательной и

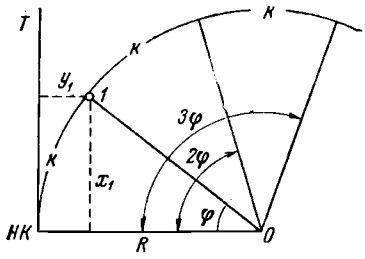


Рис. 163. Схема детальной разбивки кривой по способу прямоугольных координат

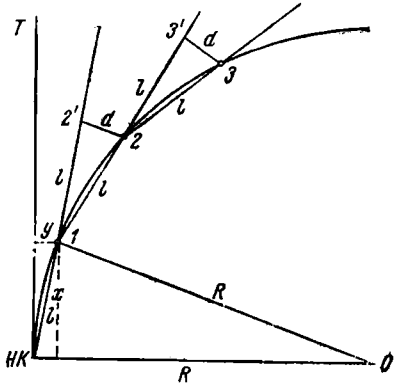


Рис. 164. Схема разбивки кривой по способу продолженных хорд

и на нем откладывают рулеткой значение y_1. Чтобы найти положение второй точки, находят на ленте отсчет, равный $2k$, отступают от него на величину $2k—x_2$, восставляют перпендикуляр длиной y_2 и т. д. Одна половина кривой разбивается от HK, другая — от KK.

2. Способ продолженных хорд.

При детальной разбивке кривых по этому способу расстояния между смежными точками кривой определяют по выбранной длине хорды l (рис. 164). Положение точки *1* определяют способом прямоугольных координат. Чтобы найти положение точки *2*, протягивают ленту по направлению первой хорды и на расстоянии l от точки *1* находят на ленте точку *2′*, от которой откладывают в сторону кривой расстояние d, называемое промежуточным перемещением. Чтобы дать правильное направление рулетке к точке *2′*, нужно иметь в виду, что d — основание равнобедренного треугольника, и поэтому следует в точке *2′* поставить шпильку, нулевой штрих ленты совместить с точкой *1* и переместить ленту в сторону кривой до совпадения отсчета d на рулетке с отсчетом l на ленте. Чтобы найти положение точки *3*, протягивают ленту по направлению хорды *1—2*, находят на ленте точку *3′* и в сторону кривой откладывают рулеткой ту же величину d и т. д. Величину d рассчитывают по формуле

$$d = \frac{l^2}{R}. \qquad \text{(XXIII.3)}$$

Так как положение каждой последующей точки определяют от предыдущей, то погрешности разбивки последовательно накапливаются. В этом заключается недостаток способа. Поэтому его можно применять в стесненных для измерений условиях, где способ координат неприменим.

3. Способ углов

Частоту расположения точек на кривой определяют, задавшись длиной l хорды между смежными точками. Вычисляют угол $\frac{\varphi}{2}$ по формуле

$$\sin\frac{\varphi}{2} = \frac{l}{2R}. \qquad \text{(XXIII.4)}$$

Затем устанавливают теодолит в точке касания (т. е. в точке HK или KK), совмещают нуль алидады с нулем лимба и вращением лимба направляют визирную ось по касательной (тангенсу). Освободив затем алидаду, вращают ее (рис. 165) на угол $\frac{\varphi}{2}$ в сторону кривой и по направлению луча визирования откладывают лентой заданное расстояние l. Так находят точку *1*. После этого вращают алидаду еще на угол $\frac{\varphi}{2}$, а ленту переносят и совмещают ее нуль с точкой *1* и затем вращают ее около точки *1*, взявшись пальцем у деления, равного l. Как только это деление попадет на луч визирования, отмечают в этом месте точку *2*. Продолжая действовать в

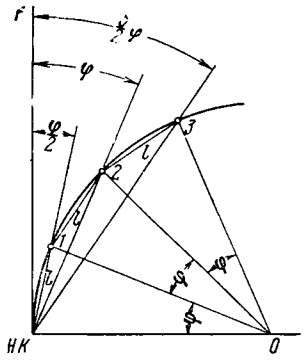
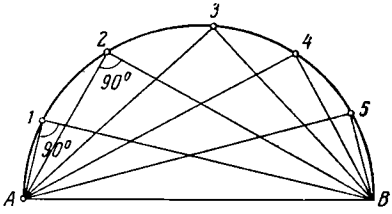


Рис. 165. Схема разбивки кривой по способу углов

Рис. 166. Схема разбивки окружности при помощи эккера



той же последовательно, начиная с отложения еще раз угла $\frac{\varphi}{2}$, получают точку *3* и т. д.

Недостатки и достоинства этого способа те же, что и у способа продолженных хорд.

§ 165. Разбивка переходных кривых

Круговая кривая при устройстве автомобильных или железных дорог сопрягается с прямолинейной частью пути посредством переходных кривых. Переходная кривая — это кривая переменного радиуса, от радиуса круговой кривой (в точке сопряжения с последней) до радиуса, равного бесконечности (в точке сопряжения с прямой). В качестве переходной кривой чаще применяют радиоидальную спираль (клотоиду), уравнение которой

$$\rho = \frac{C}{l}, \qquad \text{(XXIII.5)}$$

где ρ — переменный радиус кривизны клотоиды; l — длина переходной кривой; C — параметр кривой (постоянная величина), которым задаются.

Зная l и C, можно определить координаты x и y любой точки крнвой и разбить кривую. Для разбивки переходных кривых имеются специальные таблицы, в которых дано описание техники разбивки.

§ 166. Разбивка круговых кривых малых радиусов

Если на местности обозначено положение центра кривой, то наиболее просто и с любой подробностью можно разбить ее при помощи ленты (или рулетки), нуль которой совмещают с точкой центра, а ленту направляют последовательно по направлению радиусов. У отсчета по ленте, равного длине радиуса, забивают колышек.

Когда известно положение диаметра *AB* (рис. 166), можно разбить окружность при помощи зеркального эккера. Для этого на-

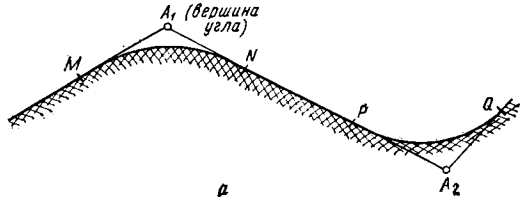
блюдатель должен видеть в эккер вехи на точках A и B совмещенными; в этот момент наблюдатель будет держать эккер над окружностью. Проектируя точку на поверхность земли при помощи отвеса, подвешенного к эккеру, забивают колышек. При последовательном перемещении наблюдатель останавливается и закрепляет точки через необходимые интервалы.

§ 167. Разбивка вертикальных кривых

Кривые в вертикальной плоскости разбивают для смягчения переломов продольного профиля шоссейных и железных дорог и достижения плавности и безопасности движения транспорта. Вертикальные кривые — это выпуклые (MN) или вогнутые (PQ) круговые кривые больших радиусов (рис. 167, *а*).

Вертикальные кривые разбивают по тем же элементам, что и горизонтальные круговые кривые (см. § 82), т. е. по радиусу R кривой, вертикальному углу поворота β, длине кривой K, тангенсу T, биссектрисе b и прямоугольным координатам x, y (для детальной разбивки, рис. 167, *б*), причем угол β, выраженный в радианах, принимают ввиду его малой величины равным разности абсолютных значений уклонов i_1, i_2, т. е.

$$\beta = i_1 - i_2 = \Delta i, \qquad \text{(XXIII.6)}$$



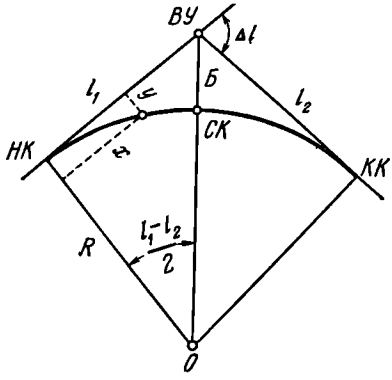


Рис. 167. Схема и элементы вертикальной кривой

и далее:

$$T = R \operatorname{tg} \frac{\Delta i}{2} \approx R \frac{i_1 - i_2}{2}, \qquad \text{(XXIII.7)}$$

$$K \approx 2T, \qquad \text{(XXIII.8)}$$

$$b = \frac{T^2}{2R}, \qquad \text{(XXIII.9)}$$

$$y = \frac{x^2}{2R}. \qquad \text{(XXIII.10)}$$

Абсциссу x определяют как расстояние по пикетажу от начала кривой до определяемой точки. Ординату y практически с допустимой погрешностью считают направленной вертикально и вводят как поправку в проектную отметку определяемой точки со знаком минус в случае выпуклой кривой и со знаком плюс — в случае вогнутой.

Для разбивки вертикальных кривых имеются специальные таблицы. Пользуясь выбранными из таблиц величинами T и b, разбивают три главные точки кривой $НК$, $СК$, $КК$, а затем, пользуясь величинами x и y, разбивают кривую детально. Для установки верхнего среза кола на проектную отметку пользуются исправленными на величину y проектными отметками. Это можно делать при помощи нивелира или путем забивки колышков на величину рабочей отметки от поверхности земли.

ГЛАВА XXIV

КОНТРОЛЬ РАЗБИВОЧНЫХ РАБОТ. ИСПОЛНИТЕЛЬНЫЕ СЪЕМКИ

§ 168. Содержание и приемы контроля разбивочных работ и оформление их сдачи

Чтобы своевременно предупредить появление недопустимых по величине погрешностей в плановом и высотном положении строящегося здания или сооружения и обеспечить им предусмотренные проектом геометрические формы и размеры, необходим надлежащий контроль разбивочных работ.

Контроль разбивочных работ можно признать своевременным только в том случае, если он выполняется до начала строительных работ.

Наиболее надежным будет тот контроль, который состоит в повторении другим лицом или другим методом всех ответственных расчетов, схем и измерений, ошибки в которых могут повести к браку в геодезических разбивках. Из этого следует, что необходимо контролировать:

1) расчеты, числовые данные и чертежи проекта, используемые для разбивочных работ;

2) схемы и характеристики точности используемой опорной геодезической сети;

3) выписки из каталогов координат и отметок пунктов опорной геодезической сети, используемых при строительстве данного объекта;
4) разбивочные чертежи;
5) работы по привязке к пунктам геодезической опорной сети;
6) геодезические разбивки зданий и сооружений.

Привязки к опорным пунктам путем прокладки висячих теодолитных и нивелирных ходов недопустимы. Каждый из таких ходов должен опираться своими концами на два пункта геодезической опорной сети. Сравнение полученной и допустимой невязок в таких случаях наиболее надежно контролирует не только работу по привязке, но и опорные пункты.

Причиной появления грубых ошибок в процессе разбивочных работ можно считать, во-первых, большое количество измерений, не контролируемых путем подсчета невязок, и, во-вторых, те неудобства, которыми сопровождаются измерения в условиях строительной площадки.

Разбивочные работы выполняют с соблюдением следующих условий:

1. Каждую вынесенную в натуру точку, линию и угол проекта проверяют неоднократно и разными приемами.

2. Законченные разбивочные работы сдают специально созданной приемочной комиссии, члены которой производят контрольные измерения по заранее разработанной программе и методике.

3. В результате проверки разбивочных работ приемочная комиссия составляет акт и дает заключение о качестве разбивочных работ.

4. Для фиксации фактического положения сооружаемых объектов производится исполнительная съемка, материалы которой используются в дальнейшем для составления исполнительного генерального плана промышленного предприятия или жилого поселка.

§ 169. Цель и состав работ по исполнительной съемке

Исполнительные съемки производят по выполнении строительных работ при возведении зданий и сооружений. Однако эти съемки ведут не по завершении всего строительства, а последовательно, по мере возведения отдельных зданий и сооружений и даже их частей. Результаты съемки изображают на плане масштаба 1 : 500 или 1 : 1000, а пересечения проездов со сложной сетью надземных и подземных коммуникаций — на плане масштаба 1 : 200.

Целью исполнительной съемки является контроль (проверка соответствия генеральному плану построенного объекта, его местоположения, размеров и форм) и нивентаризация построенных сооружений. В последующем составленный план используется, как и всякий план застроенной территории, для различных нужд, возникающих в период эксплуатации комплекса построенных зданий и сооружений и, в частности, для реконструкции и дальнейшего развития построенного объекта.

Исполнительную съемку выполняют преимущественно на основе пунктов разбивочной геодезической опорной сети (триангуляции, полигонометрии, строительной сетки, красных линий, геометрического нивелирования). В ходе строительства часть опорных пунктов

разбивочной сети может быть уничтожена, поэтому в состав исполнительной съемки может входить восстановление утерянной части опорной сети и в некоторых случаях создание сети по новой схеме. В этом случае потребуется проведение работ по рекогносцировке, закреплению пунктов сети, угловым и линейным измерениям, геометрическому нивелированию с последующей камеральной обработкой (увязка и уравнивание, вычисление координат и отметок). Следовательно, в состав исполнительной съемки в общем случае могут входить следующие геодезические работы:

1) восстановление утраченной в ходе строительства части опорной геодезической сети;

2) выполнение съемки контурной части зданий, начиная с фундамента;

3) выполнение планово-высотной детальной съемки каждого здания, сооружения, их узлов и отдельных конструкций;

4) выполнение планово-высотной съемки наземных и подземных коммуникаций, проездов, площадей, скверов и т. д.;

5) составление планов, профилей и разрезов.

§ 170. Способы исполнительной съемки

Способы плановой съемки контуров и предметов местности применяются те же, что и при теодолитной съемке (способы перпендикуляров, засечек, полярный, промеров по створам). Если съемки выполняют на основе строительной сетки, то положение характерных точек здания или сооружения определяют сразу же координатами в системе строительной сетки. Плановая съемка каждого отдельного здания и сооружения сопровождается детальными их обмерами с составлением эскизов и разрезов. Обмеряют и заносят в эскизы все выступы и архитектурные формы зданий и сооружений, колоннады, въезды и входы, дверные и оконные проемы, вводы коммуникаций, люки, приямки, внутренние размеры и устройство смотровых колодцев подземных коммуникаций и др.

Высотная съемка состоит в определении геометрическим нивелированием отметок различных характерных точек зданий и сооружений (обрезов фундаментов, полов, вводов коммуникаций, люков, приямков, крышек смотровых колодцев, верха и лотков трубопроводов и т. д.).

Для регламентации исполнительной съемки, впрочем, как и любой другой съемки, составляются технические инструкции, в которых подробно излагаются детали технических приемов работы, подробный перечень объектов и точек, подлежащих съемке.

Для исполнительной съемки и для съемки существующих сооружений появляются предложения новых методов и новых приборов. Например, при съемке подземных инженерных сетей есть опыт использования гироскопических приборов для автоматического нивелирования трубопроводов [116]. Информация результатов нивелирования изображается на самописце, а профиль может вычерчиваться или непрерывным, или отдельными точками с выбранным расстоянием между ними. Для съемки подкрановых путей разработаны новые приемы [54], в том числе и с применением автоматических приборов [97]. Во Всесоюзном научно-исследовательском институте горной геомеханики и маркшейдерского дела (ВНИМИ) сконструирован профилограф для автоматической съемки продоль-

ных профилей рельсовых путей на карьерах. В ЦНИИС Минтрансстроя СССР разработана методика фототеодолитной съемки пристанционных путей, которая успешно применяется на практике [61]. Сконструирован и проверен на практике прибор для измерения с поверхности земли карнизов крыш [137]. Карнизы 5-этажных зданий определяются за 3,5 мин с точностью 3—4 см. Этот прибор, очевидно, может быть использован и для архитектурных обмеров форм, выступающих от основных стен, но главное назначение прибора — вносить поправки в размеры зданий, изображение которых получено аэрофотосъемкой.

Применение при исполнительной съемке различного рода трассоискателей и трубокабелеискателей не может быть признано закономерным, поскольку исполнительная съемка подземных инженерных сетей должна быть выполнена при вскрытых траншеях и котлованах. Применение указанных приборов может быть оправдано только в исключительных случаях, например при утере технической документации ранее выполненной съемки, при обнаруженных в технической документации погрешностях, при возникающих сомнениях в отношении неизменности положения сети со временем и т. п.

ГЛАВА XXV

ГЕОДЕЗИЧЕСКИЕ ИЗМЕРЕНИЯ СДВИГОВ, ОСАДОК И ДЕФОРМАЦИЙ СООРУЖЕНИЙ

§ 171. Задачи и состав работ

Наблюдения за сдвигами, осадками и деформациями сооружений имеют огромное значение для определения прочности и устойчивости сооружений, для своевременного предотвращения их разрушения или своевременного сигнала о наступлении аварийного состояния. Наблюдения ведут с начала строительства посредством очень точных, тщательно и систематически выполняемых геодезических измерений, весьма разнообразных по своему характеру. Геодезические измерения должны быть обеспечены высокоточной и весьма надежно закрепленной планово-высотной геодезической опорной сетью. Такую сеть создают для каждого крупного сооружения по особой схеме, разрабатывают знаки особенно надежных в отношении устойчивости конструкций (в частности, глубинные реперы). Измерения величин сдвигов, осадок и деформаций прекращают (либо сокращают до необходимого предела) лишь с момента наступления стабилизации в положении сооружения. Поэтому характерная особенность геодезических работ — систематическое их повторение в течение довольно длительного времени в зависимости от прочности грунтов, на которых сооружение расположено, причем путем повторных измерений и привязок проверяют положение знаков и самой опорной сети. Для общего случая состав геодезических работ при измерениях сдвигов, осадок и деформаций сооружений будет следующий:

1) разработка методов и определение периодов измерений сдвигов, осадок и деформаций;

2) разработка схемы, методов и программы измерений плановой и высотной опорных сетей;

3) разработка конструкций геодезических знаков;

4) разработка периодов и методов поверки положения знаков опорной сети;

5) закладка знаков;

6) измерения для создания опорной сети (триангуляции, полигонометрии, геометрического нивелирования);

7) измерение величин горизонтальных и вертикальных смещений, величин крена и перекоса сооружений, съемка трещин и измерение их размеров.

Кроме геодезических измерений в состав работ по наблюдению за сдвигами, осадками и деформациями сооружений входят крайне важные работы: 1) по исследованию физико-механических свойств грунтов как оснований сооружения, 2) по изучению режима грунтовых вод, 3) по определению степени воздействия воды на бетон, 4) по измерению напряжений под фундаментом, 5) по наблюдениям за изменением температуры сооружений.

§ 172. Методы геодезических измерений величин сдвигов, осадок и деформаций сооружений

Геодезическими измерениями определяют величины изменений в положении наблюдаемых точек сооружений не только относительно точек опорной сети, но также и во взаимном расположении наблюдаемых точек и частей сооружения.

Для измерения величин смещений (сдвигов) сооружений в горизонтальном направлении применяют следующие методы.

1. Метод створных наблюдений, когда визирную ось прибора направляют от одного опорного знака, на котором стоит инструмент, на другой опорный знак, а в створе на самом сооружении устанавливают особую марку для наблюдений за ее положением в течение длительного времени. Величину смещения марки со створа определяют либо путем измерений углов при помощи высокоточного теодолита, либо посредством отсчетного приспособления на самой марке.

Применяется несколько способов створных наблюдений — полного створа, полустворов, четвертьстворов, последовательных створов. Исследования [82] показали, что способ последовательных створов дает наиболее точные результаты. Сущность этого способа состоит в том, что измеряются отклонения от створа каждой последующей точки относительно створа между предыдущей и конечными точками.

Для измерения величин смещения створа при больших разностях высот сконструирована насадка на объектив высокоточного теодолита ОТ-02М [36].

Все большее распространение получает лазер, с помощью которого ведутся наблюдения за смещением сооружений, в том числе и при створных наблюдениях.

В статье А. Н. Тимофеева (сборник «Современное состояние и задачи инженерно-строительных изысканий». Т. I. Кемерово, 1972 г.) описан опыт использования оптического квантового генератора ЛГ-56 в комплекте с фоторегистрирующим устройством для выверки подкрановых путей. Для этой же цели автоматизированы измерения [97]. В ГДР создана лазерная система для наблюдений за скольз-

щей опалубкой, причем до высоты 150 м обеспечивается точность ±5 мм, а до высоты 150—300 м — ±10 мм.

В МИИГАиК разработан метод автоматического контроля прямолинейности направляющих путей большой протяженности, основанный на применении лазера и фотоэлектрической измерительной системы [42]. Точность измерений в одном цикле, с неполированными базовыми поверхностями, выразилась величиной 0,20 мм на 100 м пути.

Для наблюдений за изменением сооружения по длине создана конструкция «базисомера» [49] со средней квадратической погрешностью результатов $\pm 0{,}3$ мм $\sqrt{n}$, где n — число «плеч» прибора длиною каждое 50 м.

Этим кратким перечнем далеко не исчерпываются все применяющиеся у нас и за рубежом новые методы и приборы для наблюдений за смещением и деформацией сооружений.

2. Триангуляционный метод применяют для наблюдения за точками, которые недоступны для наблюдений по методу створных наблюдений. Измерения смещений ведут путем периодического определения координат точки и азимута направления, измеряя для этого высокоточными теодолитами горизонтальные углы между направлениями на опорные пункты и наблюдаемую точку, закрепленную на сооружении маркой.

3. Фотограмметрический метод (см. § 106) — это метод, при помощи которого периодически определяют все три координаты (x, y, H) наблюдаемой точки.

Для измерения величин осадок, т.е. смещения сооружения в вертикальном направлении, кроме фотограмметрического применяют следующие методы:

геометрическое нивелирование, при помощи которого периодически измеряют превышение между наблюдаемой точкой сооружения и реперами или нивелирными марками. Очень часто требуется выполнять нивелирование высокой точности;

гидростатическое нивелирование (см. § 116), посредством которого периодически определяют с высокой точностью (до ±0,1 мм) превышение между наблюдаемыми точками и репером или между точками сооружения (для наблюдений за относительным изменением их положения по высоте);

тригонометрическое нивелирование (см. § 94), применяемое тогда, когда точки местности недоступны для измерения превышений методами геометрического или гидростатического нивелирования. Точность тригонометрического нивелирования считается ниже первых двух способов нивелирования, хотя применение высокоточных теодолитов, совершенствование метода измерений и сокращение расстояния до 100 м позволяют и здесь выполнять работу с точностью до десятых долей мм [93].

§ 173. Измерение кренов зданий

Наличие крена здания проще всего можно определить при помощи тяжелого отвеса. Фиксирование по острию отвеса линейной величины крена в разное время позволит определить изменение угла крена.

Величину крена и изменение ее с течением времени можно достаточно точно измерить теодолитом. Для этого теодолит устанавли-

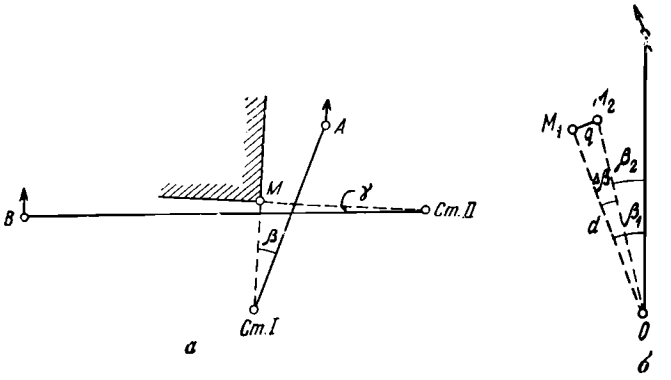


Рис. 168. Схема для определения угловой и линейной величины крена

вают на продолжении той стены дома, крен которой поверяют (теодолит предварительно поверяют и особо тщательно в отношении равенства подставок зрительной трубы, однако еще лучше, если пользоваться теодолитом с накладным уровнем, например ТТП). Выбрав в верхней части стены хорошо различимую точку, наводят на нее пересечение нитей, а затем трубу опускают вниз, где отмечают тем или иным способом (например, при помощи горизонтально расположенной на цоколе здания реечки, нуль которой совмещают с ребром стены) точку или отсчет, куда проектируется пересечение нитей. Повторив эту операцию при другом положении вертикального круга, получают второе положение точки. Расстояние от нуля рейки до средней точки будет выражать линейную величину крена поверяемой стены здания. Чтобы судить о крене всего здания, нужно определять крен по всем его направлениям.

Для наблюдений за изменением величины крена из тех же створных точек теодолитом периодически измеряют горизонтальные углы β и γ между точкой M в верхней части стены и постоянными предметами местности A и B (рис. 168, *а*). Величина изменения, например, угла β позволяет судить о ходе изменений крена (о приращениях крена). Для этого вычисляют также и линейную величину q изменения крена (рис. 168, *б*) по формуле

$$q = \frac{\Delta\beta'' d}{\rho''}, \qquad \text{(XXV.1)}$$

где $\Delta\beta = \beta_1 - \beta_2$; d — горизонтальное расстояние от станции инструмента O до точки M_1; ρ'' — число секунд в радиане.

Приращение кренов определяют также приборами, называемыми кренометрами (например, переносной кренометр конструкции Стопани), микрокренометрами (например, конструкции Н. Г. Видуева и В. П. Гржибовского) и уклономерами. Во всех этих приборах основная часть — высокочувствительные цилиндрические уровни.

Сконструирован дистанционный электрический кренометр [28], позволяющий измерять величину крена сразу в двух взаимно перпен-

дикулярных плоскостях. Разработана конструкция электронного уровня с индуктивным датчиком [69], позволяющая измерять углы наклона с точностью до ±0,05″. Имеется опыт наблюдений с помощью фотоэлектрических наклономеров за изменением наклонов участков поверхности земли в сейсмических районах, на месте строительства Андижанского и Токтогульского гидроузлов [5].

Трещины, образовавшиеся в результате деформации сооружения, измеряют с помощью особых маяков, прикрепляемых по обе стороны трещины. Измеряя периодически расстояния между маяками, определяют изменения размеров трещин. Съемки трещин и наблюдения за их изменением выполняют также путем фотографирования или зарисовок.

Имеются электронные приборы, с помощью которых изменения величин трещин автоматически записываются на движущейся ленте.

Кроме перечисленных применяют и другие способы и приборы для наблюдений за устойчивостью и прочностью сооружений. Так, проводятся испытания строительных конструкций под искусственно создаваемыми нагрузками и напряжениями, когда кроме геодезических приборов применяют прогибомеры и индикаторы для определения величин линейных смещений, клинометры — для угловых, частотомеры — для колебательных смещений. Все вместе взятое составляет весьма необходимую и ответственную часть строительного производства, описанную в ряде книг и пособий.

ГЛАВА XXVI

ОСНОВНЫЕ СВЕДЕНИЯ О РАЗБИВОЧНЫХ РАБОТАХ ПРИ СТРОИТЕЛЬСТВЕ КРУПНЫХ СООРУЖЕНИЙ

§ 174. Особенности разбивочных работ крупных сооружений

К крупным сооружениям, разбивка которых заслуживает особого изучения, следует отнести крупные узлы гидротехнических сооружений (плотины, ГЭС, шлюзы, каналы, порты, гидротехнические тоннели), крупные мосты и путепроводы, уникальные по величине или по сложности здания, эстакады, атомные реакторы, крупную сеть мелиоративных сооружений и т. д.

Общее в разбивке сооружений любого размера и сложности состоит в том, что с проекта выносят на местность всегда одни и те же геодезические элементы — линии, углы, точки одними и теми же способами (см. гл. XVIII) и по общему правилу — сначала выносят главные оси сооружений, опираясь на геодезическую опорную сеть, а затем — второстепенные оси и все детали сооружения, опираясь на главные оси, закрепленные на местности.

Основной отличительной чертой разбивки крупных сооружений является бóльшая сложность и очень высокая ответственность самого процесса разбивки вследствие более высоких требований к точности работ и более тяжелых последствий для сооружений от несоблюдения этой точности.

Необходимую точность выноса в натуру геодезических элементов определяют специальными расчетами, руководствуясь допускае-

мыми погрешностями в строительстве. Такие расчеты выполняют геодезисты. Вообще же технические приемы и точность геодезических работ устанавливают для каждого крупного сооружения особо, руководствуясь не только величинами строительных допусков, но и конструкцией сооружения и способами организации и технологии процесса возведения данного сооружения. В любом таком случае требуется составить «Технические указания по производству геодезических работ». Разработку Технических указаний геодезисты могут выполнить только с участием строителей, в том числе и авторов проекта сооружения.

Для выноса с проекта на местность прямой линии применяют в зависимости от требуемой точности приборы, перечисленные в § 17.

Для построения на местности проектных горизонтальных углов применяют теодолиты, описанные в § 28—34, и, кроме того, высокоточные теодолиты ТТ2″/6″ и ОТ-02.

§ 175. Основные правила создания геодезической опорной сети при строительстве крупных сооружений

Плановая опорная сеть должна обеспечивать вынос в натуру основных (главных) осей сооружений — таково требование к этой опорной сети в преобладающем числе случаев. Второстепенные оси разбивают от основной оси. При таком порядке работ легче обеспечить детальную разбивку сооружения с заданной точностью. Если все же окажется необходимым разбивать и второстепенные оси сооружения от опорной сети, то последняя должна быть создана с еще более высокой точностью, чем это требуется для разбивки основных осей, поскольку допускаемые погрешности в деталях сооружения выражаются меньшими величинами. Расчет необходимой точности сети при этом значительно осложняется.

К геодезической опорной сети, создаваемой на строительной площадке, предъявляют следующие требования:

а) предельные погрешности в опорной сети должны быть меньше (по крайней мере, в два раза) погрешностей, допускаемых при выносе осей сооружения с проекта в натуру. Но в ряде случаев, когда, например, допускаемая погрешность будет находиться под влиянием нескольких источников погрешностей, требования к точности опорной сети еще более повышаются, чтобы ослабить влияние ее погрешностей на точность разбивки осей сооружения;

б) способ создания опорной сети (триангуляция, полигонометрия, трилатерация, ходы или сеть геометрического нивелирования) должен быть выбран с учетом удобств для измерений на данной местности и достижения заданной точности сети с наименьшими затратами усилий и средств;

в) форма сети, число и местоположение ее пунктов должны отвечать удобству разбивочных работ с заданной точностью и сохранности пунктов сети на весь период их использования при строительстве, а часть пунктов и на период эксплуатации сооружения.

Так как размеры сооружений, точность их возведения и условия местности могут быть самыми различными, то и опорные сети могут быть различными по точности, способу их создания, по форме, числу пунктов и расположению их на местности. Поэтому зара-

нее составляют *проект опорной сети*, сопровождаемый расчетами точностн сетн, необходимой для удовлетворения заданной точности разбивки сооруженнй. Проект опорной сети изображают на топографической карте крупного масштаба (1 : 2000—1 : 10 000). Составление проекта опорной сети является одной из наиболее ответственных и трудных геодезических задач на строительстве. Эти задачи обычно выполняют нженеры-геодезисты, но с непременным участием строителей в роли консультантов по вопросам величин допускаемых погрешностей в разбнвочных работах, особенности и очередиости развития хода стронтельных работ, мест расположения подсобных сооружений и складов строительных материалов и т. д.

Если для строительства крупных уникальных сооружений потребуется опорная геодезическая сеть необычной, сверхвысокой точности, то здесь необходимы научно-исследовательские работы с целью разработки новых конструкций геодезических приборов и новых методов измерений и построеннй, с учетом накопленного опыта подобных исследований, таких, например, которые были проведены для строительства Серпуховского ускорителя элементарных частиц. Но и обычными геодезическими приборами можно значительно повышать точность, если соответственно изменять и совершенствовать методику измерений. Известно, например, что если геометрическое нивелирование выполнять короткимн лучами (3—6 м), то можно достигнуть точности 10—15 мкм [26].

Иногда в ходе самого строительства возникает необходимость в дополнительном развитии опориой сети, в ее модернизации. Такую дополнительную сеть создают, например, на перемычках котлованов ГЭС для разбивки бычков плотины.

Точки опорной сети закрепляют по-разному в зависимости от необходимого срока сохранности точки в незыблемом положении железобетонными монолитами, металлическими трубами, обрезками рельсов, деревянными столбами. Наиболее надежно закрепляют знаки, сохраняемые и на период эксплуатацни сооружений, особенно те, которые используются для наблюдений за осадками и сдвигами сооружений. Конструкция и закладка в грунт знаков плановой опорной сети должны позволять центрировать теодолит непосредственно над точкой, закрепляемой знаком, — это необходимо для разбивочных работ.

Для контроля работ число измеренных элементов опорной геодезической сети (горизонтальных углов, расстояний, превышений) всегда бывает ббльшим, чем то минимальное их число, прн котором уже можно вычислять координаты или отметки. Избыточные измерения дают возможность и обязывают подчинять результаты измерений, например суммы углов в треугольнике, суммы превышений в сомкнутом нивелирном ходе и др., их теоретическим величинам. В одной и той же опорной сети возникает часто несколько геометрических условнй, которым приходится подчинять результаты измерений, не искажая, однако, последних. Таким образом, возннкает задача по *уравниванию* измеренных величин. Эту задачу решают с помощью особого математического аппарата, называемого *методом наименьших квадратов*, который позволяет находить наиболее вероятные, наиболее достоверные значения уравниваемых величин — в конечном счете координат и отметок точек опорной сети.

Уравнивание геодезической опорной сети выполняют обычно инженеры-геодезисты.

§ 176. Геодезические работы при строительстве мостов

Для проектирования моста необходима топографическая карта речной долины с подробным изображением коренных берегов, поймы, а также русла реки. Особенность топографической съемки состоит в том, что в этом случае необходимы промеры глубин основного речного русла, староречий, озер. Степень подробности съемки дна водоемов зависит от потребностей проектирования, что, в свою очередь, зависит от размеров и конструкции моста, а также от способа производства строительных работ.

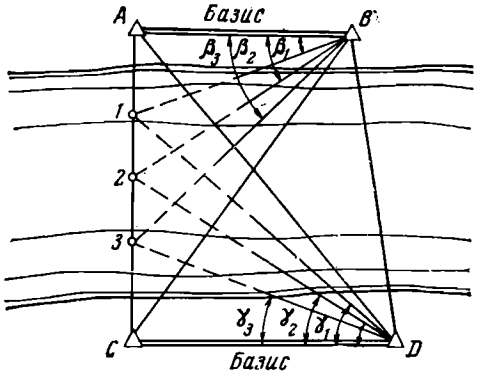
Топографическая карта речной долины, предназначенная для выбора места пересечения речной долины мостовыми сооружениями (мост, дамба), должна позволить оценить по технико-экономическим признакам различные варианты мостового перехода. Этому условию обычно удовлетворяют карты масштабов 1 : 5000 и 1 : 10 000. Очень большую пользу могут сослужить в этом деле материалы аэрофотосъемки — фотопланы, аэрофотоснимки.

После выбора по карте трассы мостового перехода трассу переносят в натуру и разбивают по ней пикетаж и кривые. Необходимую для составления проекта сооружений съемку полосы местности выполняют в масштабе 1 : 2000 с высотой сечения 1 м, шириной до 100 м вправо и до 100 м влево от трассы, в зависимости от ширины дамбы в основании. Съемку обычно ведут с помощью поперечников к трассе, но в ряде случаев могут оказаться целесообразными мензульный или тахеометрический методы съемки на основе разбитой трассы.

Одновременно выполняют и геодезические работы для обеспечения инженерно-геологических и гидрологических изысканий. Геодезические работы при геологических изысканиях состоят в основном в планово-высотной привязке точек горно-буровых выработок (скважин и шурфов), предназначенных для исследования геологических условий места сооружения. Геодезические работы для гидрологических изысканий состоят в определении отметок уровней воды в разные периоды и в изучении направления струй и скоростей потока.

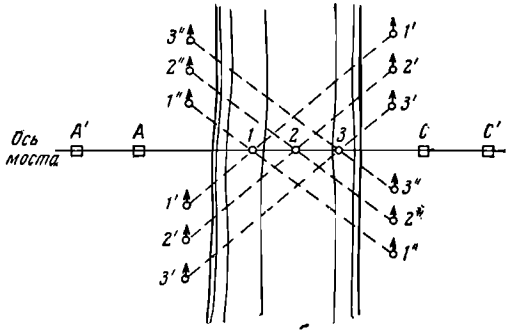
В состав разбивочных работ при строительстве мостов входят: 1) создание планово-высотной геодезической опорной сети; 2) вынос на местность продольной оси моста по проектным данным; 3) разбивка осей береговых устоев; 4) разбивка осей опор; 5) геодезические контрольные измерения в процессе возведения моста и 6) геодезические измерения при сборке (монтаже) пролетных строений.

Состав геодезических работ по устройству подходов к мосту (выемок в береговых склонах, дамб) следующий: 1) разбивка осей выемок и дамб по данным технического проекта и рабочих чертежей, а также разбивка поперечников к осям, 2) разбивка на поперечниках точек бровок и подошв выемок и дамб и 3) геодезические плановые и высотные измерения в процессе производства земляных работ. Высотной опорой служат реперы, установленные в стороне от трассы в период изысканий. Перед строительством подходов и самого моста нивелирование повторяют, чтобы проверить неизменность положения реперов по высоте.

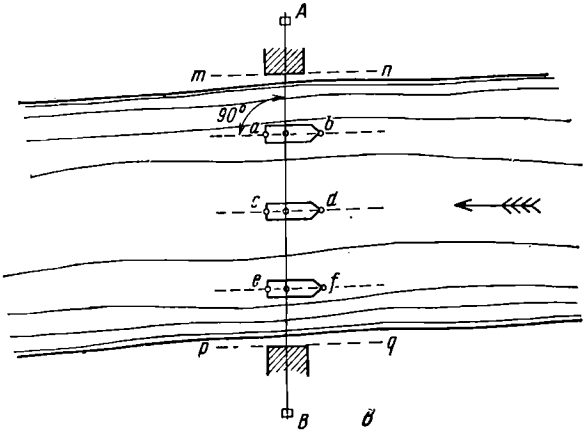


а

Рис. 189. Схема разбивки моста



б



в

Способы и точность геодезических работ для устройства выемок и дамб такие же, как и для производства земляных работ. При возведении моста они зависят от размеров, конструкции и назначения моста, причем наиболее ответственными являются измерения расстояний по оси моста — общей длины и расстояний между смежными опорами, так как фермы моста и другие части пролетного строения изготовляют на заводах по проектным размерам. Величины допустимых отклонений фактических расстояний между опорами от проектных могут быть настолько малыми, что для измерений приходится использовать высокоточные теодолиты и инварные ленты (или проволоки), а на строительной площадке создавать геодезическую опору методом триангуляции (рис. 169, *а*); к выполнению работ обычно привлекают геодезистов. Заранее, пользуясь координатами пунктов триангуляции и центров опор, вычисляют углы β_1, β_2, ..., γ_1, γ_2 и по ним определяют положение центров опор путем засечек с двух пунктов триангуляции. Точность измерения базисов мостовой триангуляции и точность теодолитов для построения углов β и γ рассчитывают в соответствии с допускаемыми погрешностями в определении общей длины моста и расстояний между центрами опор.

Вначале положение точек *1*, *2*, *3*... центров мостовых опор устанавливают приближенно, с погрешностью 10—15 см, чтобы определить место расположения колодцев (или кессонов, или помостов на сваях) для устройства фундаментов опор. Эти точки в зависимости от глубины водоема закрепляют на воде — сваями, буйками, вехами на специально намытых островках, а на берегах — створными знаками *1'*, *2'*, *3'*... и на оси моста знаками *A'*, *A* и *C'*, *C* (рис. 169, *б*).

На выведенной до поверхности воды кладке колодца определяют положение центра и осей опоры — продольной и поперечной, пользуясь закрепленными на берегу створными знаками оси моста (рис. 169, *в*) и пунктами триангуляции. От поперечной и продольной осей опоры разбивают контур котлована опоры.

По выведении до поверхности воды фундамента опоры снова с точностью порядка 2—3 см определяют положение центра опоры и ее осей на поверхности фундамента. Оси закрепляют на фундаменте рисками. От осей с помощью стальной рулетки разбивают контур тела опоры.

После доведения кладки тела опоры до проектной отметки разбивают еще раз, но уже с точностью порядка 1,2—1,5 см положение центра опоры и ее осей, а затем с такой же точностью разбивают на поверхности опоры контур подферменной площадки опоры.

Разбивку опор моста ведут и с подмостей, устраиваемых на временных сваях, и по льду, где устраивают настил из досок по оси моста. При этом нередко для производства контрольных измерений настил из досок устраивают еще параллельно оси моста на расстоянии 10—20 м от нее.

В процессе возведения опоры периодически проверяют отметку, до которой она доведена на момент проверки. Для этого нивелирные ходы прокладывают по опорам, как только они поднимутся выше уровня воды. Необходимую точность такого нивелирования определяют в соответствии с допускаемыми отклонениями опор от проектных отметок. Наивысшую точность предъявляют к высоте подферменной площадки — ее фактическая отметка не должна отличаться от проектной более чем на 5 мм. Отметки подводной части опор оп-

ределяют замерами от уровня воды. Исходные для нивелирования реперы располагаются на берегах, временные реперы в виде костылей, скоб устанавливают на опорах.

Очень ответственные и точные геодезические измерения ведут затем в процессе монтажа мостовых ферм по завершении строительства моста. При этом тщательно, с погрешностью не более 1 : 20 000, измеряют расстояния между подферменными металлическими закладными частями на смежных опорах, проверяют размеры самих ферм и их частей, постоянно контролируют в плане и по высоте процесс монтажа ферм и особенно соблюдение проектной велнчины «строительного подъема» (небольшой подьем от начала каждой фермы к ее середине, нижний и верхний пояса ферм имеют в вертикальной плоскости вид плавной крнвой), ведут наблюдения за осадками опор и выполняют исполнительную съемку по завершении монтажа каждой фермы. За осадками опор и прогибами ферм под нагрузкой ведут геодезические наблюдения и по завершении строительства моста, в момент его испытаний и в период эксплуатации.

Разбивку малых мостов выполняют стальными мерными прнборами (лента, рулетка), провешивание линий и построенне прямых углов — приборами с диоптрами (эккеры, гониометры), а обозиачение продольной оси моста и разбивку центров опор и береговых устоев — при помощи проволоки, протянутой от одного берега на другой, и отвеса.

Часть V
ОСОБЕННОСТИ ГЕОДЕЗИЧЕСКИХ РАБОТ В ГОРОДСКОМ СТРОИТЕЛЬСТВЕ

ГЛАВА XXVII
ТОПОГРАФИЧЕСКАЯ ПОДОСНОВА ПРОЕКТОВ ПЛАНИРОВКИ

§ 177. Картографические материалы районной планировки

Проект районной планировки, т. е. проект использования территории какого-либо района страны для потребностей народного хозяйства, разрабатывается с использованием карт разных масштабов. К основным видам районной планировки относятся: 1) планировка промышленных районов; 2) планировка сельских административных районов; 3) планировка пригородных зон крупных городов; 4) планировка санаторно-курортных районов и зон массового отдыха.

В Инструкции по составлению проектов планировки и застройки городов (СН 345—66), утвержденной Госстроем СССР 23 марта 1966 г., указывается на необходимость учитывать результаты районной планировки при разработке генеральных планов городов и проектов планировки пригородных зон. На основе проекта районной планировки осуществляется также выбор участков для строительства промышленных предприятий и связанных с этим жилищного, культурно-бытового, транспортного строительства.

Составлению проекта районной планировки предшествует составление схемы перспективного развития данного экономического района (административного района). Такие схемы разрабатываются на основе карт в масштабе 1 : 300 000 и, если экономический район относительно невелик, то в масштабе 1 : 100 000.

Схемы районной планировки пригородных зон разрабатываются на основе топографических карт в масштабах 1 : 25 000, 1 : 50 000 и для наиболее сложных мест в масштабе 1 : 10 000. В состав проекта районной планировки пригородной зоны входят следующие графические материалы: 1) основной чертеж пригородной зоны (опорный план); 2) проектный план пригородной зоны на расчетный период; 3) карты современного использования территории; 4) схема инженерных сетей и инженерной подготовки территории.

Первая стадия проекта планировки городского промышленного района разрабатывается одновременно с составлением генерального плана города. В состав проекта планировки городского промышленного района входят: 1) схема плана города в масштабах 1 : 10 000, 1 : 25 000, 1 : 50 000; 2) опорный план района, схема планировочных ограничений, генеральный план района, схема вертикальной планировки в масштабах 1 : 2000, 1 : 5000; 3) схема инженерной подготовки территории, схема промышленного и городского пассажирского

транспорта, схема общерайонных основных инженерных сетей и сооружений, схемы очередного освоения территории с показанием санитарно-защитных зон, схема размещения культурно-бытового обслуживания в масштабах 1 : 5000, 1 : 10 000; 4) схемы по основным элементам района, улицам, площадям, имеющим архитектурную значимость в масштабах 1 : 500, 1 : 400; 5) поперечные профили основных улиц района в масштабе 1 : 200.

В составе проекта планировки городского промышленного района должны быть следующие данные, получение которых связано с выполнением соответствующих картометрических работ; 1) площади (в га) территории всего района; суммарной площади территории, занимаемой промышленными предприятиями, и связанных с ними объектов в районе; общественного центра района; резервных территорий; неиспользованных территорий района, включая неиспользованную часть санитарно-защитной зоны; под отвалами, отходами и предприятиями по переработке и утилизации отходов; участков, занятых непромышленными объектами (жилые, общественные здания), озеленения; занятой железнодорожными путями (общая площадь); улиц, дорог, стоянок для автотранспорта (общая площадь); транспортных устройств других видов транспорта (воздушного, водного и т. д.); 2) общая длина в км железнодорожных путей района; автодорог; других видов транспорта (конвейерного, пневматического, водного и т. д.); 3) коэффициент использования территории района; коэффициент озеленения территории; длина транспортных путей на 1 га территории — железнодорожных, автомобильных и т. д.; площадь улиц, дорог, участков для стоянок автотранспорта на 1 га территории; площадь озеленения на 1 га территории района.

Приведенный перечень данных, необходимых для проекта районной планировки городского промышленного района, дает все основания к выяснению в каждом отдельном случае необходимой и достаточной точности результатов, что, в свою очередь, будет определять необходимые масштабы топографических карт, технику и точность картометрических работ, выполняемых для получения перечисленных данных.

В состав проекта районной планировки сельскохозяйственного района входят: 1) план современного использования территории района (опорный план), составляемый на топографической подоснове в масштабах 1 : 50 000, 1 : 100 000; 2) проектный план района (основной чертеж) на топографической подоснове в тех же масштабах; 3) схема первоочередных мероприятий на топографической подоснове в тех же масштабах; 4) пояснительная записка, предусматривается возможность использования материалов аэрофотосъемки, планов землеустройства и др.

Подробно о районной планировке см. в [138].

§ 178. Городская геодезическая служба

В Управлении главного архитектора каждого города имеется геодезическая часть, которую принято называть геодезической службой города. В малых городах она состоит из небольшой группы геодезистов, а в таких крупных, как Москва, Ленинград, Киев и т. п., организованы даже тресты (в Москве — Мосгоргеотрест), в составе которых находится и геологическая служба города. В задачи геоде-

зической службы города, согласно приказу Госстроя СССР от 21/XII 1964 г. № 259, входит:

составление и ведение оперативного плана застройки, регистрационного плана расположения подземных коммуникаций и атласа инженерно-геологических выработок;

выдача разрешений на топографо-геодезические работы и инженерно-геологические изыскания на территории города и пригородной зоны; планирование, учет и техническая приемка этих работ;

регистрация и хранение топографо-геодезических и инженерно-геологических материалов;

организация охраны, ремонта и восстановления геодезических знаков на территории города и пригородной зоны;

отвод земельных участков, вынос в натуру красных линий застройки и другие работы по регулированию текущего строительства.

Геодезическая служба ведет учет и хранение всех геодезических материалов на территории города как по созданию геодезической опорной сети, так и по топографическим съемкам.

Выполняя свою первую задачу, геодезическая служба города составляет и регулярно обновляет следующие дежурные, т. е. предназначенные для фиксации изменений о городской застройке, планы города:

1. Оперативный план застройки города в масштабе 1 : 2000 или 1 : 5000.

2. Регистрационный план расположения подземных коммуникаций в масштабах 1 : 5000 или 1 : 2000 как документ учетно-справочного характера, отражающий наличие и расположение существующих подземных сетей, и в масштабах 1 : 100—1 : 500, содержащий точное плановое положение всех линий сетей, отметки их заложения и технические характеристики.

3. Атлас (план) инженерно-геологических выработок.

4. План красных линий города в масштабе 1 : 2000.

5. План городской черты в масштабе 1 : 10 000 или 1 : 25 000.

6. Адресный план города в масштабе 1 : 2000.

7. План школьной сети в масштабе 1 : 5000 или 1 : 10 000.

8. Планы торговой сети и культурно-бытовых учреждений.

Геодезические работы на городской территории могут вести и финансировать любые ведомства и организации, получив на то разрешение городской геодезической службы. Госбюджетные ассигнования на геодезические работы большого объема планирует Госстрой СССР.

§ 179. Геодезическая опорная сеть на городских территориях

Плановая и высотная геодезическая опорная сеть на городских и поселковых территориях создается в расчете на удовлетворение требований к точности со стороны топографических съемок в масштабе 1 : 500 и со стороны разбивочных работ по перенесению проектов планировки и застройки в натуру. Эти опорные сети включаются в государственную опорную сеть, а классификация городских сетей устанавливается в зависимости от площади городских и поселковых территорий, в соответствии с данными, приведенными в табл. 23 (см. § 104).

Приведенная в табл. 23 опорная геодезическая сеть создается как на застроенных, так и на незастроенных городских и поселковых территориях. Строительство метрополитена, коллекторов самотечной канализации большой протяженности без станций перекачки, других сооружений особо высокой точности требуют создания опорной геодезической сети более высокой точности, чем в обычных условиях. Такая опорная сеть проектируется особо, на основе расчетов ее точности в увязке с допускаемыми погрешностями в самом сооружении как при строительстве, так и в период эксплуатации.

Согласно общему правилу геодезическая опорная сеть, где бы она ни находилась, развивается от пунктов более высокого класса к более низкому, последовательно, на основе заранее составленного проекта опорной сети. Государственная опорная сеть на городских и поселковых территориях может развиваться, как и на любой другой территории, методами триангуляции, трилатерации, полигонометрии 2, 3 и 4 классов, пункты которых служат опорой для прокладки ходов городской полигонометрии I и II разрядов.

Как видно из табл. 23, на территориях площадью до 25 км² плановая опорная сеть может состоять лишь из городской полигонометрии I и II разрядов, а высотная — из нивелирования IV класса, на территориях размером от 2,5 до 5 км² — городская полигонометрия II разряда, а на территориях площадью до 2,5 км² — теодолитные ходы.

Государственную опорную сеть создают так, чтобы на территориях, застроенных и подлежащих застройке в ближайшие годы, приходился в среднем один опорный пункт на 5 км², а на остальных территориях — один пункт на 15 км². Необходимая плотность пунктов государственной сети и городской полигонометрии определяется предельными длинами теодолитных ходов, прокладываемых между опорными пунктами, а это, в свою очередь, зависит от масштаба съемки городской территории. При расчетах за опорные пункты принимают также узловые точки теодолитных ходов (точки пересечения нескольких ходов), координаты которых вычисляют как среднее весовое из координат, получаемых из каждого хода в отдельности. В табл. 16 (см. § 59) приводятся предельные длины теодолитных ходов для разных масштабов съемки.

В результате в застроенной части должен приходиться один опорный пункт на 8—12 га. В незастроенной части один пункт должен приходиться на 30—50 га при съемке в масштабе 1 : 2000 и на 70—100 га — при съемке в масштабе 1 : 5000.

При отсутствии на городской территории к началу топографических съемок пунктов государственной опорной сети 2 и 3 классов допускается создание самостоятельной сети триангуляции (трилатерации) 4 класса с измерением в сети триангуляции не менее чем двух ее сторон; с точностью не ниже 1 : 200 000; остальные стороны триангуляции должны иметь точность не ниже 1 : 75 000.

Горизонтальные углы в самостоятельной сети триангуляции 4 класса измеряют с погрешностью не более 2″. Длины сторон треугольников триангуляции должны быть в пределах 2—5 км. Наиболее распространенной формой такой сети является многоугольник (пяти-семиугольник), вершины которого располагаются за пределами застроенной части города и закрепляются заложенными в грунт тройными центрами и наружными знаками — пирамидами, сигналами. В средней части многоугольника устанавливается еще один

пункт, попадающий в застроенную часть города, поэтому его сооружают обычно на крыше здания. Центром этого пункта является металлическая марка, а наружным знаком — пирамида. Система треугольников образуется направлениями между пунктом в середине многоугольника и пунктами, расположенными в его вершинах. Длины базисных сторон триангуляции 4 класса измеряют высокоточными дальномерами или инварными проволоками; длины остальных сторон триангуляции вычисляют, пользуясь длинами базисных сторон и измеренными углами в треугольниках триангуляции.

По указанию ГУГК, данному в 1967 г., из классификации городских опорных сетей исключена полигонометрия I разряда повышенной точности [64] и вместо нее введена классификация полигонометрии 4 класса, для которой установлены: 1) наименьшая длина сторон 250 м, средняя — 500 м; 2) длины ходов между пунктами триангуляции не более 10 км; 3) средняя квадратическая погрешность измерения горизонтальных углов $\pm 2{,}0''$; 4) предельная относительная невязка хода 1 : 25 000.

Техническая характеристика городской полигонометрии I и II разрядов следующая: 1) средняя квадратическая погрешность измерения горизонтального угла соответственно ± 5 и $\pm 10''$; 2) предельные длины ходов 3 и 5 км; 3) длины сторон полигонометрии соответственно 120—600 и 80—300 м; 4) длина хода до узловой точки от пункта высшего класса или разряда соответственно 3 и 2 км; 5) предельные невязки хода соответственно 1 : 10 000 и 1 : 5000; 6) пункты полигонометрии закрепляются как грунтовыми, так и стенными знаками.

Более подробные сведения о создании опорной геодезической сети на городских и поселковых территориях содержатся в «Инструкции по топографо-геодезическим работам для городского, поселкового и промышленного строительства СН 212—73», утвержденной Госстроем СССР.

§ 180. Высотная опорная сеть в городах

Высотная геодезическая сеть, создаваемая на городских территориях геометрическим нивелированием II, III и IV классов, служит опорой как для топографических крупномасштабных съемок городской территории, так и для разбивочных работ. Классы нивелирования назначают в зависимости от размера территории (см. табл. 23, § 104). Высотная сеть должна быть привязана, как правило, к двум маркам или реперам государственных нивелировок. Нивелирные сети создаются с соблюдением следующих технических характеристик:

Нивелирные сети II класса: 1) марки и реперы располагаются на городской территории равномерно, с закладкой знаков в застроенной части не реже чем через 2 км, в незастроенной части — не реже чем через 5 км, расстояния между нивелирными ходами не должны быть более 10 км; 2) допустимая невязка в нивелирном ходе вычисляется по формуле $f = \pm 5\sqrt{L}$ мм, где L — длина хода в км.

Нивелирные сети III класса: 1) знаки нивелирования располагаются на территории равномерно с расстоянием между ними не более 200 м на улицах и проездах плотно застроенных частей города и от 400 до 800 м на улицах и проездах слабо застроенных террито-

рий; 2) допустнмые невязки в нивелнрных ходах вычисляют по формуле $f=\pm 10\sqrt{L}$ мм; если в нивелирном ходе будет более 15 станций на 1 км, то допустимую невязку вычисляют по формуле $f=\pm 2{,}6\sqrt{n}$ мм, где n — число станций в ходе.

Нивелирные сети IV класса: 1) реперы нивелирования IV класса устанавливают не реже чем через 0,2 км в застроенной части и через 0,5—2 км в незастроенной части города, кроме того, в нивелирную сеть включаются знакн полигонометрии; 2) допустимую невязку в нивелирных ходах вычисляют по формуле $f=\pm 20\sqrt{L}$ мм или $f=\pm 5\sqrt{n}$ мм, где L — длина хода в км; n — число станций в ходе.

Более подробно создание высотного обоснования изложено в Инструкции СН 212—73.

§ 181. Топографические съемки городских территорий

Проектирование планировки и застройки города, начиная с составления генерального плана города, осуществляется с использованием топографических карт в масштабах 1 : 10 000, 1 : 5000, 1 : 2000, 1 : 1000, 1 : 500 (подробнее см. § 120), для чего требуется произвести топографические съемки территории города в тех же масштабах. Съемки выполняют, опираясь на пункты геодезической опорной сети, кратко описанной в § 180, а также на пункты съемочного обоснования, создаваемого в начале и в процессе съемочных работ. Само съемочное обоснование опирается на пункты геодезической опорной сети, создавая таким образом единый каркас опорных точек, в единой системе координат и высот для всей территории города.

Плановое съемочное обосиование создают преимущественно путем прокладки теодолитных ходов, а высотное — нивелирных ходов. В Инструкции СН 212—73 установлена следующая техническая характеристика для теодолитных ходов: 1) длины сторон теодолитного хода должны быть в пределах 20—350 м иа застроенных территориях и 40—350 м — на незастроенных; 2) относительная невязка в ходах не должна быть более 1 : 2000.

. Наибольшая длина хода соответственно этим масштабам для застроенной территории принята 0,8; 1,2; 2; 4 км, для незастроенной территории — 1,2; 1,8; 3; 6 км. Величины допустнмых абсолютных невязок уменьшаются при съемке в масштабе 1 : 500 до 0,1 м и до 0,15 м при съемке в масштабе 1 : 1000, если длина хода будет меньше 150 м. Точно так же уменьшаются величины допустимых невязок до 0,25 м при съемках в масштабах 1 : 2000 и 1 : 5000, если длина хода будет короче 250 м. Допустимая угловая невязка в теодолитных ходах вычисляется по формуле

$$f_\beta=\pm 1'\sqrt{n},$$

где n — число углов в ходе.

Высотное съемочное обоснование создают методами тригонометрического и геометрического нивелирования. Первое применяют при съемке рельефа с сечением в 1 м; при сечении менее 1 м применяют геометрическое нивелирование технической точиости, допуская невязки в ходах, равные $\pm 50\sqrt{L}$ мм и $\pm 10\sqrt{n}$ мм, где L—число кило-

метров в ходе, n — число станций в ходе. В ходах тригонометрического нивелирования допустимые невязки вычисляют по формуле $f=0{,}04S\sqrt{n}$ м, где S — средняя длина линии, выраженная в сотнях метров, n — число станций. Длина ходов тригонометрического нивелирования не допускается более 2 км.

Назначение и масштабы топографических съемок в зависимости от стадии и вида проектирования подробно изложены в Инструкции СН 212—73. В техническом отношении исполнение съемки в масштабе 1 : 10 000 полностью согласуется с требованиями соответствую-

Таблица 24

Масштаб съемки	Высота сечения рельефа, м	Вид съемки	Максимальное расстояние между пикетами, м	Максимальное расстояние (м) от прибора до рейки при съемке		
				рельефа	исходных контуров ситуации	неисходных контуров ситуации
1:5000	0,5	Мензульная	70	250	150	200
	0,5	Тахеометрическая	60	250	150	200
	1	Мензульная	100	300	150	200
	1	Тахеометрическая	80	300	150	200
	2	Мензульная	120	350	150	200
	2	Тахеометрическая	100	350	150	200
	5	Мензульная	150	350	150	200
	5	Тахеометрическая	120	350	150	200
1:2000	0,5	Мензульная	50	200	100	150
	0,5	Тахеометрическая	40	200	100	150
	1	Мензульная	70	250	100	150
	1	Тахеометрическая	60	250	100	150
	2	Мензульная	70	250	100	150
	2	Тахеометрическая	60	250	100	150
1:1000	0,5	Мензульная	30	150	80	100
	0,5	Тахеометрическая	20	150	80	100
	1	Мензульная	60	200	80	100
	1	Тахеометрическая	50	200	80	100
1:500	0,5	Мензульная	20	100	60	80
	0,5	Тахеометрическая	15	100	60	80
	1	Мензульная	30	150	60	80
	1	Тахеометрическая	20	150	60	80

щей инструкции ГУГК. Особенности съемок в масштабах 1 : 5000—1 : 500 изложены в Инструкции СН 212—73, наиболее важные из них приведены в табл. 24.

О допустимых погрешностях в съемке ситуации и рельефа см. § 105.

Методика производства топографических съемок городских территорий подробно описана в [55].

§ 182. Съемка существующих подземных сетей инженерных сооружений

Положение в плане и по высоте разного рода трубопроводов и кабелей, составляющих подземное хозяйство города, определяют при исполнительной съемке, при вскрытых траншеях и котлованах. Необходимость в съемке подземных сетей в период их эксплуатации может возникать только в особых случаях — при утере документации исполнительной съемки, при возникающих сомнениях в полноте или правильности исполнительной съемки, при сомнениях в отношении неизменности положения сооружений сети за период их эксплуатации и т. п.

Для съемки подземных сетей сначала наносится на план масштаба 1 : 500 вся городская сеть по имеющимся в соответствующих городских учреждениях данным. Затем на местности проводится рекогносцировка, при которой сличают изображение сети на плане с натурой и вносят на план дополнения и изменения. При рекогносцировке определяют необходимый объем предстоящих съемочных работ, места закладки шурфов (если на поверхности где-либо отсутствуют выходы сооружений), обследуют через туннели, колодцы, камеры, дюкеры, выпуски канализации — каждую из подземных прокладок, устанавливая ее назначение, материал, из которого изготовлена, диаметры труб, направление течения жидкости и другие технические данные, необходимые для инвентаризации сети и составления проектов ее реконструкции. В период обследования определяют посредством геометрического нивелирования отметки различных точек сооружения — дна колодца, верха трубы, кольца колодца; нивелирование выполняют от реперов городской высотной сети и отметки вычисляют в единой городской системе высот.

В [55] приводится описание двух диаметромеров труб конструкции С. П. Кузнецова, которые «значительно облегчают работу, повышают производительность труда и полнее обеспечивают условия техники безопасности» (стр. 211).

Плановую и высотную съемку выходов подземных сооружений на поверхность земли выполняют одновременно со съемкой городских улиц и кварталов, на основе теодолитных и нивелирных ходов, о которых сказано в предыдущем параграфе; выходы подземных сетей привязывают путем промеров расстояний к существующим капитальным зданиям; на незастроенной территории определяются координаты выходов от теодолитных ходов.

При отсутствии выходов подземных сооружений на поверхность земли съемку их при отсутствии надежных материалов исполнительной съемки ведут посредством вскрытия шурфов и с помощью трубо-кабелеискателей. Приборы и методы поиска подземных сооружений при инженерно-геодезических работах описаны в [139].

Конструкции и использование трубо-кабелеискателей ТКИ-2 и ВТР-4 описаны в [55]. Прибор ВТР позволяет на практике определять положение трубопровода с ошибкой 0,10—0,25 м. Съемка и обследование подземных инженерных сетей на действующих промышленных предприятиях и площадках изложены в [19].

В Инструкции СН 212—73 предусмотрена сдача следующих материалов в результате рекогносцировки, обследования, съемки и нивелирования существующих подземных сетей: схемы теодолитных и нивелирных ходов; абрисы съемки подземных сооружений, полевые угломерные и нивелирные журналы; ведомости вычисления координат; план (или схема) с показанием шурфов, колодцев, присоединений труб, выпусков и вводов с нумерацией этих объектов; исполнительный чертеж (при наличии задания на его составление).

Подземные сети наносят на планы масштабов 1 : 5000, 1 : 2000, 1 : 1000, 1 : 500, а в исключительных случаях и на планы масштаба 1 : 200, когда сеть подземных коммуникаций улицы сильно развита. При нанесении подземных сетей на планы используются материалы исполнительной съемки, рекогносцировки, обследования, съемки и инвентаризации сетей. Планы масштабов 1 : 5000 и 1 : 2000 служат учетно-справочными документами. На планах масштабов 1 : 1000 и 1 : 500 подземные сети имеют точное плановое положение, подписанные отметки заложения сооружений и полную техническую характеристику. При сложном характере сетей допускается составление копий с планов в масштабе 1 : 500 отдельно на трубопроводы и на кабельные прокладки. Но считается целесообразным наносить на оригинал плана все подземные сети, где только это возможно, так как это удешевляет и упрощает работу по изданию планов [55]. Но обилие технических характеристик, которые должны быть показаны на плане, заставляет показывать часть из них на выносках на полях или на обратную сторону плана, а также в виде приложений к плану. Все подземные сети показываются на планах в общепринятых для всей страны условных знаках. В книге [55, стр. 222—224] приводится перечень технических характеристик, которые следует подписывать на планах масштабов 1 : 500 и 1 : 1000 при изображении следующих подземных сетей: 1) канализации самотечной, водостоков, дренажа; 2) водопровода, напорной канализации; 3) газовых сетей; 4) тепловых сетей; 5) телефонных сетей; 6) электросетей; 7) общих коллекторов; 8) прочих трубопроводов; 9) бездействующих прокладок.

На планы с изображением подземных сетей следует систематически наносить все изменения в сетях, происходящие при реконструкции и развитии их. Своевременным можно считать только то обновление планов, которое осуществляется по данным исполнительной съемки сразу же по завершении последней.

§ 183. Картографический фонд города

Материалы геодезических работ, геологических, гидрологических изысканий, какими бы организациями они на городской территории ни проводились, должны согласно Инструкции СН 211—62 Госстроя передаваться в Управление главного архитектора города или за отсутствием последнего в местные исполкомы Советов народных депу-

татов. В соответствии с этим геодезическая служба города принимает, систематизирует и хранит следующие геодезические материалы: 1) каталоги координат пунктов триангуляции, полигонометрии; 2) каталоги отметок марок и реперов высотной опорной сети города; 3) подлинные планшеты топографических съемок в масштабах 1 : 500 — 1 : 5000; 4) составительские и издательские оригиналы топографических карт тех же масштабов; 5) копии на прозрачной основе всех планшетов и карт; 6) отчеты по выполненным геодезическим работам.

Все перечисленные геодезические материалы должны систематически обновляться и дополняться, должны находиться «на уровне современности», а вместе с тем удовлетворять по качеству и количеству многообразным требованиям проектных и строительных работ города. Все это говорит о сложной и ответственной работе, которую выполняет геодезическая служба города в части картографического фонда. Картографические отделы геодезической службы, существующие в крупных городах, или отдельные группы специалистов в небольших городах выполняют еще работы по составлению новых топографических или контурных карт, необходимых для проектирования новых строительных объектов на городской территории.

Составление новых карт ведут с соблюдением следующих правил: 1) масштаб составляемой карты не должен быть крупнее масштаба используемых карт, так как в противном случае точность и степень подробности изображения ситуации и рельефа на новой карте не будут отвечать принятым стандартам, будут схематичными; 2) новые карты должны составляться отдельными планшетами, рамки которых по форме и размерам должны соответствовать принятой в городе разграфке и номенклатуре карт; 3) новые карты составляют с соблюдением всех, весьма строгих, правил картосоставления как в отношении точности переноса ситуации и рельефа с оригинала, так и в отношении подобия последних с оригиналом (погрешность переноса изображения не должна превышать $\pm 0{,}4$ мм, координатные сетки должны строиться с точностью до 0,2—0,3 мм); 4) новые карты составляют, руководствуясь «редакционным планом», специально составляемым для карты каждого масштаба; 5) новые карты вычерчивают в общепринятых условных знаках; 6) в процессе составления новой карты ведется научное и техническое редактирование карты. Последнее особенно необходимо при генерализации (обобщении) ситуации и рельефа, неизбежной в случаях переноса их с карт более крупного масштаба, чем масштаб составляемой карты. Составленную таким образом карту называют составительским оригиналом, с которого готовят издательский оригинал.

При составлении новых карт применяют разные способы, а именно: 1) аналитический, когда ситуацию и рельеф изображают на карте, как при теодолитной и тахеометрической съемках, по полевым материалам съемок; 2) фотомеханический, когда используемые карты и планы фотографируют в масштабе новой карты и из материалов фотосъемок монтируют новую карту; 3) с помощью пантографа; 4) с помощью проекторов и рисовальных приборов; 5) путем копирования (при совпадении масштабов используемой и составляемой карт) на кальку, винипроз или через световое стекло.

Для каждого планшета новой карты составляется формуляр, в котором характеризуются качество используемых материалов, способы составления и все отклонения от редакционного плана.

Для создания издательского оригинала карты делают синие фотокопии с составительского оригинала в том же масштабе или с увеличением в 1,25 раза. Издательские оригиналы вычерчивают черной тушью по синей копии, наклеенной на жесткую осиову (алюминий, фанеру). Размеры рамок планшета синей фотокопии должны быть построены с точностью ±0,2 мм. Изготовление издательских оригиналов допускается и на прозрачных пластиках. По содержанию издательские оригиналы должны быть точными копиями составительских оригиналов, но отличаться от последних более высоким качеством вычерчивания и оформления. После корректуры издательских оригиналов с них изготовляют печатные формы и размножают в установлением порядке.

ГЛАВА XXVIII

ВЫНОС ПРОЕКТА ПЛАНИРОВКИ И ЗАСТРОЙКИ В НАТУРУ

§ 184. Вынос в натуру осей улиц и красных линий

Осуществление проекта планировки и застройки начинается с выноса в натуру осей улиц и красных линий, а затем и всех зданий и сооружений. Выносить оси улиц и красные линии, пользуясь только графическими данными, взятыми с проекта, т. е. с планов масштабов 1 : 500, 1 : 2000, не разрешается из-за недостаточной точности графических данных для предстоящих работ по планировке и застройке города. Чтобы обеспечить необходимую согласованность на местности всех частей проекта в целом, а также с существующей застройкой и ситуацией местности необходимо пользоваться аналитическими данными, т. е. данными, полученными путем вычисления по заданным проектным расстояниям координат точек пересечения осей улиц, угловых точек красных линий, а по полученным координатам — вычисления дирекционных углов соответственных направлений. Графическое определение координат на плане допускается лишь для небольшого числа точек, расположенных на большом расстоянии одна от другой, при этом координаты определяют с учетом возможной деформации бумаги плана, а вычисляют их с округлением до 0,01 м.

В результате аналитической подготовки получают следующие материалы, которые потом хранятся в фонде главного архитектора города: 1) каталог координат проектных точек; 2) схема расположения осей улиц и красных линий с подписанными на ней координатами, дирекционными углами и расстояниями; 3) ведомости вычисления координат.

После этого готовятся разбивочные чертежи, на которых подписывают величины разбивочных данных, определяемых путем вычислений по координатам каждой выносимой в натуру точки и близлежащей точки геодезического обоснования города (полигонометрии, теодолитного хода).

При необходимости выносить точки по способу перпендикуляров вычисляют, пользуясь координатами опорной и проектной то-

чек, длины d перпендикуляров и горизонтальные расстояния l от опорной точки до основания перпендикуляра, по формулам

$$d = \Delta y \cos \alpha - \Delta x \sin \alpha,$$

$$l = \Delta y \sin \alpha + \Delta x \cos \alpha,$$

где α — дирекционный угол опорной линии, от которой ведется разбивка; Δx и Δy — разности координат выносимой в натуру точки и опорной точки.

Перпенднкуляры восставляют с помощью теодолита.

Если красная линия на каком-либо участке будет иметь форму круговой кривой, то в натуру выносят кривую, обозначая на местности главные точки кривой и ряд промежуточных точек.

Все линейные измерения при выносе проекта планировки в натуру выполняют стальной рулеткой, вводя в откладываемые расстояния поправки за компарирование рулетки, температуру и наклон местности.

После вынесения в натуру осей улиц и красных линий осуществляется контроль выполненных разбивочных работ путем прокладки теодолитных ходов по вынесенным точкам либо недалеко от последних, чтобы можно было проверить положение вынесенной точки поляриым способом. На выполненные работы составляют исполнительный чертеж (на восковке) на копиях планов масштаба 1 : 500 или 1 : 2000, на который выписывают все геодезические даиные — дирекционные углы и длины осей улиц и красных линий, горизонтальные углы поворота этих линий, привязки поворотных и створных точек линий к постоянным предметам местности и другие данные. К исполнительному чертежу прикладывается акт сдачи установленных геодезических знаков на наблюдение за их сохранностью.

§ 185. Перенесение в натуру проекта вертикальной планировки

Изменение естественных форм рельефа на городской территории с целью приспособления его к застройке, благоустройству и инженерно-транспортным нуждам осуществляют в соответствии со «схемой вертикальной планировки», составляемой в масштабе 1 : 5000 и обязательной для всех ведомств и организаций, ведущих строительство на городской территории. На схеме приводятся проектные (красные) отметки преимущественно по осям улиц. На основе этой схемы составляют технический проект вертикальной планировки, пользуясь планами масштаба 1:1000 или 1:500, на которых проводят проектные горизонтали под условием соблюдения допустимых уклонов для поверхностного стока и для городского транспорта, соблюдения баланса и минимума земляных работ. Сечение рельефа проектными горизонталями обычно равно 0,10 м.

Проект вертикальной планировки переносится в натуру по чертежам утвержденного проекта, причем проектные отметки переносят сначала на точки пересечения осей улиц, углы кварталов красных линий, точки изменения уклонов этих линий, точки бортов тротуаров и т. д., а затем на точки внутриквартальной планировки. Все работы выполняются путем геометрического иивелирования (см. § 160—162) и частично с помощью визирок. Высотное обоснование

для таких работ создают нивелированием IV и III классов, учитывая, что чем меньше проектный уклон по оси улицы, тем точнее должно быть высотное обоснование и сама работа по выносу проектных точек в натуру.

Проектные точки по оси улицы выносят через каждые 10—20 м, с поперечником в каждой точке. На поперечниках выносят, кроме осевой точки на оси лотка, точки на месте бордюрного камня тротуара и около фасадной линии. Внутри кварталов проект вертикальной планировки выносят по сетке квадратов со стороны 10—20 м.

§ 186. Перенесение в натуру осей зданий и сооружений

Перенесение в натуру проектных осей зданий и сооружений осуществляется на основе генерального плана участка данного строительства с привязкой осей здания или сооружения к красным линиям или к существующим капитальным строениям. Необходимо также иметь план фундамента или план первого этажа, исполнительный план (чертеж) перенесения в натуру красных линий и разбивочные чертежи.

Оси зданий и сооружений могут быть вынесены от красных линий, от существующих капитальных зданий или от специально проложенных теодолитных ходов.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. *Амромин П. Д., Лысков Б. А.* Применение методов наземной стереофотограмметрии для определения диаметров вертикальных объектов. — Геодезия и картография, 1971, № 5, с. 66—69.

2. *Ананченко А. М.* Способ разбивки и нивелирования наклонных плоскостей теодолитом. — Геодезия и картография, 1971, № 2, с. 37—42.

3. *Ардасенов В. Д., Кольцов В. П.* Исследование нивелира НС-4 с самоустанавливающейся линией визирования. — Изв. вузов. Геодезия и аэрофотосъемка, 1971, вып. 2, с. 43—50.

4. *Асташенков Г. Г., Кулешов Д. А., Стрельников Г. Е.* Стереофотограмметрическая съемка архитектурных сооружений большой протяженности. — Изв. вузов. Строительство и архитектура, 1970, вып. 11, с. 77—81.

5. *Багмет А. Л., Островский А. Е.* Наблюдения наклонов земной поверхности на участках строительства гидротехнических сооружений. «Доклад комиссии Обнинского отд. географического об-ва», 1970, вып. 2, с. 132—136.

6. *Баландин В. Н.* Комплекс программ для вычисления на ЭВМ координат точек фотографирования по результатам радиогеодезических измерений. — Геодезия и картография, 1971, № 9, с. 47—48.

7. *Блюм А. Е.* и др. Дистанционный электрический термометр для измерения температуры воздуха. — Геодезия и картография, 1971, № 6, с. 28—30.

8. *Бойко А. В.* О выборе оптимальной трассы магистрального трубопровода методом динамического программирования. — В кн.: Нефть и газ и их продукты. М., 1971, с. 30—31.

9. *Бойко А. В.* Перенесение проекта трассы магистрального трубопровода в натуру. — В кн.: Нефть и газ и их продукты, М., 1971, с. 32—33.

10. *Болгов И. Ф.* О точности инженерно-геодезических работ в строительстве. — Изв. вузов. Строительство и архитектура, 1971, вып. 7, с. 130—134.

11. *Болгов И. Ф.* О свайных реперах и центрах. — Геодезия и картография, 1969, № 11, с. 27—29.

12. *Бородулин Г. И.* Обзор современной светодальномерной аппаратуры.— Геодезия и картография, 1970, № 7, с. 16—28.

13. *Буров М. И., Кислов В. В., Новаковский Б. А.* Аппаратура для определения параметров динамических процессов стереофотограмметрическим методом. Геодезия и картография, 1971, № 7, с. 43—48.

14. *Ванин А. Г., Тонкус А. Ю.* Применение вертолета КА-26 для крупномасштабной аэрофотосъемки. — Геодезия и картография, 1972, № 6, с. 35—40.

15. *Величко В. А., Дементьев В. Е.* Автоматическое нивелирование с помощью лазера. — Автомобильные дороги, 1970, № 7, с. 18—19.

16. *Вэнуздаев С. В., Кашицын Ю. Н.* О точности отсчитывания по горизонтальному кругу теодолита Т30. — Геодезия и картография, 1970, № 11, с. 29—31.

17. *Воробьев Ю. В.* О применении раднодальномера «Луч». — Геодезия и картография, 1971, № 9, с. 24—31.

18. *Ганьшин В. Н., Коськов Б. И., Хренов Л. С.* Справочное руководство по крупномасштабным съемкам. М., Недра, 1969.

19. *Ганьшин В. Н., Ларина Т. И., Кудряков В. М.* Съемка и обследование подземных инженерных сетей на действующих промышленных предприятиях и площадках. М., Недра, 1971.

20. *Генике А. А., Багрянский Л. Л.* Геодезический фазовый радиодальномер «Луч». — Геодезия и картография, 1969, № 10, с. 15—20.

21. *Герасимов Р. И.* Обмер искусственных сооружений с помощью стереофотограмметрии. — Автомобильные дороги, 1970, № 6, с. 19.

22. Гидроманометрический нивелир./В. А. Величко, С. Ф. Мовчан и др. — Геодезия и картография, 1971, № 5, с. 56—62.

23. *Гладкий В. И.* О наблюдениях за трещинами зданий и сооружений тепловых электростанций. — Изв. вузов. Геодезия и аэрофотосъемка, 1970, вып. 3, с.

24. *Гладкий В. И.* Гидростатический нивелир-компенсатор и его применение для измерения осадки оборудования на тепловых электростанциях. — Тр. проектного ин-та «Теплоэлектропроект», 1971, вып. 11, с. 53—56.

25. *Глузбар А. С.* К вопросу о методике измерения углов. — В кн.: Разработка месторождений полезных ископаемых, вып. 19, 1970, с. 118—120.

26. *Горелов В. А., Соловьев А. Н.* Некоторые результаты высокоточного геометрического нивелирования короткими визирными лучами. — Геодезия и картография, 1969, № 2, с. 32—36.

27. *Грейм И. А.* Оптические дальномеры и высотомеры геометрического типа. М., Недра, 1971.
28. *Григоренко А. Г.* Дистанционный креномер. Межвед. республ. научно-техн. сб. «Геодезия, картография, аэрофотосъемка», вып. 12, 1970, с. 31—33.
29. *Госстрой СССР.* Перечень действующих общесоюзных нормативных документов по строительству (по состоянию на 1 июля 1978 г.). Стройиздат, 1978.
30. *Гусев Н. А.* Об опытном образце авторедукционного нивелира с двусторонней линией визирования. — Геодезия и картография, 1971, № 6, с. 34—39.
31. *Давыденко Ю. А., Лозанов П. Е.* Результаты производственного применения светодальномера «Кварц». — Геодезия и картография, 1969, № 12, с. 9—10.
32. *Даниленко Т. С.* Связь с геодезическими пунктами, закрепленными на сооружении. М., Недра, 1969.
33. *Даниленко Т. С.* Геодезическое обеспечение монтажных работ. М., Недра, 1971.
34. *Дементьев В. Е.* Применение лазера в инженерной геодезии. — Геодезия и картография, 1969, № 2, с. 28—32.
35. *Дубовский М. Т.* Геодезические работы на строительной площадке. — Будивельник, 1969, с. 154.
36. *Евченко С. Е.* Насадка на теодолит для определения смещения сооружений. — Геодезия и картография, 1971, № 7, с. 16—19.
37. *Жарновский А. А.* Математическое моделирование рельефа местности для аналитического решения задачи вертикальной планировки. — В кн.: Нефть и газ и их продукты. М., 1971, с. 28—29.
38. *Заварза И. Т.* Задачи Государственного геодезического надзора. — Геодезия и картография, 1969, № 6, с. 3—10.
39. *Загароднюк В. Т.* Применение лазеров в геодезическо-маркшейдерских работах — В кн.: Материалы научно-техн. совещания по геодезическо-маркшейдерским работам в строительстве. М., 1969, с. 33—35.
40. *Захаров А. И.* Новые теодолиты и оптические дальномеры. М., Недра, 1970.
41. *Захаров А. И.* Внутрибазный редукционный тахеометр. — Геодезия и картография, 1972, № 7, с. 23—25.
42. *Зацаринный А. В.* Исследование автоматического метода контроля прямолинейности направляющих путей большой протяженности. — Изв. вузов. Геодезия и аэрофотосъемка, 1972, вып. 1, с. 19—21.
43. *Зыкин В. А.* К вопросам техники безопасности.— Геодезия и картография, 1969, № 2, с. 26—28.
44. *Измайлов А. И.* Практикум по геодезии. М., Недра, 1970.
45. *Инструкция* о государственном геодезическом надзоре. М., Недра, 1967.
46. *Инженерная* геодезия. Под ред. П. С. Закатова. М., Недра, 1968.
47. *Инженерная* геодезия. Под ред. Л. С. Хренова. М., Недра, 1968.
48. *Кардаев М. А., Величко В. А., Мепуришвили Г. Е.* Геодезия в дорожном строительстве. М., Недра, 1972.
49. *Карлсон А. А., Юхвец З. Е.* Устройство для определения изменений длины. — Геодезия и картография, 1971, № 9, с. 32—34.
50. *Кивнко Ю. П., Осипов Е. А.* Дешифрирование аэроснимков за рубежом. — Геодезия и картография, 1971, № 3, с. 59—63.
51. *Катков А. В., Лифшиц И. М., Утенков Б. И.* Из опыта применения светодальномеров КДГ и ДНК-02 в городской полигонометрии. — Геодезия и картография, 1969, № 11, с. 16—19.
52. *Ким П. И., Парамонов А. Г.* Использование на изысканиях дорог тахеометра Дальта. — Автомобильные дороги, 1971, № 10, с. 13—14.
53. *Кириленко В. С., Бруевич П. Н.* Составление фронтальных планов и профилей по материалам фототеодолитной съемки. М., Недра, 1970.
54. *Клименко А. В., Миловатский А. В.* Выверка подкрановых путей. Межвед. республ. научно-техн. сб. Волгоград, 1970, с. 178—182.
55. *Коськов Б. И.* Справочное руководство по съемкам городов. М., Недра, 1968.
56. *Коугия В. А., Грузинов В. В.* Опыт определения горизонтальных смещений мостовых опор. — Геодезия и картография, 1971, № 3, с. 36—42.
57. *Ковалевич В. Г.* Маркшейдерские работы на карьерах Докучаевского флюсо-доломитового комбината с использованием наземной стереосъемки. — Вопросы маркшейдерского дела на открытых разработках, ч. 2, Белгород, 1971, с. 26—28.
58. *Кочетов Ф. Г.* Нивелиры с самоустанавливающейся линией визирования. М., Недра, 1969.
59. *Крюков Г. С.* Оптический теодолит Т30. — Геодезия и картография, 1970, № 11, с. 25—29.
60. *Кудрявцев Г. П.* Фототеодолитная съемка плоскоравнинных участков местности. — Геодезия и картография, 1970, № 2, с. 50—56.

61. *Кудрявцев Г. П.* Наземная стереофотограмметрическая съемка при изысканиях дорог. — Автомобильные дороги, 1971, № 10, с. 12.
62. *Кузьмин Г. И.* Некоторые соображения о геодезических измерениях при использовании автомата кирпичной кладки: — Межвед. респ. научно-техн. сб. «Вопросы инженерной геодезии». Куйбышев, 1970, с. 59—61.
63. *Лазанов П. Е.* и др. Светодальномер «Кварц» с оптическим квантовым генератором. — Геодезия и картография, 1969, № 12, с. 6—9.
64. *Лебедев Н. Н.* Курс инженерной геодезии. М., Недра, 1970.
65. *Левчук Г. П.* Курс инженерной геодезии. М., Недра, 1970.
66. *Лобанов А. Н.* Фототопография. М., Недра, 1970.
67. *Лосев К. А.* Закрепление пунктов полигонометрии стенными знаками. — Геодезия и картография, 1970, № 10, с. 19—25.
68. *Лысков Г. А., Никитенко В. Л.* Национальная конференция по автоматическим системам проектирования сооружений линейного типа и задачам инженерной геодезии. — Геодезия и картография, 1971, № 9, с. 73—75.
69. *Львов В. Г., Попов П. С.* Электронный уровень с индуктивным датчиком. — Геодезия и картография, 1969, № 2, с. 14—20.
70. *Малахов В. С.* Опыт использования ЭВМ «Проминь» для обработки журнала тахеометрической съемки. — Геодезия и картография, 1972, № 4, с. 75—76.
71. *Маслов А. В.* Геодезия. М., Недра, 1972.
72. *Метелкин А. И.* Аналитический способ определения площадей и объемов с применением стереофотограмметрии и ЭЦВМ. — Геодезия и картография, 1971, № 6, с. 73—78.
73. *Метелкин А. И.* Применение фотограмметрии при испытаниях модели пневматической опалубки. — Геодезия и картография, 1970, № 7, с. 56—66.
74. *Михайлов В. А., Тырса В. Е.* Безлимбовый кодовый теодолит (БКТ) на основе преобразования: угол — временной интервал — код. — Межвед. республ. научно-техн. сб. «Разработка месторождений полезных ископаемых», вып. 19, 1970, с. 120—124.
75. *Могильный С. Г., Айзенштейн Г. Л.* Аналитический метод определения объемов складов полезного ископаемого с помощью ЭЦВМ по материалам стереофотограмметрической съемки. — Вопросы маркшейдерского дела на открытых разработках. Ч. 2, Белгород, 1971, с. 46—47.
76. *Мозжухин О. А.* Гидрографические работы в инженерных изысканиях. М., Недра, 1971.
77. *Муравьев М. С.* О реперах особо высокой устойчивости. — Изв. вузов. Геодезия и аэрофотосъемка, 1958, № 3, с. 47—49.
78. *Мухин Н. С.* Применение строительно-монтажного пистолета при установке стенных знаков. — Геодезия и картография, 1970, № 2, с. 39—41.
79. *Мухин Н. С.* Сравнение результатов мензульной и тахеометрической съемок застроенных территорий в масштабе 1 : 500. — Геодезия и картография, 1970, № 11, с. 37—40.
80. *Мыльников С. А.* Меры предосторожности при грозе. — Геодезия и картография, 1971, № 9, с. 34—38.
81. *Неверов Л. А.* Новый фазовый инфракрасный дальномер КДГ-3 («Квант»). — Геодезия и картография, 1969, № 9, с. 28—32.
82. *Нефедов В. В.* К вопросу исследований створных измерений. — Геодезия и аэрофотосъемка, 1972, № 3, с. 35—41.
83. *Обушенко И. Т.* К вопросу использования оптических дальномеров в геодезическом производстве. 1970, с. 106—110 (Научные труды Омского с/х ин-та).
84. *Овсищер Г. М., Елисеев Б. В.* Из опыта применения светодальномера ЕОС. — Геодезия и картография, 1970, № 1, с. 14—17.
85. *Огнев В. О.* Опыт применения радиодальномера РДГВ. — Геодезия и картография, 1971, № 11, с. 23—25.
86. *Павлов Ф. Ф., Мепуришвили Г. Е.* Геодезия. М., Недра, 1968.
87. *Павлов Ф. Ф., Зайцев А. К., Сытник В. С.* Настольный компаратор для стальных рулеток. — Геодезия и картография. 1969, № 2, с. 40—42.
88. *Панова М. А.* Изменение диастимометрического угла дальномера при неправильном закреплении оптической насадки. — № 4, 1970, с. 145—148 (Записки Ленинградского с/х ин-та).
89. *Патова З. Ф.* Применение нивелиров Koni-007 для нивелирования I класса. — Межвед. республ. научно-техн. сб. «Геодезия, картография, аэросъемка», вып. 12, Львов, 1970, с. 73—80.
90. *Пащенков В. З., Прохоров В. И.* Электронно-оптическая насадка Вильда Дистомат ДІ 10. — Изв. вузов. Геодезия и аэрофотосъемка, 1970, № 3, с. 17—22.
91. *Пик Л. И., Плонский С. С.* Опыт применения светодальномера КДГ-3.— Геодезия и картография, 1969, № 9, с. 32—34.
92. *Пик Л. И., Никаноров Э. А.* Производственное испытание светодальномерной насадки ДНК-2. — Геодезия и картография, 1970, № 6, с. 17.

93. *Пискунов М. Е., Нгуен Ван Дау.* Метод высокоточного тригонометрического нивелирования короткими (до 100 м) лучами. — Изв. вузов. Геодезия и аэрофотосъемка, 1971, вып. 6, с. 37—48.
94. *Просин В. В.* Световое устройство для разбивки мостов. — Тр. Моск. ин-та инж. ж-д. транспорта, вып. 323, 1970, с. 14—23.
95. *Рабцевич И. С.* Гидростатическое нивелирование на плотине Красноярской ГЭС. — Геодезия и картография, 1972, № 8, с. 23—28.
96. *Раинкин В. Я.* Определение вертикальности Останкинской телевизионной башни. — Геодезия и картография, 1971, № 11, с. 26—30.
97. *Репалов И. М.* Автоматизация процессов измерений при геодезическом контроле состояния подкрановых путей. — Межвед. республ. научно-техн. сб. «Вопросы инж. геодезии», 1970, Волгоград, с. 133—146.
98. *Ровв Ю. Д., Панков И. Г.* Баропрофилограф с радиотелеметрической передачей информации о рельефе и пройденном пути. — Геодезия и картография, 1970, № 11, с. 43—47.
99. *Романов Н. Г., Флоринский В. Ю.* Исследование дальномерного комплекта ДНР-6. — Труды Моск. ин-та инж. ж.-д. транспорта, вып. 323, 1970, с. 57—62.
100. *Романов Н. Г.* Из опыта работы с оптическими дальномерами. — Геодезия и картография, 1971, № 8, с. 37—39.
101. *Рытов А. В.* Стандартизация геодезических инструментов и технический прогресс в геодезическом приборостроении. — Геодезия и картография, 1971, № 10, с. 20—24.
102. *Сергеев А. С.* О проектировании оптимальной балансирующей плоскости для вертикальной планировки. — Геодезия и картография, 1971, № 55, с. 53—56.
103. *Сердюков В. М.* Определение размеров сооружений, имеющих форму тела вращения по фототеодолитным снимкам. — Межвед. республ. научно-техн. сб. «Геодезия, картография и аэросъемка», 1970, вып. 11, с. 110—124.
104. *Сердюков В. М.* Фотограмметрия в инженерно-строительном деле. М., Недра, 1970.
105. *Синицын В. А.* Опытно-производственные испытания светодальномера МСД-1. — Геодезия и картография, 1971, № 11, с. 30—31.
106. *Соколова Н. А.* О крупномасштабной аэрофототопографической съемке застроенных территорий. — Геодезия и картография, 1971, № 11, с. 41—47.
107. *Соколов В. И.* Опыт использования наземной стереофотограмметрии в инженерных работах. — Геодезия и картография, 1970, № 7, с. 57—58.
108. *Соустин В. Н.* О методах определения радиуса и координат центра сооружения, имеющего в плане форму круга. — Геодезия и картография, 1970, № 10, с. 40—43.
109. *Соустин В. Н.* Измерение боковых смещений с помощью модифицированной сетки нитяного дальномера. — Промышленное строительство, 1971, № 9, с. 45—46.
110. *Старицын А. П.* К выходу «Положения о геодезическо-маркшейдерской службе в строительно-монтажных организациях». — Геодезия и картография, 1970, № 9, с. 64—68.
111. *Стрельников Г. Е., Асташенков Г. Г.* Определение деформаций сооружений стереофотограмметрическим способом. — Геодезия и картография, 1967, № 7, с. 31—34.
112. *Стрельников Г. Е., Асташенков Г. Г.* Передача координат вдоль маршрута наземной стереофотограмметрической съемки. — Геодезия и картография, 1969, № 9, с. 56—60.
113. *Тамме Л. Я.* Передача высот «Кронштадт — Ломоносов» методом гидростатического нивелирования. — Геодезия и картография, 1971, № 5, с. 30—35.
114. *Таск Э. Л.* Об определении кренов сооружений геодезическими методами. — Геодезия и картография, 1969, № 1, с. 33—36.
115. *Тревого И. С.* К вопросу оценки точности съемки и проектирования переходов ВЛ через воздушные трассы. — Межвед. республ. научно-техн. сб. «Инженерная геодезия», 1971, вып. 9, с. 11—18.
116. *Торочков В. Ю.* Автоматическая нивелировка трубопроводов. — Изв. вузов. Геодезия и аэрофотосъемка, 1969, вып. 4, с. 136—138.
117. *Торочков В. Ю.* Гниротеодолиты. М., Недра, 1970.
118. *Трунин А. П., Финаревский И. И., Чистяков С. В.* Фототеодолитная съемка в крупных масштабах. М., Недра, 1970.
119. *Указания* по производству геодезических работ при строительстве каркасно-панельных зданий (ВСН-49-70). Главмосстрой, 1971, с. 135.
120. *Успенский М. С.* О прочности сочленения элементов сборных железобетонных и асбоцементных центров и реперов. — Геодезия и картография, 1971, № 10, с. 31—33.
121. *Усов В. С., Дурейко Г. В.* Установка для контроля параллельности визирной оси и оси цилиндрического уровня глухих нивелиров. — Изв. вузов. Геодезия и аэрофотосъемка, 1970, вып. 6, с. 135—138.

122. *Федоров Б. Д.* Маркшейдерско-геодезические приборы и инструменты. М., Недра, 1971.
123. *Федоров А. С., Мартынов В. Ф.* Лазерные приборы и их применение в строительстве. — Научно-техн. информация, 1968, вып. 2, с. 27 (изд. ЦНИИС Госстроя СССР).
124. *Фролов П. П., Комаров В. Ф.* К вопросу увеличения срока службы полигонометрических сетей на застроенной территории. — Геодезия и картография, 1971, № 6, с. 42—43.
125. *Храпков В. А., Кондратенко В. И.* Из опыта аэрофототопографической съемки в масштабе 1 : 500. — Геодезия и картография, 1971, № 2, с. 52—53.
126. *Хренов Л. С., Романов Н. Г.* Исследование дальномерного комплекта ДН-04. — Труды Моск. ин-та инж. ж.-д. транспорта, 1970, вып. 323, с. 52—56.
127. *Практическое* руководство по геодезии. Под ред. проф. Л. С. Хренова. — Высшая школа, 1968, с. 350.
128. *Хренов Л. С.* На выставке геодезических инструментов. — Геодезия и картография, 1971, № 11, с. 74—81.
129. *Центры* геодезических пунктов для территории городов, поселков и промышленных площадок. М., Недра, 1972.
130. *Черников В. Ф.* О научно-исследовательском институте прикладной геодезии (НИИПГ). — Геодезия и картография, 1970, № 5, с. 16—18.
131. *Чирятьев Н. С., Соколов В. И.* Геодезические работы с помощью трассоискателя ВТР-V. — Промышленное строительство, 1971, № 3, с. 55.
132. *Шульц В. Г., Янковский Э. Я.* Кодовый теодолит. — Геодезия и картография, 1971, № 3, с. 42—46.
133. *Шумихин Ю. Н.* Аэрофотосъемка на изысканиях высоковольтных линий электропередач. — Геодезия и картография, 1970, № 2, с. 45—50.
134. *Ганьшин В. Н., Репалов И. М.* Геодезические работы при строительстве и эксплуатации подкрановых путей. М., Недра, 1972.
135. *Сундаков Я. А.* Геодезические работы при возведении крупных промышленных сооружений и высотных зданий. М., Недра, 1972.
136. *Руководство* по применению стенных знаков в полигонометрических и теодолитных ходах. М., Недра, 1972.
137. *Перлов С. С., Яцук В. Е.* Прибор для измерения карнизов крыш. — Геодезия и картография, 1972, № 11, с. 30—31.
138. *Савченко А. Ф., Липявкин А. Ф.* Основы районной планировки. — Высшая школа, 1970, с. 278.
139. *Плахтий А. К.* Приборы и методы поиска подземных сооружений при выполнении инженерно-геодезических работ. М., Недра, 1969.
140. *Сытник В. С.* Определение точности геодезических разбивок при строительстве промышленных зданий и сооружений. — Промышленное строительство, 1969, № 9, с. 45—46.
141. *Смирнов А. А.* Городская геодезическая служба. Стройиздат, 1965.
142. *Госстрой СССР.* Инструкция по топографо-геодезическим работам при инженерных изысканиях для промышленного, сельскохозяйственного, городского и поселкового строительства (СН 212-73). М., Стройиздат, 1975.
143. *Справочник* геодезиста. М., Недра, 1968.

Таблица поправок (в мм) за наклон линий к горизонту

Угол наклона	Расстояние, м									
	10	20	30	40	50	60	70	80	90	100
1°0′	2	3	5	6	8	9	11	12	14	15
1 30	3	7	10	14	17	21	24	27	31	34
2 0	6	12	18	24	30	37	43	49	55	61
2 30	10	19	29	38	48	57	67	76	86	95
3 0	14	27	41	55	69	82	98	110	123	137
3 30	19	37	56	75	93	112	131	149	168	187
4 0	24	49	73	97	122	146	171	195	219	244
4 30	31	62	92	123	154	185	216	247	277	308
5 0	38	76	114	152	190	229	266	304	342	381
5 30	46	92	138	184	230	276	322	368	414	460
6 0	55	110	164	219	274	329	383	438	493	548
6 30	64	129	193	257	321	386	450	514	579	643
7 0	75	149	224	298	373	447	522	596	671	745
7 30	86	171	257	342	428	513	599	684	770	856
8 0	97	195	292	389	487	584	681	779	876	973
8 30	110	220	330	439	549	659	769	879	989	1098
9 0	123	246	369	492	616	739	862	985	1108	1231
9 30	137	274	411	549	686	823	960	1097	1234	1371
10 0	152	304	456	608	760	912	1063	1215	1367	1519
10 30	167	335	502	670	837	1005	1172	1340	1507	1675
11 0	184	367	551	735	919	1102	1286	1470	1654	1837
11 30	201	402	602	803	1004	1205	1405	1606	1807	2008
12 0	219	437	656	874	1093	1311	1530	1748	1967	2185
12 30	237	474	711	948	1185	1422	1659	1896	2133	2370
13 0	256	513	769	1025	1282	1538	1794	2050	2307	2563
13 30	276	553	829	1105	1382	1658	1934	2210	2487	2763
14 0	297	594	891	1188	1485	1782	2079	2376	2673	2970
14 30	319	637	956	1274	1593	1911	2230	2548	2867	3185
15 0	341	681	1022	1363	1704	2044	2386	2726	3067	3407

ПРИЛОЖЕНИЕ 2

Пример увязки теодолитных ходов с одной узловой точкой

Пусть несколько теодолитных ходов (в частном случае — диагональных ходов) начинаются каждый от своей опорной точки и опорной линии (стороны) и сходятся в общей, *узловой точке О* (рис. 170). Для уравнивания этих ходов сначала находят вероятнейшее значение дирекционного угла конечной стороны одного из ходов (предпочтительнее с небольшим числом углов), например стороны *0—5*, и вероятнейшее значение координат точки *О*, применяя правило определения весового среднего (см. § 14). Затем, пользуясь как опорными точкой *О* и стороной *0—5*, увязывают каждый

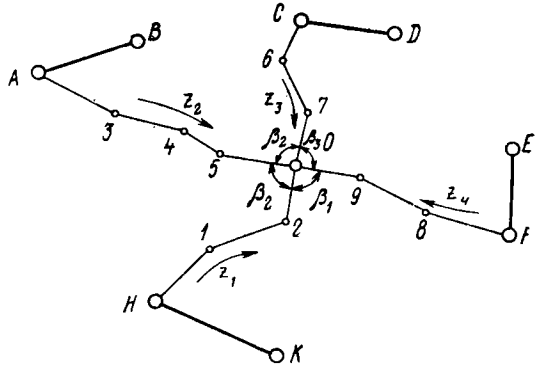


Рис. 170

ход в отдельности как ход разомкнутый, опирающийся с двух концов на опорные точки и опорные линии (см. § 53).

Все горизонтальные углы β_1, β_2, β_3, β_4 при точке *О* должны быть измерены.

Порядок вычислений

1. Пользуясь дирекционными углами начальных опорных линий *AB*, *CD*, *EF*, *HK* и измеренными горизонтальными углами каждого из ходов, вычисляют дирекционный угол стороны *0—5*.

2. Из полученных четырех значений α^{I} α^{II} α^{III}, α^{IV} дирекционного угла стороны *0—5*, если между ними нет грубых расхождений, вычисляют весовое среднее α_0, принимая за вес величину, обратную числу углов в ходе, а именно:

$$\alpha_0 = \frac{\alpha^{I} p_1 + \alpha^{II} p_2 + \alpha^{III} p_3 + \alpha^{IV} p_4}{p_1 + p_2 + p_3 + p_4}.$$

3. Принимая весовое среднее значение дирекционного угла за наиболее достоверное и окончательное, а вследствие этого направление стороны *5—0* за опорное направление, вычисляют невязки в горизонтальных углах каждого хода по формуле (VIII.11) и увязывают затем углы, если невязки будут допустимыми.

4. Пользуясь увязанными горизонтальными углами ходов и длинами сторон, вычисляют приращения координат каждого хода, а затем и координаты точки *О*.

5. Из полученных нескольких значений координат точки *О*, если между ними нет грубых расхождений, вычисляют весовое среднее, принимая за вес величину, обратную длине хода, по формуле

$$x_0 = \frac{x^{I} p_1 + x^{II} p_2 + x^{III} p_3 + x^{IV} p_4}{p_1 + p_2 + p_3 + p_4},$$

где $p_i = \frac{1}{S_i}$.

6. Вычисляют теоретическую сумму приращений в каждом ходе, путем вычитания из полученных координат узловой точки O координат начальной опорной точки хода (см. рис. 170), т. е. по формулам:

$$\text{теор}\,[x]_{z_1} = x_0 - x_H;\ \text{теор}\,[y]_{z_1} = y_0 - y_H;$$
$$\text{теор}\,[x]_{z_2} = x_0 - x_A;\ \text{теор}\,[y]_{z_2} = y_0 - y_A;$$
$$\text{теор}\,[x]_{z_3} = x_0 - x_C;\ \text{теор}\,[y]_{z_3} = y_0 - y_C;$$
$$\text{теор}\,[x]_{z_4} = x_0 - x;\ \text{теор}\,[y]_{z_4} = y_0 - y.$$

7. Вычисляют невязки в сумме приращений в каждом ходе по формулам (VIII.13), увязывают приращения и вычисляют координаты всех точек ходов.

В нашем примере были получены в четырех пересекающихся в точке O ходах следующие значения дирекционных углов узловой стороны *0—5*, приведенные в табл. 25.

Таблица 25

№ ходов	Предварительные величины дирекционных углов стороны *0—5*	Число углов n	Вес $p = \frac{12}{n}$	ε	εp
1	2	3	4	5	6
z_1	98°16,2′+180°=278°16,2′	4	3	+2,2	6,6
z_2	278°15,0′	3	4	+1,0	4,0
z_3	278°15,4′	3	4	+1,4	1,6
z_4	278°14,3′	2	6	+0,3	1,8
α_C	278°14,0′	$[p]$	17	$[\varepsilon p]$	14,0

Чтобы упростить все вычисления, во-первых, выделяют из величины дирекционного угла общую для всех часть α_C. В примере $\alpha_C = 278°14{,}0'$. И тогда вычисления весового среднего ведут, оперируя разницей ε между каждым дирекционным углом из ходов z_1, z_2, z_3, z_4 и величиной α_C (см. графу 5). Во-вторых, избавляются от дробного выражения веса, для чего делят наименьшее кратное (в нашем примере оно равно 12) число углов в каждом ходе (4, 3, 3, 2) на соответствующее число углов в ходе и получают веса ходов в виде целых чисел (см. графу 4).

Весовое среднее значение α_0 дирекционного угла стороны *0—5* будет равно

$$\alpha_0 = \alpha_C + \frac{[\varepsilon p]}{[p]} = 278°\,14{,}0' + \frac{14}{17} = 278°14{,}0' + 0{,}8' =$$
$$= 278°14{,}8'.$$

После этого вычисляют невязки f_β в сумме горизонтальных углов каждого хода по формуле

$$f_\beta = \text{измер}\,\Sigma\beta - \text{теор}\,\Sigma\beta,$$

причем $\text{теор}\,\Sigma\beta = \alpha_{\text{нач}} - \alpha_{\text{кон}} + n\,180°$

Таблица 26

№ ходов	Координаты точки O	Длина хода S, км	Вес $p=\frac{1}{S}$	ε	εp	f_x	f_y	f_x^2	f_y^2	pf_x^2	pf_y^2
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
	x										
z_1	6 187 652,49	0,9	1,1	+0,29	+0,32	+18	+14	324	196	356	216
z_2	6 187 652,20	0,6	1,7	0,00	0,00	—11	—8	121	64	206	109
z_3	6 187 652,29	0,7	1,4	+0,09	+0,13	—2	—3	4	9	5	13
z_4	6 187 652,21	0,5	2,0	+0,11	+0,22	0	+2	0	4	0	8
		$[p]=6,2$	$[\varepsilon p]=+0,67$							$[pf_x^2]=567$	
										$[pf_y^2]=346$	
z_1	7 443 821,76	0,9	1,1	+0,24	+0,26						
z_2	7 443 821,54	0,6	1,7	0,00	0,00						
z_3	7 443 821,59	0,7	1,4	+0,05	+0,07						
z_4	7 443 821,64	0,5	2,0	+0,10	+0,20						
		$[p]=6,2$	$[\varepsilon p]=0,53$								

$$\mu_x=\frac{567}{3}=\pm 14 \text{ см};$$

$$\mu_x=\frac{\pm 14}{6,2}=\pm 6 \text{ см};$$

$$\mu_y=\frac{346}{3}=\pm 11 \text{ см};$$

$$\mu_y=\frac{\pm 11}{6,2}=\pm 4 \text{ см}.$$

Вычисления x_0

1) $x_c=6\,187\,652{,}20$; 2) $\varepsilon=x_i-x_c$; 3) $x_0=x_c+\frac{[\varepsilon p]}{[p]}=6\,187\,652{,}20+\frac{0{,}67}{6{,}2}=6\,187\,652{,}31$

Вычисления y_0

1) $y_c=7\,443\,821{,}54$; 2) $\varepsilon=y_i-y_c$; 3) $y_0=y_c+\frac{[\varepsilon p]}{[p]}=7\,443\,821{,}54+\frac{0{,}53}{6{,}2}=7\,443\,821{,}62$

Например, в ходе z_1 было получено:

$$\alpha_{\text{нач}} = \alpha_{AB} = 46^\circ\,18{,}2';$$

$$\alpha_{\text{кон}} = \alpha_{5-O} = 278^\circ\,14{,}8' - 180^\circ = 98^\circ\,14{,}8';$$

$$\text{теор } \Sigma\beta = 46^\circ\,18{,}2' - 98^\circ\,14{,}8' + 180^\circ \cdot 5 = 847^\circ\,03{,}4';$$

$$\text{измер } \Sigma\beta = 847^\circ\,06{,}5';$$

$$f_\beta = 847^\circ 06{,}5' - 847^\circ\,03{,}4' = +3{,}1'$$

В диагональном ходе доп. $f_\beta = 2t\sqrt{n} = 2'\sqrt{55} = \pm 2{,}2'$ где $t = 0{,}30'$ (точность теодолита).

Полученная невязка, поскольку она оказалась меньше допустимой, была распределена с обратным знаком поровну на каждый угол хода z_1. И так поступают в каждом ходе.

Пользуясь исправленными углами, вычисляют (во второй раз) дирекционные углы сторон каждого хода, а затем вычисляют приращения и координаты узловой точки O. Из каждого хода были получены координаты точки O, помещенные в табл. 26.

В графах 7—12 приводятся вычисления для оценки точности получаемых координат узловой точки O. Как видно μ — погрешность единицы веса, вычисляемая в данном случае по невязкам и равная

$$\mu_x = \pm 14 \text{ см} = \pm 0{,}14 \text{ м},$$

$$\mu_y = \pm 11 \text{ см} = \pm 0{,}11 \text{ м},$$

а m — средняя квадратическая погрешность координат, вычисляемая относительно начальных опор точек A, C, F, H и равная

$$m_x = \pm 6 \text{ см} = \pm 0{,}06 \text{ м},$$

$$m_y = \pm 4 \text{ см} = \pm 0{,}04 \text{ м}.$$

Величина общего среднего квадратического смещения точки O относительно тех же начальных опорных точек будет равна

$$m = \sqrt{m_x^2 + m_y^2} = \sqrt{6^2 + 4^2} = \sqrt{52} \text{ см} = \pm 7 \text{ см} = \pm 0{,}07 \text{ м}.$$

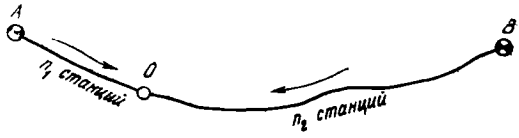
ПРИЛОЖЕНИЕ 3

Вычисление вероятнейшего значения отметки точки, определяемой от двух реперов

Пусть для определения отметки H_0 рабочего репера, установленного, например, на строительной площадке в точке O, проложено два нивелирных хода AO и BO (рис. 171) от исходных (с известными отметками) реперов в точках A и B.

Если бы число станций в том и другом ходе было одинаковым, то из двух отметок точки O, полученных из того и другого хода, следовало бы вычислить арифметическое среднее и принять его за окончательное значение отметки H_0 рабочего репера в точке O. Равноценность ходов можно было бы определить, конечно, не только по числу станций, но и по длине ходов, при условии, что расстоя-

Рис. 171



ние от нивелира до реек в том и другом ходе было приблизительно одинаковым.

Но в данном случае число станций в ходах сильно различалось, поэтому отметку H_0 рабочего репера необходимо вычислить как весовое среднее (см. § 14), принимая за вес величину, обратную числу станций в ходе (чем меньше станций в ходе, тем надежнее определяется отметка точки O), т. е.

$$H_0 = \frac{H_0' \frac{1}{n_1} + H_0'' \frac{1}{n_2}}{\frac{1}{n_1} + \frac{1}{n_2}},$$

где H_0' и H_0'' — отметки рабочего репера в точке O, определенные соответственно из ходов AO и BO; n_1 — число станций в ходе AO; n_2 — число станций в ходе BO; $\frac{1}{n_1}$ — вес отметки H'; $\frac{1}{n_2}$ — вес отметки H''.

Обозначив $\frac{1}{n_1} = p_1$, $\frac{1}{n_2} = p_2$, напишем

$$H_0 = \frac{H_0' p_1 + H_0'' p_2}{p_1 + p_2}.$$

Но прежде чем вычислять отметки точки O, должен быть выполнен контроль нивелирования. Для этого сначала подсчитывают суммы превышений в каждом ходе, а затем, изменив на обратный знак у суммы превышений в одном из ходов в ходе, например в ходе BO, складывают сумму превышений обоих ходов и получают таким образом общую сумму превышений $\sum_A^B h$ между реперами A и B. После этого вычисляют невязку в ходе AOB по формуле

$$\text{получ } f_h = \sum_A^B h - (H_B - H_A).$$

Допустимую невязку подсчитывают по формуле

$$\text{доп } f_h = \delta_h \sqrt{n},$$

где δ_h — допустимая погрешность в превышении на одной станции; n — число станций в ходе AOB.

Среднее арифметическое, или среднее весовое из отметок H_0' и H_0'' можно вычислять лишь в том случае, если полученная невяз-

ка не будет превышать допустимой. В противном случае повторяют нивелирование в обоих ходах. Но если и повторное нивелирование не приведет к допустимой невязке, то это будет говорить о недостаточной согласованности отметок исходных реперов A и B, и тогда потребуется проверка этих отметок либо привязка к третьему исходному реперу.

Пример

1. Отметки исходных реперов A и B:

$$H_A = 136{,}489 \text{ м},$$

$$H_B = 134{,}721 \text{ м}.$$

2. Число станций в ходах:

$$AO \ldots n_1 = 8,$$

$$BO \ldots n_2 = 24,$$

$$AOB \ldots n = 8 + 24 = 32.$$

3. Сумма превышений в ходах:

$$AO \ldots \Sigma h_1 = -0{,}642 \text{ м},$$

$$BO \ldots \Sigma h_2 = +1{,}142 \text{ м},$$

$$AOB \ldots \sum_A^B h = -0{,}642 + (-1{,}143) = -1{,}785 \text{ м}.$$

4. Невязки в ходе AOB:

получ $f_h = -1{,}785 - (134{,}721 - 136{,}489) = -0{,}017$ м,

доп $f_h = 4 \text{ мм} \sqrt{32} = 22 \text{ мм} = 0{,}022$ м,

(принимаем $\delta_h = 4$ мм).

5. Отметки рабочего репера из ходов AO и BO:

$$H_0' = 136{,}489 + (-0{,}642) = 135{,}847 \text{ м},$$

$$H_0'' = 134{,}721 + 1{,}143 = 135{,}864 \text{ м}.$$

6. Весовое среднее — окончательное значение отметки H_0 рабочего репера.

Для облегчения вычисления весового среднего выделяем из отметок H_0' и H_0'' общую часть $H_0 = 135{,}840$ и затем вычисляем разности

$$\varepsilon_1 = H_0' - H_C = 135{,}847 - 135{,}840 = 0{,}007 \text{ м} = 7 \text{ мм},$$

$$\varepsilon_2 = H_0'' - H_C = 135{,}864 - 135{,}840 = 0{,}024 \text{ м} = 24 \text{ мм}.$$

С той же целью представим веса ходов в более удобном для вычислений виде, разделив не единицу на число станций, а некоторое число C. Пусть $C = 24$, тогда

$$p_1 = \frac{24}{8} = 3; \qquad p_2 = \frac{24}{24} = 1.$$

После этого весовое среднее значение отметки H рабочего репера будет равно

$$H_0 = H_C + \frac{e_1 p_1 + e_2 p_2}{p_1 + p_2} = 135{,}840 \text{ м} + \frac{7 \text{ мм} \cdot 3 + 24 \text{ мм} \cdot 1}{3 + 1} =$$

$$= 135{,}840 \text{ м} + \left(\frac{45}{4}\right) \text{мм} = 135{,}840 + 0{,}011 = 135{,}851 \text{ м}.$$

Оценка точности полученной отметки H_0 рабочего репера относительно отметок исходных реперов в точках A и B.

Принимаем среднюю квадратическую погрешность определения превышения на одной станции, равной половине предельной погрешности δ_h, и вычисляем величины средних квадратических погрешностей отметки H_0 из ходов AO и OB:

в нашем случае $\delta_h = 4$ мм, следовательно, $\frac{\delta_h}{2} = 2$ мм, поэтому средняя квадратическая погрешность отметки H_0, полученной из хода AO, будет равна

$$m_1 = 2 \text{ мм} \sqrt{n_1} = 2 \text{ мм} \sqrt{8} = \pm 6 \text{ мм}$$

и отметки H_0 из хода BO

$$m_2 = 2 \text{ мм} \sqrt{n_2} = 2 \text{ мм} \sqrt{24} = \pm 10 \text{ мм}.$$

Так как погрешность μ единицы веса равна

$$\mu = m \sqrt{p},$$

а $p_1 = 1$, то $\mu = \pm 10 \sqrt{1} = \pm 10$ мм.

Тогда средняя квадратическая погрешность M окончательного значения отметки H_0 точки O будет равна

$$M = \frac{\mu}{\sqrt{[p]}} = \frac{\pm 10 \text{ мм}}{\sqrt{4}} = \pm 5 \text{ мм}.$$

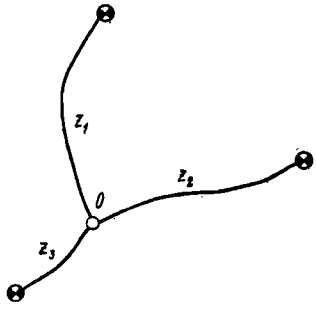
ПРИЛОЖЕНИЕ 4

Вычисление вероятнейшего значения отметки точки, определяемой от трех реперов

Три нивелирных хода z_1, z_2, z_3 (рис. 172) длиной соответственно s_1, s_2, s_3 начинающиеся каждый от своего репера нивелирования более высокого класса (реперы *1*, *2*, *3*), пересекаются в точке O, закрепленной соответствующим знаком. Требуется определить отметку точки O. Каждый ход в точке O прокладывался, как и полагается, дважды.

Ход решения: 1. Контролируют каждый ход путем сравнения двух сумм превышений каждого хода. Расхождения между ними не должно превышать величины 4 мм$\sqrt{n}$, где n — число станций в нивелирном ходе, а 4 мм — допускаемая в данном случае предельная погрешность в одном превышении (эта величина в зависимости от потребностей может быть и иной).

Рис. 172



2. В случае допустимых расхождений в суммах превышений в каждом ходе вычисляют среднее превышение; пользуясь средними превышениями, вычисляют трижды из ходов z_1, z_2, z_3 отметку H_0', H_0'', H_0''', узловой точки O.

3. Если бы длины ходов были примерно одинаковы, то за окончательную отметку точки O следовало бы взять среднее арифметическое из трех полученных отметок, но в данном случае длины ходов значительно между собой различались, поэтому окончательную отметку необходимо было вычислить по формуле весового среднего, принимая за вес величины, обратные длине ходов т. е. $p_1 = \frac{1}{s_1}$: $p_2 = \frac{1}{s_2}$; $p_3 = \frac{1}{s_3}$, тогда окончательная отметка будет равна

$$H_0 = \frac{H_0' p_1 + H_0'' p_2 + H_0''' p_3}{p_1 + p_2 + p_3}.$$

Само собой разумеется, что вычисления окончательной величины отметки, таким образом, допустимы лишь при отсутствии грубых расхождений в отметках H_0', H_0'', H_0'''.

4. Вычисляют отклонения δ каждой вычисленной отметки в отдельном ходе весового среднего H_0, принимая эти отклонения за вероятнейшие случайные погрешности измерений (см. § 11), а именно:

$$H_0' - H_0 = \delta_1,$$
$$H_0'' - H_0 = \delta_2,$$
$$H_0''' - H_0 = \delta_3.$$

Но полученные отклонения δ можно рассматривать и как невязки в ходах нивелирования, поэтому следует убедиться в том, что они допустимы, принимая, что величина допустимой невязки равна в данном случае $4\ \text{мм}\sqrt{n}$. Если хотя бы одна невязка окажется

больше допустимой, то следует предположить, что отметки исходных реперов *1, 2, 3* не согласуются между собой, и тогда необходимо выполнить работу по проверке отметок исходных реперов.

5. Пользуясь отклонениями δ, вычисляют погрешность единицы веса по формуле

$$\mu = \sqrt{\frac{[p\delta^2]}{n-1}},$$

где n — число ходов, а затем среднюю квадратическую погрешность отметки H_0 относительно исходных реперов *1, 2, 3* по формуле

$$m = \frac{\mu}{\sqrt{[p]}}.$$

6. Если нивелирные ходы прокладывались по пикетажу и вычислялись отметки пикетов, то, считая отклонения δ за невязки, следует разверстать последние с обратным знаком на все превышения поровну и таким образом увязать каждый ход в отдельности.

Пример

Данные по прокладке нивелирных ходов помещены в следующей таблице, причем для определения веса хода принималось число станций, а не длина хода, что одно и то же (табл. 27).

Таблица 27

№ ходов	Число станций n	Σh_1, мм	Σh_2, мм	δ или «полученные невязки» f_h, мм	Допустимые f_h, мм	Средняя Σ_h, мм
z_1	14	−426	−436	10	15	−431
z_2	10	+1105	+1117	12	13	+1111
z_3	3	+3182	+3188	6	1	+3185

Исходные отметки реперов *1, 2, 3*, равны:

$$H_1 = 124{,}372,$$
$$H_2 = 122{,}826,$$
$$H_3 = 127{,}105.$$

Отметки узловой точки *O* из трех ходов равны:

$$H_0' = 124{,}372 - 0{,}491 = 123{,}941,$$
$$H_0'' = 122{,}826 + 1{,}111 = 123{,}937,$$
$$H_0''' = 127{,}105 - 3{,}185 = 123{,}920.$$

Веса ходов вычислены по формуле $\frac{c}{n}$, где $c=14$, n — число станций,

$$p_1 = \frac{14}{14} = 1,$$

$$P_2 = \frac{14}{10} = 1,4,$$

$$p_3 = \frac{14}{3} = 2,7.$$

Тогда

$$H_0 = 123,90 + \frac{41,1 + 37 \cdot 1,4 + 20 \cdot 2,7}{1 + 1,4 + 2,7} = 123,929.$$

Вычисляем отклонения δ отметок точки O от ее средиевесового:

$$H_0' - H_0 = 123,941 - 123,929 = +0,012 \text{ м} = +12 \text{ мм},$$

$$H_0'' - H_0 = 123,937 - 123,929 = +0,008 \text{ м} = +8 \text{ мм},$$

$$H_0''' - H_0 = 123,920 - 123,929 = -0,009 \text{ м} = -9 \text{ мм}.$$

Для оценки точности полученной отметки точки O составим табл. 28.

Таблица 28

δ	p	$p\delta$	$p\delta^2$
13	1	12	144
8	1,4	11,2	125
9	2,7	24,3	590

Погрешность единицы веса μ равна $\mu = \sqrt{\frac{[p\delta^2]}{n-1}}$, где n — число ходов, т. е. $\mu = \sqrt{\frac{859}{2}} = \sqrt{430} = \pm 21$ мм.

Средняя квадратическая погрешность отметки узловой точки O отиосительно исходных реперов *1*, *2*, *3* будет равна

$$m = \frac{21}{\sqrt{5,1}} = \pm 9 \text{ мм}.$$

Примеры разбивочных чертежей

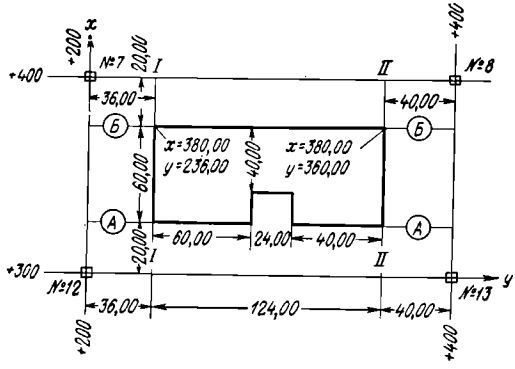


Рис. 173. Разбивочный чертеж основных осей цеха завода от строительной сетки (точки 7, 8, 12, 13)

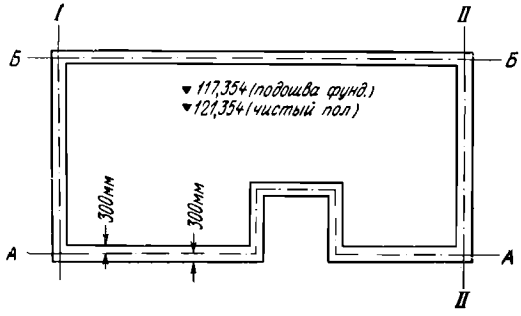
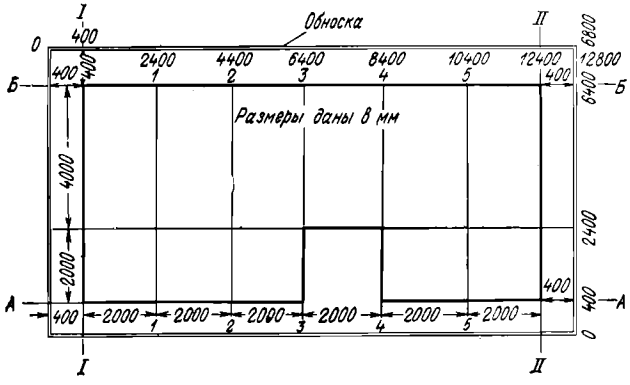


Рис. 174. Разбивочный чертеж фундамента наружных стен

Рис. 175. Разбивочный чертеж обноски и внутренних осей фундамента



Справки по элементарной математике

Алгебра

1. Квадратное уравнение общего вида

$$ax^2 + bx + c = 0,$$

$$x = \frac{-b \pm \sqrt{b^2 - 4ac}}{2a}.$$

2. Приведенное квадратное уравнение

$$x^2 + px + q = 0, \text{ где } p = \frac{b}{a}; \quad q = \frac{c}{a};$$

$$x = -\frac{p}{2} \pm \sqrt{\frac{p^2}{4} - q}.$$

3. Логарифмы

$$\lg (ab) = \lg a + \lg b,$$

$$\lg \frac{a}{b} = \lg a - \lg b,$$

$$\lg a^n = n \lg a,$$

$$\lg \sqrt[n]{a} = \frac{1}{n} \lg a.$$

4. Пропорция

$$\frac{a}{b} = \frac{c}{d}; \quad ad = bc.$$

5. Производные пропорции

$$\frac{a}{a+b} = \frac{c}{c+d}, \quad \frac{a}{a-b} = \frac{c}{c-d},$$

$$\frac{b}{a+b} = \frac{d}{c+d}, \quad \frac{a-b}{c-d} = \frac{a}{c} = \frac{b}{d}.$$

Геометрия

1. Площадь треугольника

$$S = \frac{ah}{2}; \quad S = \sqrt{p(p-a)(p-b)(p-c)};$$

$$S = \frac{1}{2} \frac{a^2 \sin B \sin C}{p \sin (B + C)}; \quad S = \frac{1}{2} ab \sin C;$$

$$S = \frac{a^2}{2(\operatorname{ctg} B + \operatorname{tg} C)};$$

здесь a, b, c — стороны треугольника, A, B, C — углы, лежащие против своих одноименных сторон; h — высота треугольника; $p = \frac{a+b+c}{2}$.

2. Площадь равнобедренного треугольника

$$S = \frac{1}{2} a \sqrt{b^2 - \frac{a^2}{4}},$$

где a — основание; b — боковая сторона.

3. Площадь равностороннего треугольника

$$S = \frac{1}{4} a^2 \sqrt{3}.$$

4. Площадь прямоугольника

$$S = ab.$$

5. Площадь параллелограмма

$$S = ah,$$

$$S = ab \sin C,$$

где h — высота; a, b — стороны параллелограмма; C — один из углов (любой).

6. Площадь ромба

$$S = \frac{d_1 d_2}{2}; \quad S = a^2 \sin A,$$

где a — сторона; d — диагонали; A — один из углов.

7. Площадь трапеции

$$S = \frac{1}{2}(a + b)h,$$

$$S = \frac{a^2 + b^2}{2(\operatorname{ctg} A + \operatorname{ctg} B)},$$

$$S = ah - \frac{a^2(\operatorname{ctg} A + \operatorname{ctg} B)}{2},$$

где a, b — основания; h — высота трапеции.

8. Площадь многоугольника вычисляют как сумму площадей заключенных в нем треугольников.

9. Площадь правильного шестиугольника

$$S = \frac{3a^2}{2}\sqrt{3},$$

где a — сторона.

10. Площадь круга

$$S = \pi R^2 = \pi \frac{D^2}{4} = \frac{1}{2} CR.$$

где R — радиус; D — диаметр; C — длина окружности.

11. Площадь сектора

$$S = \frac{1}{2} Rl = \frac{\pi R^2 \alpha^\circ}{360^\circ},$$

где l — длина дуги сектора; α — стягивающий ее центральный угол.

12. Объем призмы (прямой и наклонной), параллелепипеда

$$V = Sh,$$

где S — площадь основания; h — высота.

13. Объем пирамиды (правильной и неправильной)

$$v = \frac{1}{3} Sh.$$

14. Объем усеченной пирамиды

$$V = \frac{1}{3} \left(S_1 + S_2 + \sqrt{S_1 S_2}\right) h,$$

где S — площади оснований; h — высота.

15. Объем цилиндра кругового (прямого и наклонного)

$$V = Sh = \pi R^2 h = \frac{1}{4} \pi D^2 h$$

16. Объем конуса кругового (прямого и наклонного)

$$V = \frac{1}{3} Sh = \frac{1}{3} \pi R^2 h = \frac{1}{12} \pi D^2 h.$$

17. Объем усеченного конуса

$$V = \frac{1}{3} \pi h \left(R_1^2 + R_2^2 + R_1 R_2\right),$$

где R — радиусы оснований.

18. Объем шара

$$V = \frac{4}{3} \pi R^3.$$

Тригонометрия

1. Зависимости между тригонометрическими функциями

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{\sin \alpha}{\cos \alpha},$$

$$\operatorname{ctg} \alpha = \frac{\cos \alpha}{\sin \alpha},$$

$$\sec \alpha = \frac{1}{\cos \alpha},$$

$$\operatorname{cosec}\alpha = \frac{1}{\sin\alpha},$$

$$\sin^2\alpha + \cos^2\alpha = 1,$$

$$\sin\alpha \operatorname{cosec}\alpha = 1,$$

$$\cos\alpha \sec\alpha = 1,$$

$$\operatorname{tg}\alpha \operatorname{ctg}\alpha = 1,$$

$$1 + \operatorname{tg}^2\alpha = \sec^2\alpha,$$

$$1 + \operatorname{ctg}^2\alpha = \operatorname{cosec}^2\alpha.$$

2. Решение прямоугольных треугольников

$$b = a \operatorname{tg} B;$$

$$a = c\sin A = c\cos B; \quad \frac{a}{b} = \sin A; \quad \frac{a}{c} = \cos B;$$

$$b = c\sin B = c\cos A; \quad \frac{b}{c} = \sin B; \quad \frac{b}{c} = \cos A;$$

$$c = \frac{b}{\sin B} = \frac{a}{\cos A},$$

где a, b — катеты; c — гипотенуза; A, B, C — противолежащие углы.

3. Решение косоугольных треугольников

$$\frac{a}{\sin A} = \frac{b}{\sin B} = \frac{c}{\sin C};$$

$$a = b\frac{\sin A}{\sin B} = c\frac{\sin A}{\sin C},$$

где a, b, c — стороны; A, B, C — противолежащие им углы.

4. Формулы сумм и разностей тригонометрических функций

$$\sin(\alpha \pm \beta) = \sin\alpha\cos\beta \pm \cos\alpha\sin\beta;$$

$$\cos(\alpha \pm \beta) = \cos\alpha\cos\beta \mp \sin\alpha\sin\beta;$$

$$\operatorname{tg}(\alpha \pm \beta) = \frac{\operatorname{tg}\alpha \pm \operatorname{tg}\beta}{1 \mp \operatorname{tg}\alpha\operatorname{tg}\beta};$$

$$\operatorname{ctg}(\alpha \pm \beta) = \frac{\operatorname{ctg}\alpha\operatorname{ctg}\beta \mp 1}{\operatorname{ctg}\beta \pm \operatorname{ctg}\alpha}.$$

5. Формулы двойных и половинных углов

$$\sin 2\alpha = 2\sin\alpha\cos\alpha; \quad \cos 2\alpha = \cos^2\alpha - \sin^2\alpha;$$

$$\operatorname{tg} 2\alpha = \frac{2\operatorname{tg}\alpha}{1 - \operatorname{tg}^2\alpha}; \quad \operatorname{ctg} 2\alpha = \frac{\operatorname{ctg}^2\alpha - 1}{2\operatorname{ctg}\alpha};$$

$$\sin\frac{\alpha}{2} = \sqrt{\frac{1-\cos\alpha}{2}}; \quad \cos\frac{\alpha}{2} = \sqrt{\frac{1+\cos\alpha}{2}};$$

$$\operatorname{tg}\frac{\alpha}{2}=\frac{1-\cos\alpha}{\sin\alpha}=\frac{\sin\alpha}{1+\cos\alpha};\quad \operatorname{ctg}\frac{\alpha}{2}=\frac{1+\cos\alpha}{\sin\alpha}=\frac{\sin\alpha}{1-\cos\alpha},$$

6. Формулы приведения (табл. 29).

Таблица 29

Функции	$\beta=90°\pm\alpha$	$\beta=180°\pm\alpha$	$\beta=270°\pm\alpha$	$\beta=360°-\alpha$
$\sin\beta$	$+\cos\alpha$	$\mp\sin\alpha$	$-\cos\alpha$	$-\sin\alpha$
$\cos\beta$	$\mp\sin\alpha$	$-\cos\alpha$	$\pm\sin\alpha$	$+\cos\alpha$
$\operatorname{tg}\beta$	$\mp\operatorname{ctg}\alpha$	$\pm\operatorname{tg}\alpha$	$\mp\operatorname{ctg}\alpha$	$-\operatorname{tg}\alpha$
$\operatorname{ctg}\beta$	$\mp\operatorname{tg}\alpha$	$\pm\operatorname{ctg}\alpha$	$\mp\operatorname{tg}\alpha$	$-\operatorname{ctg}\alpha$

7. Величины функций углов (табл 30).

Таблица 30

Функции	$\alpha=0°$	$\alpha=30°$	$\alpha=45°$	$\alpha=60°$	$\alpha=90°$
$\sin\alpha$	0	$\frac{1}{2}$	$\frac{\sqrt{2}}{2}$	$\frac{\sqrt{3}}{3}$	1
$\cos\alpha$	1	$\frac{\sqrt{3}}{2}$	$\frac{\sqrt{2}}{2}$	$\frac{1}{2}$	0
$\operatorname{tg}\alpha$	0	$\frac{\sqrt{3}}{3}$	1	$\sqrt{3}$	$\pm\infty$
$\operatorname{ctg}\alpha$	$\pm\infty$	$\sqrt{3}$	1	$\frac{\sqrt{3}}{3}$	0

Некоторые постоянные математические величины

$$\pi=3,14159,\quad \lg\pi=0,49715,$$
$$\pi^2=9,86960,\quad e=2,71828,$$
$$\sqrt{\pi}=1,77245,\quad M=0,43429,$$
$$\lg e=0,43429,\quad \lg M=9,63779,$$
$$\rho^\circ=\frac{360^\circ}{2\pi}=57,2958^\circ,$$
$$\rho'=\frac{360\cdot 60}{2\pi}=3437,75',$$

$$\rho'' = \frac{360 \cdot 60 \cdot 60}{2\pi} = 206\,265'',$$

$$\sin 1' = \frac{1}{\rho'} = \frac{1}{3437{,}75},$$

$$\sin 1'' = \frac{1}{\rho''} = \frac{1}{206\,265}.$$

Температурные коэффициенты

Закаленной стали.....$\alpha = 0{,}0000125$;

Мягкой » .....$\alpha = 0{,}0000111$;

Инвара .....$\alpha = 0{,}4 \cdot 10^{-6}$.

ПРИЛОЖЕНИЕ 7

Формулы для перевычисления плоских прямоугольных координат из одной системы в другую

1. Оси Ox' и Oy' новой системы повернуты на угол α влево (против хода часовой стрелки) относительно осей Ox и Oy старой системы (рис. 176). Начало координат обеих систем общее. Тогда координаты точки M в новой системе будут равны:

$$x'_M = x_M \cos\alpha - y_M \sin\alpha,$$

$$y'_M = x_M \sin\alpha + y_M \cos\alpha.$$

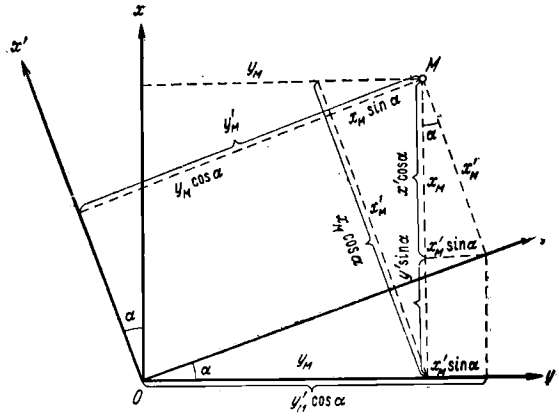


Рис. 176

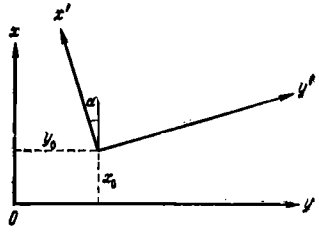


Рис. 177

2. При повороте осей вправо, например осей Ox и Oy относительно осей Ox' и Oy', координаты точки M будут равны:

$$x_M = x'_M \cos\alpha + y' \sin\alpha,$$

$$y_M = -x'_M \sin\alpha + y'_M \cos\alpha.$$

3. Точки начала координат двух систем не совпадают, оси повернуты на угол α (рис. 177). Пусть x_0, y_0 — координаты начала новой системы с осями x', y' в системе старой с осями x, y. Тогда координаты точки M в новой системе будут равны:

$$x'_M = (x_M - x_0)\cos\alpha - (y_M - y_0)\sin\alpha,$$

$$y'_M = (x_M - x_0)\sin\alpha + (y_M - y_0)\cos\alpha.$$

При обратном переходе к координатам старой системы формулы будут иметь вид

$$x_M = x_0 + x'_M \cos\alpha + y' \sin\alpha,$$

$$y_M = y_0 - x'_M \sin\alpha + y' \cos\alpha.$$

ОГЛАВЛЕНИЕ

Стр.

Предисловие к четвертому изданию 3

ЧАСТЬ I

Общая часть

Глава I. Сведения, относящиеся к организации и постановке работ 4

§ 1. Роль и задачи строителя при выполнении геодезических работ для строительства 4
§ 2. Организация геодезических работ при строительстве . 4
§ 3. Виды геодезических работ, выполняемых для строительства 5
§ 4. Порядок хранения и получения топографо-геодезических материалов 6
§ 5. Нормы и расценки на геодезические работы 6
§ 6. Увязка геодезических работ с требованиями строительства. Инструкции 8
§ 7. О строительных допусках 9
§ 8. Геодезическо-маркшейдерская служба в строительно-монтажных организациях 11
§ 9. Государственный геодезический надзор 12
§ 10. Техника безопасности 13
Глава II. Погрешности измерений 13
§ 11. Виды погрешностей измерений, исключение грубых и систематических погрешностей из результатов измерений 13
§ 12. Предельная величина случайной погрешности измерений 18
§ 13. Погрешности функций измеренных величин 18
§ 14. Неравноточные измерения. Весовое среднее 21
§ 15. Некоторые формулы допустимых невязок 23
Глава III. Измерение линий 25
§ 16. Необходимая точность измерения линий при строительстве 25
§ 17. Приборы и точность измерения ими линий 26
§ 18. Вешение линий на местности 30
§ 19. Лазер 31
§ 20. Измерение линий стальной штриховой лентой (со шпильками) 32
§ 21. Введение поправки за наклон линий к горизонту . . 33
§ 22. Введение поправок за компарирование и разность температур штриховой ленты или рулетки 34
§ 23. Источник случайных и систематических погрешностей при измерении линии лентой 36
§ 24. Измерение расстояний нитяным дальномером . . . 36
§ 25. Измерение расстояний дальномерами двойного изображения 39
§ 26. Новые оптические дальномеры 45
§ 27. Типы и точность электронных дальномеров 47

Стр.

Глава IV. Измерение горизонтальных и вертикальных углов . 49
§ 28. Типы теодолитов с металлическими кругами . . . 49
§ 29. Основные части теодолита 52
§ 30. Оптические теодолиты 54
§ 31. Новые теодолиты 56
§ 32. Оптический теодолит Т30 58
§ 33. Оптический теодолит Т20 58
§ 34. Оптический теодолит Т15 59
§ 35. Поверки теодолита 60
§ 36. Правила обращения с теодолитом 64
§ 37. Способы измерения горизонтальных углов 65
§ 38. Точность измерения горизонтальных углов 67
§ 39. Измерение вертикальных углов 68
Глава V. Ориентирование 70
§ 40. Цель ориентирования. Углы ориентирования 70
§ 41. Прямой и обратный азимуты и румбы. Сближение меридианов 72
§ 42. Дирекционные углы 72
§ 43. Ориентирование с помощью буссоли 74
§ 44. Гироскопическое определение азимута 74
Глава VI. Системы координат, применяемые в геодезии . . 76
§ 45. Система плоских прямоугольных координат Гаусса . . 76
§ 46. Местные системы плоских прямоугольных координат. Прямая геодезическая задача 79
§ 47. Обратная геодезическая задача. Правила геодезических вычислений 80
Глава VII. Опорная геодезическая сеть 82
§ 48. Назначение, виды и классы государственной геодезической опорной сети 82
§ 49. Закрепление пунктов геодезической опорной сети . . 84
§ 50. Опорная геодезическая сеть в городах и на крупных промышленных предприятиях 87
§ 51. Рабочее (съемочное) геодезическое обоснование . . 89
§ 52. Опорная геодезическая сеть на участке строительства . 89
§ 53. Привязка к пунктам геодезической опорной сети . . 93

Часть II

Съемочные и нивелирные работы

Глава VIII. Теодолитная съемка 98

§ 54. Виды съемок. Цель, состав полевых и камеральных работ при теодолитной съемке 98
§ 55. Рекогносцировка участка. Закрепление точек теодолитного хода 99
§ 56. Измерение углов, линий и магнитных азимутов в теодолитном ходе 100
§ 57. Определение расстояний, недоступных для непосредственных измерений лентой 102
§ 58. Съемка ситуации местности 104
§ 59. Вычисление координат точек теодолитного хода . . 109
§ 60. Вычисление площади многоугольника по координатам его вершин 117

Стр.

§ 61. Масштабы 117
§ 62. Построение плана местности 120
§ 63. Определение площади по плану или карте 123
§ 64. Перечерчивание плана и карты с изменением масштабов 128

Глава IX. Геометрическое нивелирование 129

§ 65. Счет высот. Сущность геометрического нивелирования 129
§ 66. Нивелирный ход 131
§ 67. Классификация геометрического нивелирования . . 132
§ 68. Закрепление линий нивелирования знаками 133
§ 69. Нивелир НГ 133
§ 70. Нивелир НВ-1 138
§ 71. Нивелир НСМ-2 139
§ 72. Оптический высотомер с прямолинейным высотным штрихом — нивелир НЛ-3 140
§ 73. Нивелир НТ. Высокоточные нивелиры 142
§ 74. Новые нивелиры 143
§ 75. Нивелирные рейки 145
§ 76. Установка рейки на нивелируемой точке 147
§ 77. Контроль нивелирования 147

Глава X. Трассирование сооружений линейного типа . . . 148

§ 78. Виды сооружений линейного типа, цель трассирования 148
§ 79. Виды работ по трассе 149
§ 80. Выбор направления и закрепление трассы 149
§ 81. Разбивка пикетажа по трассе 150
§ 82. Разбивка главных точек круговой кривой. Вынос пикетов на кривую 152
§ 83. Нивелирный журнал. Увязка нивелирного хода . . . 158
§ 84. Построение продольного и поперечных профилей . . 159
§ 85. Построение проектной линии на продольном профиле . 163
§ 86. Особенности трассирования каналов и трубопроводов с самотечным движением жидкости 166
§ 87. Особенности трассирования в городах и на территории промышленных предприятий 167
§ 88. Съемка мест пересечений трассой различных препятствий 168
§ 89. Об автоматических системах проектирования сооружений линейного типа 169

Глава XI. Различные случаи геометрического нивелирования . 169

§ 90. Нивелирование по поверхности участка местности . . 169
§ 91. Построение топографического плана по материалам геометрического нивелирования по квадратам . . . 171
§ 92. Съемка и нивелирование водоемов 174
§ 93. Нивелирование через реки, овраги, по крутым склонам 176

Глава XII. Тахеометрическая съемка 177

§ 94. Сущность тахеометрической съемки 177
§ 95. Тахеометры-автоматы 179
§ 96. Новые тахеометры 181
§ 97. Полевые работы при тахеометрической съемке . . . 181

Стр.

§ 98. Камеральные работы при тахеометрической съемке . 184

Глава XIII. Мензульная съемка 187

§ 99. Сущность способа мензульной съемки 187
§ 100. Поверки мензулы и кипрегеля 188
§ 101. Особенности поверок номограммных кипрегелей . . 190
§ 102. Установка мензулы на точке местности 192
§ 103. Мензульные засечки 192
§ 104. Плановое и высотное обоснование мензульной съемки . 195
§ 105. Мензульная съемка ситуации и рельефа 196

Глава XIV. Фототопографические съемки 198

§ 106. Основные сведения о наземной стереофотограмметрической съемке 198
§ 107. Типы и устройство фототеодолитов 202
§ 108. Полевые и камеральные работы топографической фототеодолитной съемки 203
§ 109. Специальные фототеодолитные съемки в строительстве и архитектуре 205
§ 110. Аэрофотосъемка. Общее понятие 207
§ 111. Аэрофотоснимок. Фотосхема 208
§ 112. Создание топографической карты по материалам аэрофотосъемки 212
§ 113. Применение аэрофотосъемки в строительстве . . . 213

Глава XV. Физическое нивелирование 214

§ 114. Барометрическое нивелирование 214
§ 115. Нивелиры-автоматы 216
§ 116. Гидростатическое нивелирование 217

Часть III

Пользование планом и картой

Глава XVI. Основные сведения о планах и картах 222
§ 117. Координатные сетки на планах и картах. Изображение рельефа 222
§ 118. Разграфка и номенклатура листов топографических карт СССР 224
§ 119. Точность и подробность изображения местности на планах и картах 228

Глава XVII. Работа с топографической картой 230

§ 120. Выбор масштаба карты для целей строительства . . 230
§ 121. Деформация бумаги карт и планов 232
§ 122. Определение по карте прямоугольных координат точки 234
§ 123. Определение географических координат точки по карте 235
§ 124. Измерение по карте длин линий 236
§ 125. Измерение по карте горизонтальных углов 237
§ 126. Определение по карте отметок точек местности . . . 237
§ 127. Проведение по карте линии заданного уклона . . . 239
§ 128. Определение по карте длины линии, имеющей на местности наклон к горизонту 240

Стр.

§ 129. Построение профилей по карте 241
§ 130. Определение площади водосбора 241
§ 131. Определение по карте объемов земляных масс и водохранилищ 242
§ 132. Выделение на карте участка заданной площади . . 247
§ 133. Использование топографической карты при выборе участка под строительство 249
§ 134. Использование топографической карты или аэрофотоснимков при выборе направления трасс сооружений линейного типа 250
§ 135. Использование топографических карт при вертикальной планировке 251

Часть IV

Разбивочные работы (основные технические приемы)

Глава XVIII. Перенесение в натуру геометрических элементов проекта — линий, горизонтальных углов, точек . 256

§ 136. Задача разбивочных работ. Перенесение в натуру прямой горизонтальной линии 256
§ 137. Перенесение в натуру проектного горизонтального угла 258
§ 138. Перенесение в натуру проектной точки по заданиому положению ее в горизонтальной плоскости 259
§ 139. О точности перенесения в натуру проектной линии . 261
§ 140. Перенесение в натуру точки по данной проектной отметке 263

Глава XIX. Некоторые геодезические задачи, решаемые при строительстве 266

§ 141. Определение высоты сооружения при помощи вертикальиого круга 266
§ 142. Определение отметки точки, находящейся в глубоком котловане или на высоком здании 267
§ 143. Отбивка линии затопления 268
§ 144. Отвод земельного участка под строительство . . . 269
Глава XX. Геодезические разбивки для строительства зданий и сооружений 270
§ 145. Использование геодезической опоры для разбивки основных осей зданий 270
§ 146. Подготовка проектных данных для разбивки зданий . 272
§ 147. Разбивка и закрепление осей зданий, вынос промежуточных осей 273
§ 148. Разбивка для рытья котлована 276
§ 149. Разбивка при строительстве подкрановых путей . . 276
§ 150. Разбивка при кладке фундамента 278
§ 151. Разбивка при возведении стен 278
§ 152. Разбивка при монтаже крупнопанельных бескаркасных зданий 279
§ 153. Геодезические работы при установке колонн . . . 280
§ 154. Геодезические работы при строительстве каркасно-панельных зданий 284

Стр.

Глава XXI. Разбивка при строительстве подземных коммуникаций 286

§ 155. Состав геодезических работ. Вынос трассы в натуру . 286
§ 156. Разбивка для рытья траншей 287
§ 157. Укладка труб в траншеи 289
§ 158. Геодезические работы при устройстве коммуникаций в туниелях 289
§ 159. Геодезические работы при устройстве дюкеров . . . 290

Глава XXII. Разбивки при вертикальной планировке . . . 291

§ 160. Разбивка горизонтальной линии и горизонтальной плоскости по заданной отметке 291
§ 161. Разбивка наклонной линии и наклонной плоскости по заданному уклону 292
§ 162. Обмеры и подсчет выполненных объемов земляных или бетонных работ 293
§ 163. Разбивка для устройства насыпи и выемки дороги . . 295

Глава XXIII. Детальная разбивка кривых 298

§ 164. Детальная разбивка круговых кривых 298
§ 165. Разбивка переходных кривых 300
§ 166. Разбивка круговых кривых малых радиусов . . . 300
§ 167. Разбивка вертикальных кривых 301

Глава XXIV. Контроль разбивочных работ. Исполнительные съемки 302

§ 168. Содержание и приемы контроля разбивочных работ и оформление их сдачи 302
§ 169. Цель и состав работ по исполнительной съемке . . . 303
§ 170. Способы исполнительной съемки 304

Глава XXV. Геодезические измерения сдвигов, осадок и деформаций сооружений 305

§ 171. Задачи и состав работ 305
§ 172. Методы геодезических измерений величин сдвигов, осадок и деформаций сооружений 306
§ 173. Измерение кренов зданий 307

Глава XXVI. Основные сведения о разбивочных работах при строительстве крупных сооружений 309

§ 174. Особенности разбивочных работ крупных сооружений . 309
§ 175. Основные правила создания геодезической опорной сети при строительстве крупных сооружений 310
§ 176. Геодезические работы при строительстве мостов . . 312

Часть V

Особенности геодезических работ в городском строительстве

Глава XXVII. Топографическая подоснова проектов планировки 316

§ 177. Картографические материалы районной планировки . 316
§ 178. Городская геодезическая служба 317

Стр.

§ 179. Геодезическая опорная сеть на городскнх территориях 318
§ 180. Высотная опорная сеть в городах 320
§ 181. Топографические съемки городских территорий . . . 321
§ 182. Съемка существующих подземных сетей инженерных сооружений 323
§ 183. Картографический фонд города 324

Глава XXVIII. Вынос проекта планировки и застройки в натуру 326

§ 184. Вынос в натуру осей улиц и красных лнний 326
§ 185. Перенесение в натуру проекта вертнкальной планировки 327
§ 186. Перенесение в натуру осей зданий и сооружений . . 328

Список литературы 329

Приложение 1. Таблица поправок (в мм) за наклон линий к горизонту 334
Приложение 2. Пример увязки теодолитных ходов с одной узловой точкой 334
Приложение 3. Вычисление вероятнейшего значения отметки точки, определяемой от двух реперов . . . 338
Приложение 4. Вычисление вероятнейшего значеиня отметки точкн, определяемой от трех реперов . . . 341
Приложение 5. Примеры разбивочных чертежей 345
Приложение 6. Справки по элементарной математике . . . 346
Приложение 7. Формулы для перевычисления плоских прямоугольных координат из одной системы в другую 351

Михаил Павлович Сироткин
ДЛЯ СТРОИТЕЛЕЙ
СПРАВОЧНИК ПО ГЕОДЕЗИИ

Издание четвертое

Научный редактор *В. С. Сытник*
Редактор издательства *Л. М. Комарькова*
Переплет художника *Ю. Г. Асафова*
Художественный редактор *Е. Л. Юрковская*
Технический редактор *Л. Н. Шиманова*
Корректор *К. И. Савенкова*
ИБ № 3581

Сдано в набор 14.01.81. Подписано в печать 30.07.81. Т-23814. Формат 84×108$^{1}/_{32}$. Бумага типографская № 1. Гарнитура «Литературная». Печать высокая. Усл. печ. л. 18,9. Усл. кр.-отт. 18,9. Уч.-изд. л. 23,76. Тираж 80 000 экз. Заказ № 624/7614—15. Цена 1 р. 30 к.

Издательство «Недра», 103633, Москва, К-12, Третьяковский проезд, 1/19

Владимирская типография «Союзполиграфпрома» при Государственном комитете СССР по делам издательств, полиграфии и книжной торговли

600000, г. Владимир, Октябрьский проспект, д. 7