

ЦЕНТРАЛЬНОЕ УПРАВЛЕНИЕ ЖЕЛЕЗНОДОРОЖНЫХ ВОЙСК

ИНЖЕНЕРНАЯ ГЕОДЕЗИЯ

*Учебник
для высшего командного училища
железнодорожных войск и военных сообщений*



ЦЕНТРАЛЬНОЕ УПРАВЛЕНИЕ ЖЕЛЕЗНОДОРОЖНЫХ ВОЙСК

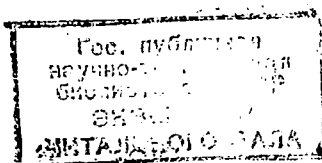
ИНЖЕНЕРНАЯ ГЕОДЕЗИЯ

*Учебник
для высшего командного училища
железнодорожных войск и военных сообщений*

Ордена Трудового Красного Знамени
ВОЕННОЕ ИЗДАТЕЛЬСТВО
МИНИСТЕРСТВА ОБОРОНЫ СССР

МОСКВА — 1974 —

УДК 528.48(075.8)



Д4

91801

74-9499

Учебник написали: полковник-инженер Алимов Л. Ф. (глава VII), генерал-майор технических войск Байдаков П. М. (глава I), профессор, доктор технических наук полковник Балакин А. Г. (глава XIII), подполковник-инженер запаса Селиванов В. А. (глава XI), подполковник-инженер запаса Смирнов И. И. (главы II, IV и V), подполковник-инженер Филиппов В. И. (глава IX), доцент, кандидат технических наук подполковник-инженер Чистяков Ф. Я. (глава VIII), доцент, кандидат технических наук Щирин С. И. (главы III, VI, X и XII).

Руководитель авторского коллектива генерал-майор технических войск Байдаков П. М.

Общее редактирование выполнено полковником-инженером Алимовым Л. Ф.

Утвержден начальником железнодорожных войск в качестве учебника для высшего командного училища железнодорожных войск и военных сообщений.

Учебник может быть использован слушателями вузов тыла и офицерами железнодорожных войск.

ГЛАВА I

ОБЩИЕ СВЕДЕНИЯ О ГЕОДЕЗИИ

§ 1. ПРЕДМЕТ ГЕОДЕЗИИ. ЗНАЧЕНИЕ ГЕОДЕЗИИ В НАРОДНОМ ХОЗЯЙСТВЕ И ОБОРОНЕ СТРАНЫ

Геодезией называется наука, занимающаяся определением фигуры и размеров как всей Земли, так и отдельных частей ее поверхности и способами изображения их на бумаге (на планах, картах и профилях).

Возникнув в результате практической потребности человеческого общества, геодезия в процессе своего развития разделилась на ряд самостоятельных научных дисциплин — высшую геодезию, топографию (или геодезию), картографию, аэрогеодезию, радиогеодезию, инженерную и космическую геодезию. Инженерная геодезия, имеющая прикладное значение, выделилась в самостоятельную научную дисциплину в связи с огромным размахом и непрерывным ростом темпов строительства в нашей стране. Она изучает методы геодезических работ, выполняемых при изысканиях, строительстве, восстановлении и эксплуатации инженерных сооружений, а также при монтаже оборудования. В своем развитии она опирается на достижения математики, высшей геодезии, физики, радиогеодезии и других наук.

Инженерная геодезия имеет большое практическое значение для разнообразных отраслей народного хозяйства страны, при строительстве и эксплуатации различных видов путей сообщения, в том числе железных и автомобильных дорог.

Коммунистическая партия, Советское правительство уделяют постоянное внимание развитию и совершенствованию транспорта в нашей стране. Директивами XXIV съезда КПСС по пятилетнему плану развития народного хозяйства СССР на 1971—1975 гг. предусматривается построить 5,6 тыс. км новых линий, 7—8 тыс. км вторых путей, электрифицировать 6 тыс. км железных дорог.

В условиях непрерывного роста темпов строительства задачей инженерной геодезии является ускорение процессов геодезического обеспечения, что достигается применением новой техники и скоростных методов геодезических работ.

Велико значение геодезии в деле обороны страны. Строительство оборонительных сооружений, стрельба по невидимым целям, использование военной ракетной техники, планирование военных операций и многие другие стороны военного дела требуют геодезических данных, карт и планов.

В военное время инженерная геодезия занимает важное место в комплексе работ по транспортному обеспечению действующей армии.

Подготовка проектных решений для строительства новых участков железных и автомобильных дорог в обход разрушенных объектов потребует производить геодезические работы в ограниченные сроки. Это обстоятельство вынудит проводить работы не только днем, но и в темное время суток, при любых погодных условиях, на зараженной и задымленной местности.

Для успешного выполнения этого сложного комплекса работ в ограниченные сроки необходима всесторонняя подготовка исполнителей, знание возможностей современных геодезических инструментов и умение применять современную передовую технологию геодезических измерений.

§ 2. ОБЩИЕ СВЕДЕНИЯ О ФИГУРЕ И РАЗМЕРАХ ЗЕМЛИ. ГЕОГРАФИЧЕСКИЕ И ГЕОДЕЗИЧЕСКИЕ КООРДИНАТЫ

В результате измерений было установлено, что общая поверхность Земли составляет 510 млн. км². Океаны и моря занимают 71% всей поверхности, а суша — 29%. Так как поверхность Мирового океана составляет почти 3/4 поверхности Земли, то эту поверхность и приняли за форму Земли.

В геодезии положение различных точек на земной поверхности определяют относительно общей фигуры Земли. Под общей фигурой Земли понимают фигуру геоида, которую образует уровенная поверхность морей и океанов в их спокойном состоянии, мысленно продолженная под материками (рис. 1.1). Такая замкнутая поверхность в каждой своей точке перпендикулярна к отвесной линии (направлению силы тяжести) и называется уровенной поверхностью Земли.

Ввиду сложности и недостаточной изученности геоида его заменяют близкой и более определенной в геометрическом отношении фигурой эллипсоида, полученной вращением эллипса вокруг малой оси PP_1 . Такой эллипсоид называют земным сфероидом. Линия $OC_1 = a$ называется большой полуосью (радиус экватора), а линия $OP_1 = b$ называется малой полуосью (полуось вращения Земли, полярная полуось).

Величина $\alpha = \frac{a-b}{a}$ называется сжатием сфероида.

Эллипсоид установленных размеров и соответствующим образом ориентированный в теле геоида, поверхность которого используется для проектирования результатов геодезических измерений и вычисления координат пунктов геодезических сетей, называют

референц-эллипсоидом (фигурой относительности, местным эллипсоидом).

Учеными различных стран на протяжении веков было проведено более 60 определений размеров земного эллипсоида. В Советском Союзе постановлением Совета Министров СССР с 1946 г.

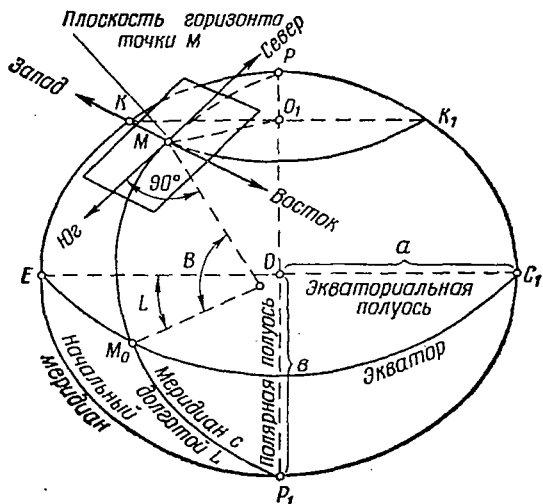


Рис. 1.1. Элементы земного эллипсоида

для геодезических работ приняты размеры референц-эллипсоида, вычисленные под руководством проф. Ф. Н. Красовского, а эллипсоид назван его именем. Большая (экваториальная) полуось этого референц-эллипсоида $a = 6378245$ м, малая (полярная) полуось $b = 6356863$ м, сжатие $\alpha = \frac{a-b}{a} = \frac{1}{298,3}$. Ввиду малости сжатия общую фигуру Земли иногда принимают приближенно за шар радиуса $R = 6371$ км. Величины a , b , α могут быть определены посредством астрономо-геодезических измерений длин дуг меридианов и параллелей, а также по наблюдениям за движением искусственных спутников Земли.

Референц-эллипсоид Ф. Н. Красовского ориентирован в теле геоида по отвесной линии, проходящей через центр круглого зала Пулковской обсерватории. В этой точке совпадают отвесная линия и нормаль, а поверхность референц-эллипсоида совмещена с поверхностью геоида.

Уклонение от нормали отвесных линий u (рис. 1.2) на территориях СССР составляет в среднем около $3''$, а наибольшие отклонения достигают $30-40''$ у озера Байкал и $45''$ на Кавказе.

Положение любой точки на земной поверхности определяется ее широтой и долготой, т. е. географическими координатами. Географические координаты одних и тех же точек, отнесенные к поверхности геоида и поверхности референц-эллипсоида, будут отличаться на некоторую величину за счет отклонения отвесных линий.

Географические координаты, определяющие положение точек на поверхности геоида, называются астрономическими и определяются из астрономических наблюдений небесных светил. В астрономической системе координаты определяют относительно направлений отвесных линий в точках земной поверхности.

Астрономической широтой φ называется угол между направлением отвесной линии в данной точке и плоскостью экватора.

Астрономической долготой λ называется двугранный угол между плоскостью астрономического меридиана, проходящего через данную точку, и плоскостью начального меридиана, проходящего через Гринвич.



Рис. 1.2. Уровенная поверхность Земли, абсолютные отметки H и превышение h

Счет широт ведется от экватора к северу и югу от 0 до 90° . Долготы отсчитываются от Гринвичского меридиана к востоку и западу от 0 до 180° . В соответствии с этим широты бывают северные и южные, долготы — восточные и западные.

Географические координаты, определяющие положение точек на поверхности референц-эллипсоида, называются геодезическими. Они получаются из геодезических измерений на поверхности Земли и последующих вычислений.

Геодезической широтой B точки M (рис. 1.1) называется угол между нормалью к поверхности эллипсоида в данной точке и плоскостью экватора.

Геодезической долготой L точки M называется двугранный угол между плоскостью геодезического меридиана данной точки и плоскостью начального меридиана.

Помимо широты и долготы для определения положения точки на физической поверхности Земли необходимо знать третью координату H_A — высоту точки над поверхностью геоида. Эта координата называется абсолютной высотой (рис. 1.2).

Пользоваться географическими координатами при инженерных измерениях неудобно, потому что они даются в градусной мере, а измерение линий на земной поверхности производится в линейной мере (метрах). Кроме того, вычисления длин линий и их направлений с помощью географических координат весьма трудоемки.

В инженерной геодезии наибольшее распространение получила система плоских прямоугольных координат, значения которых даются в линейной мере.

§ 3. ВЛИЯНИЕ КРИВИЗНЫ ЗЕМЛИ НА ГОРИЗОНТАЛЬНЫЕ И ВЕРТИКАЛЬНЫЕ РАССТОЯНИЯ

При съемке земной поверхности все ее точки проектируют на горизонтальную плоскость. В связи с этим необходимо выяснить, каких размеров участки земной поверхности практически можно принимать за плоские и в каких случаях при вертикальной съемке требуется учитывать кривизну уровенной поверхности Земли.

На рис. 1.3 показан участок уровенной поверхности Земли и горизонтальная плоскость, касательная к этой поверхности в точке А. Отрезку линии $AB=S$, измеренному по дуге Земного шара, соответствует на горизонтальной плоскости отрезок $AB_1=d$. При замене криволинейной поверхности плоскостью возникнет линейная ошибка $\Delta S=AB_1-AB$ и ошибка в высоте $\Delta h=OB_1-OB$.

Рассматривая прямоугольный треугольник OAB_1 и сектор AOB , получим $AB_1=d=R \cdot \operatorname{tg} \alpha$ и $AB=S=R \cdot \alpha$, следовательно,

$$\Delta S = R \cdot \operatorname{tg} \alpha - R \cdot \alpha = R(\operatorname{tg} \alpha - \alpha) \approx R \frac{\alpha^3}{3} = \frac{S^3}{3R^2}. \quad (1.1)$$

Из тех же фигур имеем $OB_1=R \cdot \sec \alpha$ и $OB=R$;

$$\Delta h = R \cdot \sec \alpha - R = R(\sec \alpha - 1) \approx R \frac{\alpha^2}{2} = \frac{S^2}{2R}. \quad (1.2)$$

При выводе формул 1.1 и 1.2 предполагалось, что угол α величина малая, поэтому можно пользоваться приближенными формулами $\operatorname{tg} \alpha \approx \alpha + \frac{\alpha^3}{3}$; $\sec \alpha = 1 + \frac{\alpha^2}{2}$, где α — значение угла в радианах.

Задаваясь различными значениями S при $R=6371$ км и подставляя их в формулы (1.1) и (1.2); получим соответствующие значения ΔS и Δh , которые приводятся в табл. 1.1.

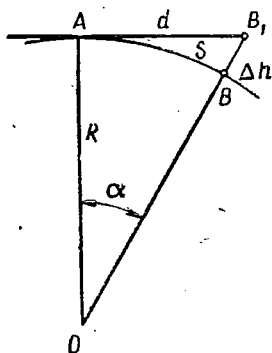


Рис. 1.3. Поправки за кривизну Земли

Данные табл. I.1 показывают, что при длине линий до 10 км величины искажений в горизонтальном направлении весьма малы. Поэтому участок урванной поверхности со сторонами до 10 км практически можно считать горизонтальной плоскостью.

Таблица I.1

$S, \text{ км}$	0,1	1,0	10,0	50,0
$\Delta S, \text{ см}$	$0,82 \cdot 10^{-6}$	$0,82 \cdot 10^{-3}$	0,82	103
$\Delta h, \text{ см}$	0,078	7,8	780	19 620

Искажения в измерении превышений с увеличением S возрастают очень быстро и поэтому их учитывают при тригонометрическом нивелировании, начиная с $S=300$ м.

§ 4. МЕТОД ПРОЕКЦИИ В ГЕОДЕЗИИ. ПРОЕКЦИЯ ГАУССА

В геодезии земную поверхность изображают на плоскости в виде планов и карт.

Планом называется уменьшенное подобное графическое изображение небольшого участка местности на горизонтальной плоскости без учета кривизны Земли. Основной особенностью плана является его свойство сохранять подобие фигур и равенство углов на плане и местности.

Картой называется уменьшенное изображение на плоскости значительных участков или всей поверхности Земли, составленное с учетом ее кривизны.

Большие по протяженности территории не могут быть изображены на плоскости без искажений, т. е. без разрывов и складок. Поэтому на карте всегда имеются искажения, характер которых определяется видом картографической проекции, в которой составлена данная карта.

В геодезии наибольшее применение получили карты, составленные в равноугольной (конформной) поперечно-цилиндрической проекции Гаусса. Сущность этой проекции заключается в раздельном (зональном) проектировании земного эллипсоида на плоскость и установлении соответствия между геодезическими координатами любой точки на поверхности земного эллипсоида и прямоугольными координатами этой точки на плоскости.

Для этого поверхность земного эллипсоида делят на зоны, ограниченные истинными меридианами, проведенными с интервалом в 6 или 3°, и условно проектируют каждую зону на цилиндр с эллипсоидальным сечением, образующая которого касается осевого (среднего) меридиана данной зоны (рис. I.4, а).

Каждая зона представляет собой сфероидический двуугольник протяжением от северного до южного полюса, ограниченный меридианами с указанной постоянной разностью долгот. Зона имеет свой порядковый номер, считаемый от нулевого Гринвичского меридиана на восток.

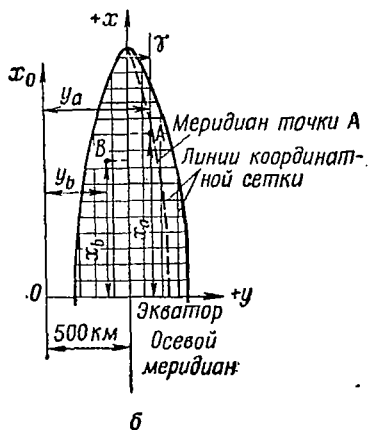
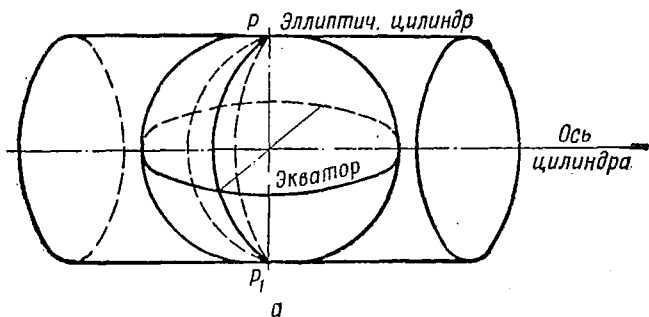


Рис. 1.4. Проекция Гаусса:

а — проектирование зоны на поверхности цилиндра; б — плоское изображение зоны

После развертки цилиндра на плоскость выпрямленные дуги осевого меридиана, принимаемого за ось X , и экватора, принимаемого за ось Y , изображаются взаимно перпендикулярными прямыми линиями (рис. 1.4, б). При этом ось X изображается без искажения (масштаб изображения осевого меридиана равен 1). По мере удаления от осевого меридиана линейные искажения будут возрастать.

На краю 6-градусных зон относительные величины линейных искажений в пределах территории СССР, расположенной по широте от $\varphi = 36^\circ$ до $\varphi = 70^\circ$, не превышают $\frac{1}{1100}$, что соответствует точности измерения длин линий мерной лентой. При точных съем-

ках (масштаб 1 : 5000 и крупнее), что имеет место в городах, устанавливаются 3-градусные зоны. При необходимости относительные величины искажения могут быть подсчитаны по формуле

$$\frac{\Delta S}{S} = \frac{y^2}{2R^2}, \quad (1.3)$$

где ΔS — абсолютная величина искажения линий, равная разности между измеренным расстоянием S на местности и его проекцией a на плоскости;

S — длина измеренной линии в пределах зоны;

y — ордината точки, отсчитанная от осевого меридиана, м;

$R=6371$ м — средний радиус Земли.

В каждой зоне счет абсцисс ведется от экватора к северу со знаком плюс и югу — со знаком минус. Для территории СССР абсциссы положительны, и поэтому знак перед значением абсциссы опускается. Ординаты к востоку от осевого меридиана положительные, а к западу — отрицательные. Для того чтобы все значения ординат были со знаком плюс, счет их ведется от условного меридиана, вынесенного на запад на 500 км, т. е. осевому меридиану придается значение 500 000 м. При этом впереди значения ординаты пишут номер зоны.

Например, координаты точки B , расположенной в 7-й зоне (рис. 1.4, б), имеют следующие значения в метрах: $x_B = 7852407$; $y_B = 7143275$. Точка расположена в западной половине зоны в 356 725 м от осевого меридиана.

§ 5. КООРДИНАТНАЯ СЕТКА. РАЗГРАФКА И НОМЕНКЛАТУРА ТОПОГРАФИЧЕСКИХ КАРТ И ПЛАНОВ

При работе с топографическими картами приходится определять прямоугольные координаты точек изображаемых предметов местности и наносить объекты на карты по их координатам, определенным по результатам полевых измерений. Для решения таких задач на карты наносится координатная сетка.

Координатная сетка (рис. 1.4, б) представляет собой сеть квадратов, образованных прямыми линиями, параллельными осевому меридиану зоны и экватору и проведенными через определенное число километров. На картах масштаба 1 : 10 000, 1 : 25 000 и 1 : 50 000 координатные линии проводятся через 1 км, на карте масштаба 1 : 100 000 — через 2 км, а на карте масштаба 1 : 200 000 — через 10 км.

Так как линии координатной сетки отстоят одна от другой на целое число километров, то они называются километровыми линиями, а сама сетка прямоугольных координат — километровой сеткой.

На рис. 1.4 видно, что направление вертикальных линий километровой сетки не совпадает с направлением меридиана в данной точке A (если точка не находится на осевом меридиане) и укло-

няется на угол γ , называемый сближением меридианов. Сближение меридианов может быть восточным (линия сетки правее меридиана $+\gamma$) и западным (линия сетки левее меридиана $-\gamma$) и изменяется в пределах от 0 до 3° (для 6-градусной зоны). Сближение меридианов учитывается при определении дирекционных направлений.

Топографические карты являются многolistными. Для удобства пользования картами каждому листу присвоено свое обозначение.

Деление карт на листы называется разграфкой, а система обозначений листов — номенклатурой карт и планов.

В основу разграфки и номенклатуры советских топографических карт и планов приняты листы карты масштаба 1:1 000 000.

Разграфка листов миллионной карты осуществляется с помощью колонн и рядов. Колонны подобно зонам вытянуты вдоль меридианов, имеют протяжение по долготе также 6° и нумеруются (от 1 до 60) арабскими цифрами. Счет их ведется от меридиана 180° с запада на восток против хода часовой стрелки (рис. 1.5).

Колонны в свою очередь делятся на ряды (пояса) параллелями через 4° . Эти ряды (пояса) обозначаются заглавными буквами латинского алфавита, и счет их ведется от экватора к северному и южному полюсам.

Номенклатура листа карты масштаба 1:1 000 000 состоит всегда из буквы и цифры — названия ряда (пояса) и номера колонны. Номенклатура листов карт более крупных масштабов образуется путем добавления к номенклатуре исходного листа заглавных букв русского алфавита и цифровых обозначений, приведенных в табл. 1.2.

Таблица 1.2

Масштаб карт	Размеры листов		Количество листов в одном листе миллионной карты	Количество листов в одном листе карты предыдущего масштаба	Типовая номенклатура листов
	по широте (меридиану)	по долготе (параллели)			
1:1 000 000	4°	6°	1	—	P-36
1:500 000	2°	3°	4	4	P-36-A, Б, В, Г
1:200 000	$40'$	1°	36	9	P-36-I до XXXVI
1:100 000	$20'$	$30'$	144	4	P-36-1 до 144
1:50 000	$10'$	$15'$	576	4	P-36-41-A, Б, В, Г
1:25 000	$5'$	$7'30''$	2305	4	P-36-41-A-a, б, в, г
1:10 000	$2'30''$	$3'45''$	9216	4	P-36-41-A-г-1 до 4
1:5 000	$1'15''$	$1'52'',5$	36 884	4	P-36-41-1 до 256
1:2 000	$0'25''$	$0'37'',5$	331 776	9	P-36-41-18-a

Смежные листы карт и планов для данного района находят с помощью сборных таблиц.

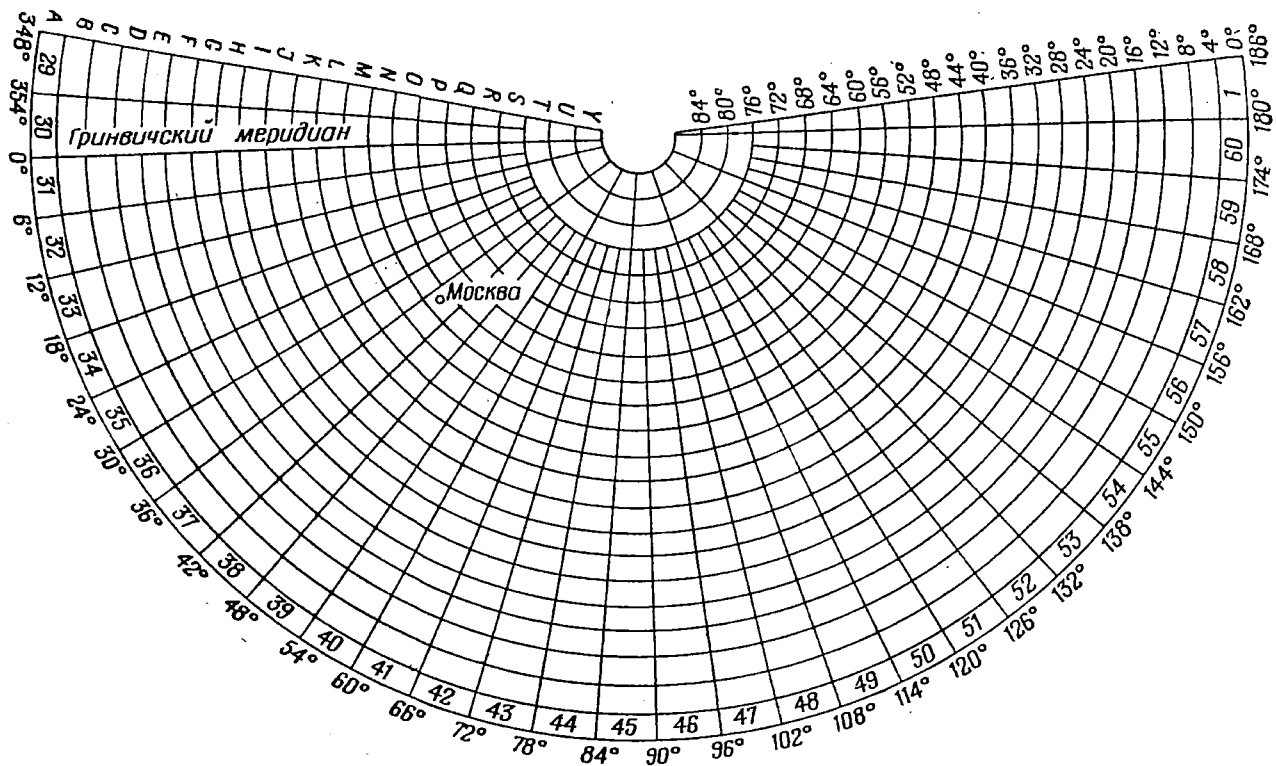


Рис. 1.5. Схема разграфки топографических карт

Для планов в масштабе 1:5000 и 1:2000 наряду с разграфкой по линиям меридианов и параллелей применяют систему разграфки по линиям прямоугольной координатной сетки. В таком случае рамками листов плана являются координатные линии, а для обозначения листов применяют систему координатных указателей. Для планов в масштабе 1:1000 и крупнее применяют систему разграфки только по линиям координатной сетки и систему координатных указателей.

ГЛАВА II

ОРИЕНТИРОВАНИЕ ЛИНИЙ НА МЕСТНОСТИ

§ 1. ОБЩЕЕ ПОНЯТИЕ ОБ ОРИЕНТИРОВАНИИ ЛИНИЙ. ИСТИННЫЕ АЗИМУТЫ И ДИРЕКЦИОННЫЕ УГЛЫ

Под ориентированием на местности понимают определение своего местоположения относительно сторон горизонта.

При геодезических съемках местности под ориентированием понимают определение положения линии на местности относительно другого направления, принятого за исходное. За исходное принимают направление истинного или магнитного меридиана или осевого меридиана зоны. Направление истинного меридиана определяют из астрономических наблюдений. В каждой точке земной поверхности оно остается неизменным и на планах показывается всегда параллельно боковым рамкам чертежа так, чтобы север был вверху, а юг — внизу.

Для ориентирования линий необходимо знать горизонтальный угол, составленный данной линией с исходным направлением, который называют углом ориентирования. В зависимости от правил отсчета такими углами являются азимуты, дирекционные углы и румбы.

Линии местности ориентируют относительно истинного и магнитного меридианов по азимутам.

Истинным азимутом линии на местности называется горизонтальный угол, измеряемый по направлению хода часовой стрелки, между северным направлением истинного меридиана в этой точке и направлением данной линии.

Истинные азимуты линий могут иметь значения от 0 до 360° и обозначаются буквой *A*.

Азимут линии, оставаясь постоянным в данной точке, меняет свое значение по длине линии, проложенной по поверхности земли, так как в разных точках Земли меридианы не параллельны и сходятся у полюсов. На рис. II.1 $C_1Ю_1$, $C_2Ю_2$ и $C_3Ю_3$ — направления истинных меридианов в точках 1, 2 и 3 местности; $C'_1Ю'_1$ — направления в точках 2 и 3, параллельные направлению истинного меридиана в точке 1.

На прямой AB истинные азимуты A_1 , A_2 и A_3 в точках 1, 2 и 3 не равны один другому и отличаются один от другого на величину сближения меридианов γ : $A_3 = A_1 + \gamma$; $A_2 = A_1 - \gamma$.

Для точек, расположенных к востоку от осевого меридиана, сближение меридианов принято считать положительным ($+\gamma$), а для точек к западу от него — отрицательным ($-\gamma$). Угол сближе-

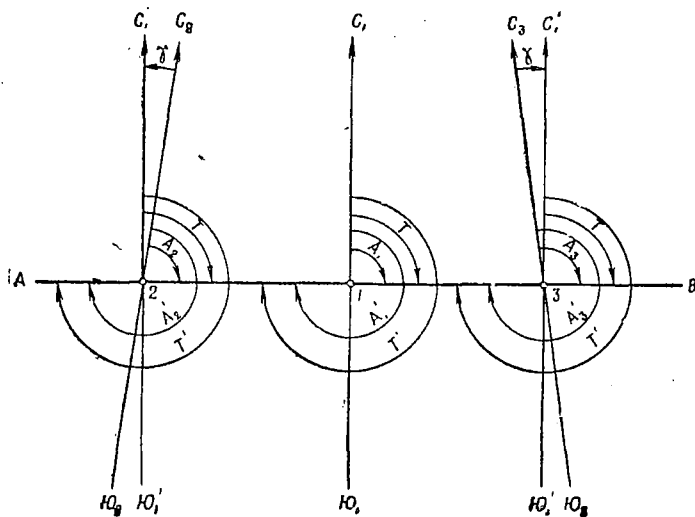


Рис. II.1. Прямые и обратные азимуты и дирекционные углы линии в различных ее точках

ния меридианов зависит от широты и долготы точек. Он увеличивается с удалением точки от осевого меридиана и может быть определен по формуле

$$\gamma = \Delta\lambda \sin \varphi, \quad (II.1)$$

где φ — широта начальной точки данной линии;
 $\Delta\lambda = \lambda - \lambda_0$ — разность долгот данной точки и осевого меридиана.

Угол сближения меридианов γ выражается в тех же угловых единицах, что и разность долгот $\Delta\lambda$, и имеет тот же знак, что и $\Delta\lambda$.

Рассмотрим пример. Пусть точка имеет следующие геодезические координаты: широта $\varphi = 58^\circ 12' 5$, долгота $\lambda = 36^\circ 16' 3$. Данная точка находится в седьмой зоне, тогда долгота осевого меридиана этой зоны $\lambda_0 = 6^\circ \cdot n - 3^\circ = 6^\circ \cdot 7 - 3^\circ = -39^\circ$. Разность долгот данной точки и осевого меридиана зоны $\Delta\lambda = \lambda - \lambda_0 = 36^\circ 16' 3 - 39^\circ = -2^\circ 43' 7$. По формуле (II.1) получим $\gamma = -163',7 \sin 58^\circ 12' 5 = -163',7 \cdot 0,850 = -139'$, $1 = -2^\circ 19',1$.

Из формулы (II.1) следует, что чем больше широта φ , тем больше величина сближения меридианов. На экваторе, где $\varphi = 0$, сближение меридианов $\gamma = 0$. На полюсе сближение меридианов максимальное и совпадает с разностью долгот $\Delta\lambda$.

Значение γ как средняя величина для района указывается на топографических картах.

В геодезии различают прямое и обратное направление линии. Если направление AB (рис. II.1) считать прямым, то направление BA будет обратным. Соответственно и азимуты линий различают прямые и обратные.

Прямой азимут линии AB в точке I равен углу A_1 , а обратный азимут — углу A'_1 . Из чертежа видно, что $A'_1 = A_1 + 180^\circ$.

Если прямой азимут $A > 180^\circ$, то $A' = A - 180^\circ$.

В общем виде $A' = A \pm 180^\circ$. (II.2)

Прямой азимут линии AB в точке 3 равен углу $A_3 = A_1 + \gamma$, а обратный азимут $A'_3 = A_1 + 180 + \gamma$ соответственно, для точки 2 $A'_2 = A_1 + 180 - \gamma$ и в общем виде

$$A'_n = A_1 \pm 180^\circ \pm \gamma. \quad (\text{II.3})$$

Следовательно, *прямой и обратный азимуты линий в данной точке отличаются на 180° , а прямой и обратный азимуты линии в разных ее точках на $180^\circ \pm \gamma$* . При расстояниях между точками до 1000 м значение сближения меридианов можно не учитывать.

Если ориентирование линий производить относительно осевого меридиана зоны, то *горизонтальный угол, измеряемый по направлению хода часовой стрелки, между северным направлением осевого меридиана зоны или направлением, параллельным ему, и направлением данной линии местности называется дирекционным углом*.

Дирекционный угол обозначается буквой T и подобно азимуту может принимать значение от 0 до 360° .

В отличие от азимута *дирекционный угол линии в любой точке зоны — величина постоянная*.

Из рис. II.1 видно, что прямой и обратный дирекционные углы отличаются на 180° , т. е.

$$T' = T \pm 180^\circ. \quad (\text{II.4})$$

В точках 2 и 3 дирекционные углы отличаются от азимутов на величину сближения меридианов $A_2 = T - \gamma$ и $A_3 = T + \gamma$.

В общем виде можно написать, что

$$A = T \pm \gamma. \quad (\text{II.5})$$

Если точка расположена на осевом меридиане зоны, то $\gamma = 0$, и следовательно, азимут и дирекционный угол равны между собой.

§ 2. МАГНИТНЫЕ АЗИМУТЫ. РУМБЫ ЛИНИЙ

Если за исходное направление принять направление магнитного меридиана, то *горизонтальный угол, измеряемый по направлению хода часовой стрелки между направлением северного конца магнитного меридиана и направлением линии местности называется*

магнитным азимутом линии и обозначается A_m . Учитывая, что направление магнитного меридиана указывает свободно подвешенная магнитная стрелка, для грубого ориентирования на местности угломерные инструменты снабжаются bussолью. В железнодорожном строительстве и при восстановлении железных дорог ориентирование линий на местности производят bussолью по магнитному меридиану. Необходимо учитывать, что на направление магнитной стрелки оказывают влияние находящиеся вблизи стальные конструкции, линии высоковольтных передач, северные сияния, а также районы с магнитными аномалиями, где пользоваться показаниями магнитной стрелки нельзя.

В каждой данной точке направления магнитного и истинного меридианов не совпадают и отличаются один от другого на угол, называемый магнитным склонением (рис. 11.2).

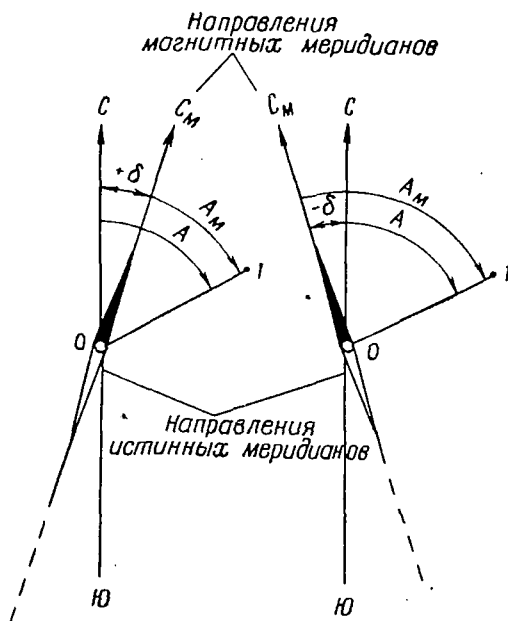


Рис. 11.2. Склонение магнитной стрелки

Если северный конец магнитной стрелки отклоняется к востоку от истинного меридиана, то склонение называют восточным и считают положительным ($+\delta$), если к западу — то западным и отрицательным ($-\delta$).

Склонение — величина не постоянная, оно периодически меняется в каждой точке поверхности земли. Наблюдаются суточное, годовое и вековое изменения склонения. Суточное изменение склонения в средней полосе территории СССР достигает $15'$.

На топографических картах приводится среднее значение склонения для территории, изображенной на карте.

Сведения о величине магнитного склонения в данном районе можно получить на местных метеорологических станциях или по специальным магнитным картам, на которых приведены линии с одинаковыми значениями магнитного склонения, называемые *изогами*.

Если не принимать во внимание суточных и случайных колебаний стрелки, то для данной местности склонение можно считать постоянным и для ориентирования линий пользоваться направлением магнитного меридиана с учетом склонения для данного района и его годового изменения. Например, для района Ленинграда склонение $+5^{\circ},0$, Москвы $+7^{\circ},5$, Архангельска $+12^{\circ},1$, Киева $+4^{\circ},0$, Иркутска $-0^{\circ},5$, Благовещенска $-11^{\circ},9$, Якутска $-15^{\circ},7$.

Зависимость между магнитным и истинным азимутом и дирекционным углом данной линии вытекает из рис. II.2:

$$A = A_m \pm \delta. \quad (II.6)$$

Приравнивая между собой правые части формул (II.5) и (II.6), получим

$$T = A_m + \delta - \gamma. \quad (II.7)$$

Если обозначить $\delta - \gamma = P$ (совместная поправка), то

$$T = A_m + P. \quad (II.8)$$

Дирекционный угол равен магнитному азимуту плюс совместная поправка P за склонение магнитной стрелки и сближение меридианов.

В ряде случаев целесообразно дирекционные углы и азимуты, изменяющиеся в пределах от 0 до 360° выражать острыми углами ориентирования, которые изменяются в пределах от 0 до 90° по четвертям.

Два взаимно перпендикулярных направления — меридиан или линия восток — запад, обращенные на четыре стороны горизонта, образуют на плоскости четыре четверти, а линии, расположенные в пределах этих четвертей, будут иметь направления (рис. II.3):

линия в I четверти 01 — северо-восточное (СВ);

линия в II четверти 02 — юго-восточное (ЮВ);

линия в III четверти 03 — юго-западное (ЮЗ);

линия в IV четверти 04 — северо-западное (СЗ).

Эти линии образуют с направлением меридиана углы, которые называются *румбами*.

Таким образом, *румб* называется *острый горизонтальный угол, измеряемый между ближайшим к линии направлением меридиана (северным или южным) и направлением данной линии*. Румб обозначается буквой r и изменяется от 0 до 90° . Кроме угловой величины румб имеет название в зависимости от той четверти, в которой расположена линия.

Например: $r_1 = СВ : 50^{\circ}$; $r_2 = ЮВ : 70^{\circ}$; $r_3 = ЮЗ : 40^{\circ}$ и $r_4 = СЗ : 40^{\circ}$.

Румбы и азимуты взаимно связаны. Зависимость между ними видна из рис. II.3:

I четверть СВ	$r_1 = A_1$	$A_1 = r_1;$
II четверть ЮВ	$r_2 = 180^\circ - A_2$	$A_2 = 180^\circ - r_2;$
III четверть ЮЗ	$r_3 = A_3 - 180^\circ$	$A_3 = 180^\circ + r_3;$
IV четверть СЗ	$r_4 = 360^\circ - A_4$	$A_4 = 360^\circ - r_4.$

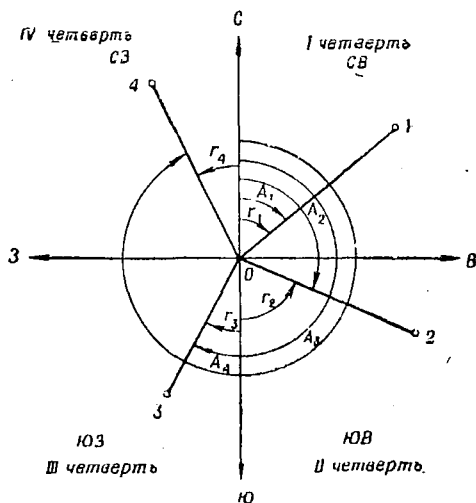


Рис. II.3. Зависимость между азимутами и румбами линий

§ 3. БУССОЛИ. ИЗМЕРЕНИЯ МАГНИТНЫХ АЗИМУТОВ И РУМБОВ

Для измерения магнитных азимутов и румбов, для определения склонения магнитной стрелки, а также для разбивки линий по заданному азимуту или румбу пользуются буссолями. Буссоль — это компас, оборудованный устройством для визирования. Главной частью буссоли, ее «рабочим органом» является магнитная стрелка, опирающаяся на острие тонкой вертикальной иглы посредством вделанной в нее пяты из агата. Под действием сил земного магнетизма магнитная стрелка устанавливается в плоскости магнитного меридиана.

Для того чтобы предохранить острие иглы от повреждений, буссоль снабжается арретирным устройством, с помощью которого стрелка может быть приподнята с острия и прижата к стеклянной крышке. В периоды, когда буссолью не работают, при транспортировке и переносе ее на новую точку стояния стрелку закрепляют (арретируют).

При геодезических измерениях применяют буссоли двух типов: буссоли с лимбом (рис. II.4, а и б) и ориентир-буссоли (рис. II.4, в). Буссоли с лимбом имеют форму круглой коробки

и изготавливаются как самостоятельные инструменты или в виде дополнительного приспособления к угломерным инструментам. Ориентир-буссоль выполняется в виде прямоугольной коробки и применяется преимущественно в качестве вспомогательного приспособления к угломерному инструменту для его ориентирования.

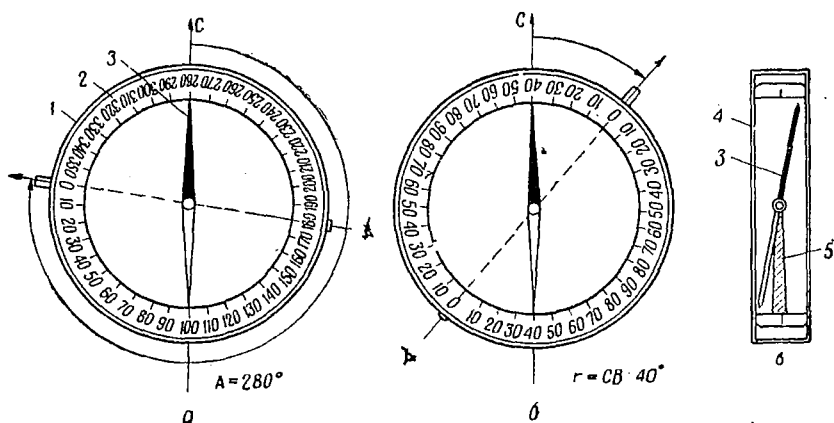


Рис. 11.4. Определение магнитных азимутов и румбов по буссоли:

a — буссоль с лимбом (с азимутным кольцом); *б* — буссоль с лимбом (с румбическим кольцом); *в* — ориентир-буссоль; 1 — корпус с приспособлением для визирования; 2 — кольцо с делениями; 3 — магнитная стрелка; 4 — корпус; 5 — арретирное устройство

Буссоль с лимбом состоит из корпуса 1 с приспособлением для визирования, кольца с делениями (лимба) 2 и магнитной стрелки 3. В зависимости от способа соединения этих частей между собой различают буссоли двух типов. В буссолях первого типа лимб наглухо скреплен с корпусом и визирное приспособление расположено так, что диаметр 180° — 0 при азимутальном кольце (рис. 11.4, *a*) или 0 — 0 при румбическом (рис. 11.4, *б*) совпадает с направлением визирования. Оцифровка делений при азимутальном кольце делается против хода часовой стрелки от 0 до 360° . При румбическом кольце оба конца нулевого диаметра оцифрованы нулем, а концы перпендикулярного к нему диаметра имеют оцифровку 90° .

При ориентировании линии с помощью буссоли первого типа и азимутальное кольцо диаметр 0 — 180° устанавливают по направлению линии, а по северному концу стрелки читают ее азимут (на рис. 11.4, *a* $A=280^\circ$). Если кольцо румбическое, то румб читают по ближайшему северному или южному концу стрелки. (На рис. 11.4, *б* румб $r = CB : 40^\circ$.)

В буссолях второго типа кольцо с делениями надето на магнитную стрелку и вращается вместе с ней. К буссолям этого типа относится ручная буссоль типа БШ-1 (буссоль Шмалькальдера),

ГЛАВА III

ОЦЕНКА ТОЧНОСТИ ИЗМЕРЕНИЙ

(Общие сведения из теории ошибок)

§ 1. ВИДЫ ИЗМЕРЕНИЙ

Измерение на местности длин линий, углов и высот составляет основное содержание большинства видов геодезических работ.

Под измерением понимают процесс сравнения измеряемой величины с однородной с ней величиной, принятой за единицу измерений. Оно может быть непосредственным, когда измерение можно произвести прямым сравнением измеряемой величины с выбранной мерой. Например, подсчитав число отложенных мерной ленты на измеряемой линии и величину остатка, находят ее длину. Посредственными называются измерения, когда искомая величина определяется косвенно, путем измерения других величин, функционально с ней связанных. Так, например, если в треугольнике измерены два угла, то третий угол может быть найден как дополнение до 180° к сумме измеренных углов.

Все геодезические работы обязательно сопровождаются контролем, для чего, кроме необходимых измерений, дающих одно значение искомой величины, производят еще избыточные (дополнительные) измерения. Например, длину линии измеряют лентой не менее двух раз, углы — двумя и большим количеством приемов. Избыточные измерения позволяют осуществлять не только контроль, но также оценивать и повышать точность измерений.

Необходимые и избыточные измерения могут быть равноточными и неравноточными. Равноточными называются измерения, выполненные при одинаковых внешних (например, погодных) условиях, инструментами или приборами одинаковой точности, одним и тем же методом. Измерения, произведенные при несоблюдении любого из указанных условий, называются неравноточными, результаты которых имеют различную степень надежности (доверия).

Все геодезические измерения, как бы тщательно они не производились, неизбежно сопровождаются погрешностями, т. е. отклонениями каждого измерения от его истинного значения.

Эти отклонения, называемые ошибками, необходимо учитывать при оценке произведенных и расчете точности планируемых измерений.

Законы измерения и действие неизбежных погрешностей, установление общих правил для получения наилучших результатов из данных измерений, а также оценки и предвычисление их точности рассматривает теория ошибок измерений, являющаяся разделом математической статистики.

§ 2. ВИДЫ ОШИБОК ИЗМЕРЕНИЙ И ИХ КЛАССИФИКАЦИЯ

В геодезии ошибки измерений принято подразделять на грубые, систематические и случайные, а по источникам их возникновения на инструментальные, личные и внешние (ошибки среды).

Грубыми называются погрешности, вызванные промахами и просчетами при измерениях, например, просчет целой ленты в длине линии, нескольких градусов при измерении углов.

Эти ошибки выявляются повторными (избыточными) измерениями или контрольными вычислениями и полностью устраняются из результатов измерений.

Систематическими называются ошибки, входящие в результат измерений по какому-либо закону в зависимости от источника их возникновения. Они могут быть инструментальными, ошибками среды и личными. Например, погрешность в длине мерной ленты имеет постоянную величину и знак. Изменение температуры воздуха укорачивает или удлиняет стальную мерную ленту. Каждый наблюдатель может вносить в измерения личную погрешность.

Систематические ошибки, как имеющие закономерный характер по знаку или по величине, поддаются учету и могут быть исключены полностью или частично из результатов измерений путем введения соответствующих поправок, которые по абсолютной величине равны ошибкам, но противоположны им по знаку.

Случайные ошибки отличаются от систематических тем, что они неизбежны, являются разными по величине и по знаку и неустраняемы из результата измерений. Они связаны статистической закономерностью, которая отображается следующими их свойствами:

— при данных условиях измерений случайные ошибки не могут превосходить определенного предела;

— малые по абсолютной величине ошибки встречаются чаще, чем большие;

— положительные и равные им по абсолютной величине отрицательные случайные ошибки в данном ряду измерений появляются одинаково часто;

— среднее арифметическое из случайных ошибок измерений Δ есть малая величина, которая с увеличением числа измерений стремится к нулю.

$$\lim_{n \rightarrow \infty} \frac{\Delta_1 + \Delta_2 + \Delta_3 + \dots + \Delta_n}{n} = \frac{[\Delta]}{n} = 0. \quad (\text{III.1})$$

В формуле (III.1) и везде ниже знак [] — Гауссов символ суммы.

Первое и второе свойство выражают закон ограниченности ошибок, третье и четвертое — закон их компенсации. Эти законы наиболее полно проявляются в процессе многократных измерений, т. е. проявляются в массе. В геодезической практике число измерений какой-либо величины, обычно ограничивают 2—3 повторениями и лишь в триангуляции углы измеряют 6—12 приемами. Однако способы, основанные на свойствах случайных ошибок, позволяют оценивать точность и небольшого числа измерений и получать достоверные значения искомой величины.

§ 3. О МЕРАХ ТОЧНОСТИ ИЗМЕРЕНИИ

Суждение о точности непосредственных измерений какой-либо величины производится по случайным ошибкам ряда ее равнозначных измерений.

В качестве критериев точности в теории ошибок приняты средняя, средняя квадратическая, предельная и относительная ошибки измерений.

Если имеется ряд измерений $l_1, l_2, l_3, \dots, l_n$ какой-либо величины, истинное значение которой l , то истинные случайные погрешности каждого измерения будут:

$$\begin{aligned} \Delta_1 &= l_1 - l; \\ \Delta_2 &= l_2 - l; \\ \Delta_3 &= l_3 - l; \\ &\vdots \\ &\vdots \\ \Delta_n &= l_n - l. \end{aligned} \quad (\text{III.2})$$

Средней ошибкой Θ в этом случае называется среднее арифметическое из абсолютных значений всех истинных ошибок, т. е.

$$\Theta = \frac{[\Delta]}{n}, \quad (\text{III.3})$$

где n — число измерений.

Средняя ошибка обладает существенным недостатком меры точности, она сглаживает влияние сравнительно крупных ошибок в данном ряде измерений.

Средняя квадратическая ошибка одного измерения была введена Гауссом и применяется в СССР для оценки точности одного измерения.

$$m = \sqrt{\frac{\Delta_1^2 + \Delta_2^2 + \Delta_3^2 \dots + \Delta_n^2}{n}} = \sqrt{\frac{[\Delta^2]}{n}}. \quad (\text{III.4})$$

В этой формуле ошибка m не зависит от знаков отдельных погрешностей и наиболее выпукло отражает влияние крупных из них. Кроме того, она обладает достаточной устойчивостью и надежно регистрирует точность и небольшого числа измерений.

Пример: даны два ряда ошибок измерений.

I ряд — 4, 7, 8, 10, 12 и 13;

II ряд — 3, 5, 7, 9, 14 и 16.

Средние ошибки этих рядов одинаковы.

$$\theta_1 = \theta_2 = \frac{54}{6} = 9.$$

Средние квадратические ошибки тех же рядов будут

$$m_1 = \sqrt{\frac{542}{6}} = \pm 9,5; \quad m_2 = \sqrt{\frac{616}{6}} = \pm 10,7.$$

Как видно, $m_2 > m_1$, что является следствием влияния больших ошибок во втором ряду, как например, 14 и 16.

Связь между средней и средней квадратической ошибками выражается равенством

$$m = 1,25\theta. \quad (\text{III.5})$$

Надежность средней квадратической ошибки прямо пропорциональна числу измерений. Чтобы судить о ее точности, вычисляют среднюю квадратическую ошибку самой ошибки по формуле

$$m_m = \frac{m}{\sqrt{2n}}. \quad (\text{III.6})$$

Средняя квадратическая ошибка арифметической середины. В большинстве случаев истинное значение измеряемой величины бывает неизвестно и вычислить m по истинным погрешностям измерений нельзя. Поэтому вместо истинного значения принимают ее арифметическую середину L из ряда равноточных измерений.

$$L = \frac{l_1 + l_2 + l_3 + \dots + l_n}{n}$$

Истинные ошибки в этих случаях заменяют отклонениями v отдельных измерений от арифметической середины, которые в математической статистике называются флюктуациями:

$$\begin{aligned} v_1 &= L - l_1; \\ v_2 &= L - l_2; \\ v_3 &= L - l_3; \\ &\vdots \\ v_n &= L - l_n. \end{aligned} \quad (\text{III.7})$$

Сложив эти равенства, получим

$$[v] = Ln - [l] = 0, \text{ так как } Ln = [l].$$

Таким образом, сумма флюктуаций равна нулю при любом числе равноточных измерений данной величины. Это условие служит контролем правильности вычислений уклонений v и самой арифметической середины L .

Среднюю квадратическую ошибку одного измерения вычисляют по уклонениям v , пользуясь формулой Бесселя.

$$m = \sqrt{\frac{[v^2]}{n-1}}. \quad (\text{III.8})$$

В соответствии с формулами (III.6) и (III.8) средняя квадратическая ошибка m_m самой средней квадратической ошибки m определяется по флюктуациям по формуле

$$m_m = \frac{m}{\sqrt{r(n-1)}}. \quad (\text{III.9})$$

m вычисляют по формуле (III.8).

Ошибка m нельзя понимать как поправку, с помощью которой можно исправить полученный результат измерений, хотя бы потому, что знак ее неизвестен. Если для средней длины линии $L = 211,37$ м, измеренной пять раз, ошибка $m = \pm 3,2$ см, то это означает, что точность каждого измерения равна $\pm 3,2$ см.

Предельная ошибка k . В теории вероятностей доказываются, что в среднем только 3 случайные ошибки из 1000 могут превзойти $3m$ и 5 ошибок из 100 могут превзойти $2m$, т. е.

$$\begin{aligned} \Delta_{\text{пред}} &< 2m \text{ с вероятностью } 0,95; \\ \Delta_{\text{пред}} &< 3m \text{ с вероятностью } 0,997. \end{aligned} \quad (\text{III.10})$$

Поэтому при характеристике точности измерений не ограничиваются только значением m . Необходимо еще указать, по скольким результатам измерений это значение получено.

В инструкциях для наиболее ответственных измерений применяют $\Delta_{\text{пред}} = 2m$, для менее ответственных $\Delta_{\text{пред}} = 3m$. Измерения, содержащие случайные ошибки больше установленных пределов, не используются.

Все рассмотренные выше ошибки выражаются именованными числами, их называют абсолютными ошибками. В практике для оценки точности измерения длины линий обычно вычисляют относительную ошибку, которая наиболее наглядно характеризует точность измерений. Она определяется как отношение абсолютной ошибки к значению измеренной величины и выражается дробью с числителем, равным единице.

Если, например, $m = 5$ см, а $L = 100$ м, то относительная ошибка будет $\frac{m}{L} = \frac{5}{10000} = \frac{1}{2000}$.

§ 4. ОЦЕНКА ТОЧНОСТИ ФУНКЦИИ НЕЗАВИСИМО ИЗМЕРЕННЫХ ВЕЛИЧИН

В геодезической практике весьма часто приходится вычислять среднюю квадратическую ошибку какой-либо величины, которая получена косвенно, по измеренным значениям других величин, ошибки измерения которых известны. Так, например, ошибка превышения при нивелировании зависит от ошибок отсчетов по рейкам, угловая ошибка теодолитного хода зависит от ошибок измерения отдельных углов и т. д. В этих случаях возникает задача оценки ошибки функции в зависимости от ошибок аргументов.

Предположим, что дана функция $z=f(x, y, \dots, t)$, при этом известны результаты непосредственных измерений аргументов x, y, \dots, t с их средними квадратическими ошибками $\pm m_x, \pm m_y, \dots, \pm m_t$. Среднюю квадратическую ошибку функции m_z вычисляют по следующей формуле, приводимой в теории ошибок:

$$m_z = \sqrt{\left(\frac{\partial f}{\partial x}\right)^2 \cdot m_x^2 + \left(\frac{\partial f}{\partial y}\right)^2 \cdot m_y^2 + \dots + \left(\frac{\partial f}{\partial t}\right)^2 \cdot m_t^2} \quad (\text{III.11})$$

где $\frac{\partial f}{\partial x}, \frac{\partial f}{\partial y}, \dots, \frac{\partial f}{\partial t}$ — частные производные от функции z , соответствуют постоянным коэффициентам аргументов x, y, \dots, t .

Формулой (III.11) пользуются во всех случаях оценки точности функций, значения аргументов которых получены в результате непосредственных измерений. Ниже приводится ряд формул для вычисления ошибок функций простейшего вида.

1. Средняя квадратическая ошибка суммы или разности равнозначных измерений.

Пусть $z=x \pm y$, где аргументы измерены с ошибками $\pm m_x$ и $\pm m_y$, тогда

$$m_z = \sqrt{m_x^2 + m_y^2} \quad (\text{III.12})$$

$$\text{Если } m_x = m_y, \text{ то } m_z = m\sqrt{2}. \quad (\text{III.13})$$

Вообще если $m_1 = m_2 = m_3 = \dots = m_n$, то

$$m_z = m\sqrt{n}. \quad (\text{III.14})$$

Пример. В полигоне измерено 16 углов, причем каждый угол измерялся с ошибкой $m_\beta = \pm 1'$. Тогда угловая невязка (ошибка) полигона будет

$$f_\beta = \pm 1' \sqrt{16} = \pm 4'.$$

2. Средняя квадратическая ошибка произведения и частного. Если $z=x \cdot y$, где x и y имеют средние квадратические ошибки m_x и m_y , то ошибка произведения равна

$$m_z = \sqrt{(m_x y)^2 + (m_y x)^2} \quad (\text{III.15})$$

Соответственно для частного $z = \frac{x}{y}$ получим

$$m_z = \frac{1}{y^2} \sqrt{(m_x y)^2 + (m_y x)^2} \quad (\text{III.16})$$

Если произведение и частное имеют вид $z=kx$ и $z=\frac{x}{k}$, где k — постоянное число, то $m_z = \pm m_x k$ для произведения и

$$m_z = \pm \frac{m_x}{k} \text{ для частного,} \quad (\text{III.17})$$

В произведении, когда $z = xk_1 \pm yk_2 \pm \dots \pm tk_n$ средняя квадратическая ошибка m_z будет равна

$$m_z = \sqrt{k_1^2 m_x^2 + k_2^2 m_y^2 + \dots + k_n^2 m_t^2}. \quad (\text{III.18})$$

Пример. Определить среднюю квадратическую ошибку m_l в вычисленной длине окружности, радиус которой измерен на чертеже с ошибкой $m_r = \pm 0,4$ мм. По формуле (III.17) имеем $m_l = \pm k m_r$, где $k=2\pi$ — постоянный коэффициент. Тогда

$$m_l = 2 \cdot 3,14 \cdot 0,4 = \pm 2,5 \text{ мм.}$$

Пример. Найти среднюю квадратическую ошибку площади треугольника S , если его основание $b=20,15$ м измерено с ошибкой $m_b = \pm 5$ см, а высота $h=10,25$ м измерена с ошибкой $m_h = \pm 3$ см. Площадь треугольника $S = \frac{1}{2} bh$; по формуле (III.15) имеем

$$m_s = \frac{1}{2} \sqrt{b^2 m_h^2 + h^2 m_b^2} = \frac{1}{2} \sqrt{(20,15)^2 \cdot 0,03^2 + (10,25)^2 \cdot 0,05^2} = \pm 0,396 \text{ м}^2,$$

где $k = \frac{1}{2}$ — постоянный коэффициент. Окончательно имеем

$$S = 206,54 \text{ м}^2 \pm 0,40 \text{ м}^2 \text{ и } \frac{m_s}{S} = \frac{0,40}{206,54} \approx \frac{1}{516}.$$

§ 5. ОЦЕНКА ТОЧНОСТИ АРИФМЕТИЧЕСКОЙ СЕРЕДИНЫ РЕЗУЛЬТАТА РАВНОТОЧНЫХ ИЗМЕРЕНИЙ

Среднюю арифметическую ошибку отдельных измерений вычисляют по формулам (III.4) и (III.8). Однако часто возникает необходимость в оценке точности арифметической середины L ряда равноточных измерений, т. е.

$$L = \frac{[l]}{n} = \frac{l_1}{n} + \frac{l_2}{n} + \frac{l_3}{n} + \dots + \frac{l_n}{n}, \quad (\text{III.19})$$

где $l_1, l_2, l_3, \dots, l_n$ измерены равноточно, т. е. с равными ошибками, когда $m_1 = m_2 = m_3 = \dots = m_n$.

Обозначив среднюю квадратическую ошибку арифметической середины $m_z = M$, на основании формулы (III.11) можно написать

$$M = \sqrt{\frac{1}{n^2} m_1^2 + \frac{1}{n^2} m_2^2 + \frac{1}{n^2} m_3^2 + \dots + \frac{1}{n^2} m_n^2} = \sqrt{\frac{1}{n} m^2},$$

где $\frac{1}{n}$ равна частной производной $\frac{\partial f}{\partial l}$,

или окончательно будем иметь, учитывая формулу (III.8),

$$M = \frac{m}{\sqrt{n}} = \sqrt{\frac{[v^2]}{n(n-1)}}. \quad (\text{III.20})$$

Пример. Длина линии измерена лентой 5 раз.
Найти L , m , m_m , M и относительную ошибку измерения.
Решение сведено в табл. III.1.

Таблица III.1

№ измерения	l , м	$v = L - l$, м	v^2 , м	Вычисления
1	211,36	-0,01	0,0001	$m = \sqrt{\frac{[v^2]}{n-1}} = \sqrt{\frac{0,0040}{4}} =$ $= \pm 0,032 \text{ м}$ $m_m = \frac{m}{\sqrt{2(n-1)}} = \pm \frac{0,032}{2,8} =$ $= \pm 0,011 \text{ м}$ $M = \frac{m}{\sqrt{n}} = \pm \frac{0,032}{2,236} = \pm 0,014 \text{ м}$
2	211,32	-0,05	0,0025	
3	211,39	+0,02	0,0004	
4	211,40	+0,03	0,0009	
5	211,38	+0,01	0,0001	
$L = 211,37$		$[v] = 0$	$[v^2] = 0,0040$	$L = 211,37 \pm 0,01 \text{ м}; \frac{M}{L} = \frac{1}{15090}$

§ 6. ПОНЯТИЕ О ВЕСЕ НЕРАВНОТОЧНЫХ ИЗМЕРЕНИЙ И ОБЩЕЙ АРИФМЕТИЧЕСКОЙ СЕРЕДИНЕ

При неравноточных измерениях какой-либо величины за окончательное (вероятное) значение уже нельзя принимать арифметическое среднее. В этих случаях необходимо учитывать степень надежности (доверия) каждого отдельного измерения, которая называется весом. Чем надежнее результат, тем меньше средняя квадратическая ошибка и тем больше его вес.

Для ряда неравноточных измерений какой-либо линии $l_1, l_2, l_3, \dots, l_n$, средние квадратические ошибки которых $m_1, m_2, m_3, \dots, m_n$, вес каждого измерения будет

$$p_1 = \frac{c_1}{m_1^2}; p_2 = \frac{c_2}{m_2^2}; p_3 = \frac{c_3}{m_3^2}, \dots, p_n = \frac{c_n}{m_n^2},$$

где c — произвольный множитель, выбранный с таким расчетом, чтобы веса получили наиболее удобное численное выражение, например, число углов хода или длина хода в километрах.

Для получения среднего значения из неравноточных результатов измерений применяется формула общей арифметической середины—

$$L_0 = \frac{l_1 p_1 + l_2 p_2 + l_3 p_3 + \dots + l_n p_n}{p_1 + p_2 + p_3 + \dots + p_n} = \frac{[lp]}{[p]}. \quad (\text{III.21})$$

Для оценки ошибок весового среднего служат формулы:

— средняя квадратическая ошибка единицы

веса (применяется для оценки качества отдельного ряда неравноточных измерений)

$$m_0 = \sqrt{\frac{[v^2 p]}{q-1}}; \quad (III.22)$$

— средняя квадратическая ошибка общей арифметической середины

$$M_0 = \sqrt{\frac{[v^2 p]}{(q-1)[p]}} = \frac{m_0}{\sqrt{[p]}}. \quad (III.23)$$

В этих формулах под v понимается отклонение отдельного среднего измерения L от весового среднего L_0 , а q — число используемых результатов измерения.

Пример. Одна и та же линия измерена в разное время три раза мерной лентой:

первый раз $L_1=244,10$ м из двух измерений,

второй раз $L_2=244,16$ м из четырех измерений,

третий раз $L_3=244,13$ м из трех измерений.

Принимая веса отдельных измерений линии равными $P_1=2$; $P_2=4$ и $P_3=3$, по формуле (III.21), получим общую арифметическую середину измерений линии

$$L_0 = \frac{244,10 \cdot 2 + 244,16 \cdot 4 + 244,13 \cdot 3}{2+4+3} = 244,15 \text{ м.}$$

Дальнейшее вычисление ошибки арифметической середины M_0 выполнено в табл. III.2.

Таблица III.2

№ изме- рения	Длина линии, м	Уклоне- ние v , см	v^2	Вес p	$v^2 p$	Вычисления
1	244,10	-5	25	2	50	$m_0 = \sqrt{\frac{[v^2 p]}{q-1}} = \sqrt{\frac{66}{2}} =$ $= \pm 5,7 \text{ см}$ $M_0 = \frac{m_0}{\sqrt{[p]}} = \frac{5,7}{\sqrt{9}} =$ $= \pm 1,9 \text{ см} \approx 0,02 \text{ м}$
2	244,16	+1	1	4	4	
3	244,13	-2	4	3	12	
$L_0 = 244,15$			$[v^2] = 30$	$[p] = 9$	$[v^2 p] = 66$	

Следовательно, $L_0 = 244,15 \pm 0,02$ м.

ГЛАВА IV

УГЛОМЕРНЫЕ ИНСТРУМЕНТЫ И ИЗМЕРЕНИЕ УГЛОВ НА МЕСТНОСТИ

§ 1. ПРИНЦИП ИЗМЕРЕНИЯ ГОРИЗОНТАЛЬНЫХ И ВЕРТИКАЛЬНЫХ УГЛОВ

При съемке местности для построения плана производятся измерения длин линий и углов между ними.

В большинстве случаев местность не бывает горизонтальной, а имеет возвышенности и впадины. Следовательно, линии, соединяющие точки местности, будут располагаться под некоторым углом к горизонтальной плоскости.

Пусть на местности имеется три точки A , B и C (рис. IV.1) с различной абсолютной высотой. Если через направления CA и CB провести отвесные плоскости Q и S , то двугранный угол между плоскостями Q и S , измеренный в горизонтальной плоскости H между линиями CA_0 и CB_0 , будет являться горизонтальным углом между наклонными направлениями CA и CB .

Мерой двугранного угла является линейный угол $\beta = \angle A_0CB_0$, называемый горизонтальным углом. Линии CA_0 и CB_0 , являющиеся проекциями линий местности на горизонтальную плоскость, называются горизонтальными проложениями линий. Вертикальные плоскости Q и S можно заменить одной, вращающейся вокруг отвесной линии VV_1 плоскостью с подвижным в ней лучом R , который направляется при измерении угла на точки.

Для определения по измеренным наклонным линиям их горизонтальных проложений необходимо знать углы наклона линий (или вертикальные углы) по отношению к плоскости горизонта.

Вертикальным, или углом наклона линии α , называется угол между направлением линии и ее проекцией на горизонтальную плоскость. Угол наклона, расположенный выше горизонтальной плоскости, считается положительным, и ему придается знак плюс ($\alpha_A > 0$), а расположенный ниже горизонтальной плоскости — отрицательным, со знаком минус ($\alpha_B < 0$).

Угол, составленный отвесной линией VV_1 , проведенной через вершину угла, с направлением линии называется зенитным расстоянием. На рис. IV.1 угол Z_a — зенитное расстояние направления CA , а угол Z_b — зенитное расстояние направления CB .

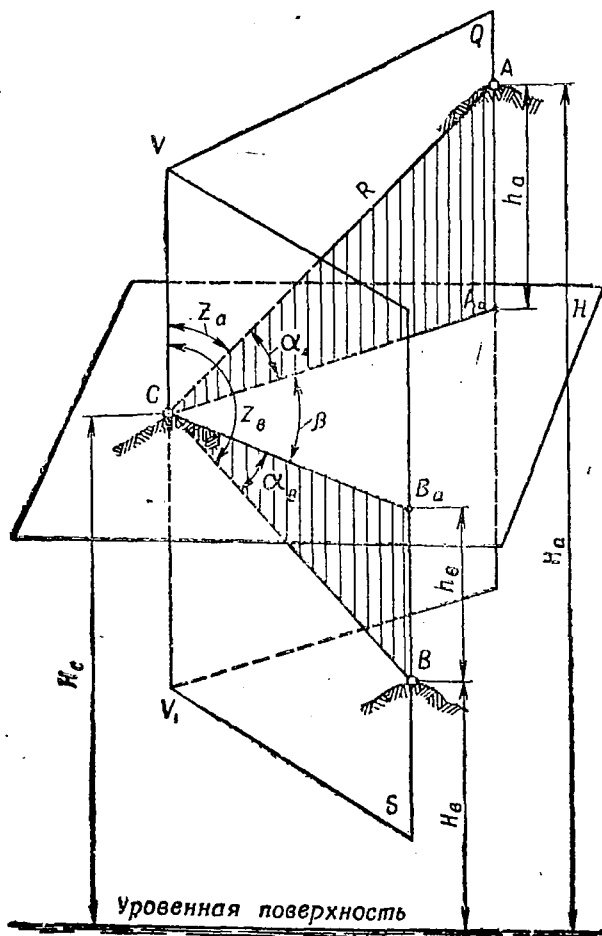


Рис. IV.1. Геометрическая схема измерения горизонтальных и вертикальных углов между линиями местности

§ 2. НАЗНАЧЕНИЕ, СХЕМА УСТРОЙСТВА, ОСНОВНЫЕ ЧАСТИ И КЛАССИФИКАЦИЯ ТЕОДОЛИТОВ

Из изложенного в § 1 принципа измерения горизонтальных и вертикальных углов следует, что угломерный инструмент должен иметь такую конструкцию, в которой была бы отвесная линия VV_1 (рис. IV.1), основная горизонтальная плоскость H и подвижная

вертикальная плоскость Q с подвижным лучом R . Этим условиям удовлетворяет угломерный инструмент, называемый теодолитом.

При съемке местности теодолитом измеряют горизонтальные и вертикальные углы, расстояния и направления магнитного азимута. При геодезическом обеспечении железнодорожного строительства теодолит является основным инструментом, с помощью которого производится разбивочные работы. На рис. IV.2 представлена принципиальная схема теодолита.

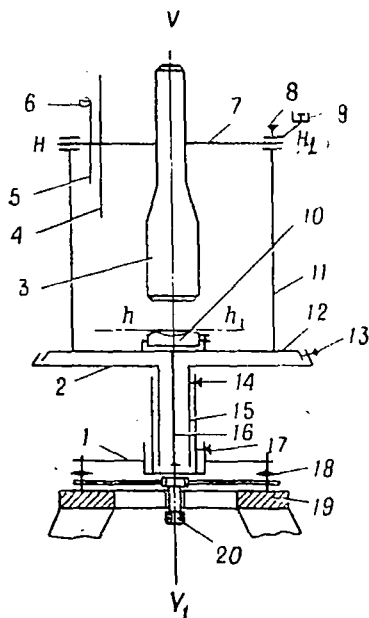


Рис. IV.2. Принципиальная схема теодолита:

1 — треножник (подставка); 2 — горизонтальный круг (лимб); 3 — зрительная труба; 4 — вертикальный круг; 5 — алидада вертикального круга; 6 — уровень при алидаде вертикального круга; 7 — горизонтальный винт зрительной трубы; 8 — закрепительный винт зрительной трубы; 9 — ориентир-буссоль; 10 — цилиндрический уровень горизонтального круга; 11 — подставка зрительной трубы; 12 — алидада горизонтального круга; 13 — закрепительный винт алидады горизонтального круга; 14 — закрепительный винт лимба; 15 — вертикальная ось горизонтального круга; 16 — вертикальная ось алидады горизонтального круга; 17 — закрепительный винт теодолита в треножнике; 18 — подъемные винты треножника; 19 — головка штатива; 20 — становой винт

В настоящее время имеется большое количество разнообразных типов теодолитов, отличающихся один от другого особенностями конструкции отдельных частей, отсчетными приспособлениями, различной точностью конечных результатов измерений, но все они создаются по одной и той же принципиальной схеме, вытекающей из принципа измерения горизонтальных и вертикальных углов.

В любом теодолите можно различить четыре основные части: треножник (подставка) 1, угломерные круги (горизонтальный 2 и вертикальный 4) и зрительная труба 3. Помимо этого, на теодолитах имеются: уровни, отсчетные приспособления, буссоль, закрепительные, микрометричные (или наводящие) и исправительные винты и другие детали.

Треножник (подставка) с тремя подъемными винтами 18 является основанием теодолита, с помощью которого теодолит закрепляется на штативе. Подъемные винты служат для приведения вертикальной оси VV_1 в отвесное положение.

Горизонтальный круг с делениями (лимб) служит для измерения горизонтальных углов. Центр лимба совмещен с отвесной линией VV_1 , проходящей через вершину измеряемого угла. При измерении углов горизонтальный круг закрепляется и выполняет роль неподвижной горизонтальной плоскости H . Внутри горизонтального круга помещена алидада 12 — круг с индексами или

шкалой. Алидада вместе с закрепленной на ней зрительной трубой при вращении вокруг вертикальной оси выполняет роль подвижной вертикальной плоскости Q . Индексы на алидаде фиксируют положение вертикальной подвижной плоскости. Алидадный круг закреплен на верхней части вертикальной оси 16, помещенной внутри полый конической оси 15 лимба. На алидадном круге расположена вся верхняя часть теодолита: подставки зрительной трубы 11, на которые опирается горизонтальная ось 7 со зрительной трубой 3, вертикальным кругом 4, алидадой вертикального круга 5 и уровнем при ней 6, а также цилиндрический уровень горизонтального круга 10 и ориентир-буссоль 9.

Зрительная труба предназначена для визирования на предметы. При вращении зрительной трубы вокруг ее горизонтальной оси HH_1 образуется проектирующая вертикальная плоскость Q , называемая коллимационной плоскостью.

При измерении горизонтальных углов вращением алидады горизонтального круга вокруг вертикальной оси VV_1 зрительная труба последовательно наводится на рассматриваемые предметы в точках B и A (рис. IV.1), при этом коллимационная плоскость проходит через стороны CB_0 и CA_0 измеряемого угла, т. е. совмещается с плоскостями S и Q . В обоих положениях с помощью индексов на алидаде делаются отсчеты по делениям лимба, который при измерениях остается неподвижен. Разность отсчетов равна величине горизонтального угла.

Вертикальный круг 4 с алидадой 5 служит для измерения углов наклона. Аналогично лимбу горизонтального круга он имеет деления в градусах, а алидада — индексы для отсчетов. Вертикальный круг жестко посажен на горизонтальную ось зрительной трубы и при вращении трубы в вертикальной плоскости вращается вместе с ней, а алидада остается неподвижной.

Классификация теодолитов. Согласно ГОСТ 10529—70, введенному с 1 января 1972 г., в СССР будут выпускаться теодолиты со стеклянными угломерными кругами, называемые оптическими. Выпуск теодолитов с металлическими угломерными кругами прекратится. Вышеуказанным стандартом предусматриваются теодолиты трех типов:

— высокоточные теодолиты Т05 и Т1 — для измерения горизонтальных углов со средними квадратическими ошибками от $\pm 0''{,}5$ до $\pm 1''{,}0$;

— точные теодолиты Т2 и Т5 — для измерения горизонтальных углов со средними квадратическими ошибками от $\pm 2''{,}0$ до $\pm 5''{,}0$;

— технические теодолиты Т15 и Т30 — для измерения углов со средними квадратическими ошибками от $\pm 15''$ до $\pm 30''$.

Теодолит Т15 создан на базе повторительного теодолита ОМТ-30, оптический, имеет односторонний для обоих лимбов шкаловый микроскоп, окуляр которого находится рядом с окуляром зрительной трубы.

Теодолит Т30 — повторительный. Помимо измерения горизонтальных и вертикальных углов может быть использован для нивелирования горизонтальным лучом и измерения расстояний нитяным дальномером и с помощью оптической дальномерной насадки ДН-10. Теодолит не имеет специального оптического отвеса, но в нем предусмотрена возможность использования зрительной трубы для центрирования прибора над точкой. Отсчетное приспособление выполнено аналогично теодолиту Т15.

По конструкции теодолиты делятся на повторительные и простые. У повторительных теодолитов лимб имеет закрепительный и наводящий винты, и он может вращаться вокруг основной оси независимо от вращения алидады. У простых теодолитов лимб жестко соединен с основанием инструмента и вращаться в горизонтальной плоскости не может.

Теодолит, имеющий вертикальный круг, устройство для измерения расстояний между точками (дальномер) и буссоль, называется теодолит-тахеометр.

§ 3. ЗРИТЕЛЬНЫЕ ТРУБЫ ГЕОДЕЗИЧЕСКИХ ИНСТРУМЕНТОВ

Для визирования на предметы теодолиты снабжены зрительными трубами, которые позволяют увеличить дальность наблюдения и повышают точность визирования.

В теодолитах и других геодезических инструментах применяются преимущественно астрономические зрительные трубы, дающие обратные, мнимые и увеличенные изображения наблюдаемых предметов.

По конструкции зрительные трубы подразделяются на трубы с внешним и внутренним фокусированием.

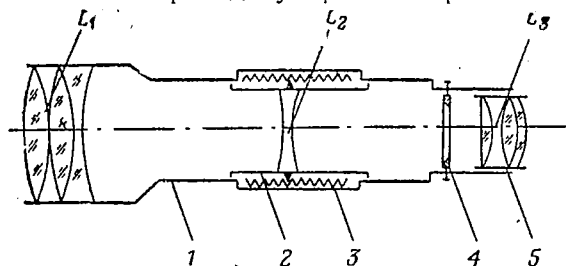
Современные геодезические инструменты снабжены зрительными трубами с внутренним фокусированием (рис. IV.3). Они конструктивно более совершенны, при одинаковом увеличении имеют меньшие размеры и постоянную длину, обладают хорошей герметичностью, меньше подвержены механическим воздействиям и дают большую точность визирования по сравнению с трубами с внешним фокусированием. Поэтому дальше рассмотрены только трубы с внутренней фокусировкой.

Зрительная труба состоит из объективного цилиндрического колена 1, в котором укреплен сложный объектив L_1 , отрицательная линза L_2 и сетка нитей 4, и окулярной трубочки 5 со сложным окуляром L_3 .

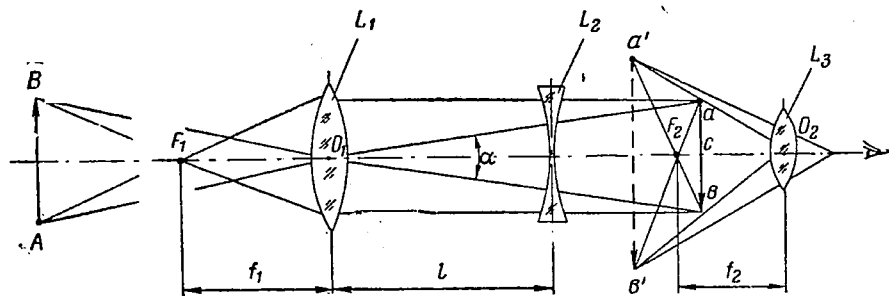
Объектив состоит из системы линз L_1 (собственно объектив) и отрицательной линзы (или системы линз) L_2 .

Линза L_2 носит название фокусирующей линзы и с помощью кремальеры 3 имеет возможность продольно перемещаться внутри трубы. Изменение положения этой линзы меняет положение фокуса объектива. На рис. IV.3, б представлен ход лучей в зрительной трубе с внутренним фокусированием.

В том месте, где получается действительное и обратное изображение предмета, даваемое объективом, помещена диафрагма 4. Диафрагма (рис. IV.4, а) представляет собой тонкую плоскопараллельную пластинку из оптического стекла, помещенную в металлическую оправу. Оправа укрепляется внутри трубы исправительными винтами, с помощью которых ее можно перемещать в двух взаимно перпендикулярных направлениях.



а



б

Рис. IV.3. Зрительная труба с внутренним фокусированием:

а — схема трубы; б — ход лучей в зрительной трубе; 1 — объективное цилиндрическое колено; 2 — кольцо фокусирующей линзы; 3 — кремальера; 4 — сетка нитей; 5 — окулярная трубочка; L_1 — линзы объектива; L_2 — фокусирующая линза; L_3 — линзы окуляра

На пластинке делительной машиной наносятся штрихи, называемые сеткой нитей. На рис. IV.4, б — ж показаны наиболее распространенные формы сеток нитей. Сетки в, д и е имеют две параллельные нити, называемые биссектором. При наведении предмет устанавливается посередине между нитями, и в этом случае наведение производится точнее, чем при одной нити.

Две крайние горизонтальные нити (черточки) называются дальними мерными и служат для определения расстояний.

Чтобы увеличить действительное изображение предмета, проектируемое на плоскость сетки нитей, в трубе имеется сложный окуляр L_3 , который устанавливается таким образом, чтобы расстояние O_2C (рис. IV.3, б) было меньше фокусного расстояния O_2F_2 . В этом случае изображение предмета $a'b'$ получится увеличенным и мнимым.

В зрительной трубе различают три оси: геометрическую, оптическую и визирную. Геометрическая ось — это прямая, являющаяся осью цилиндрического корпуса трубы. Оптическая ось — прямая, соединяющая оптические центры объектива и окуляра. Визирная ось — прямая, соединяющая оптический

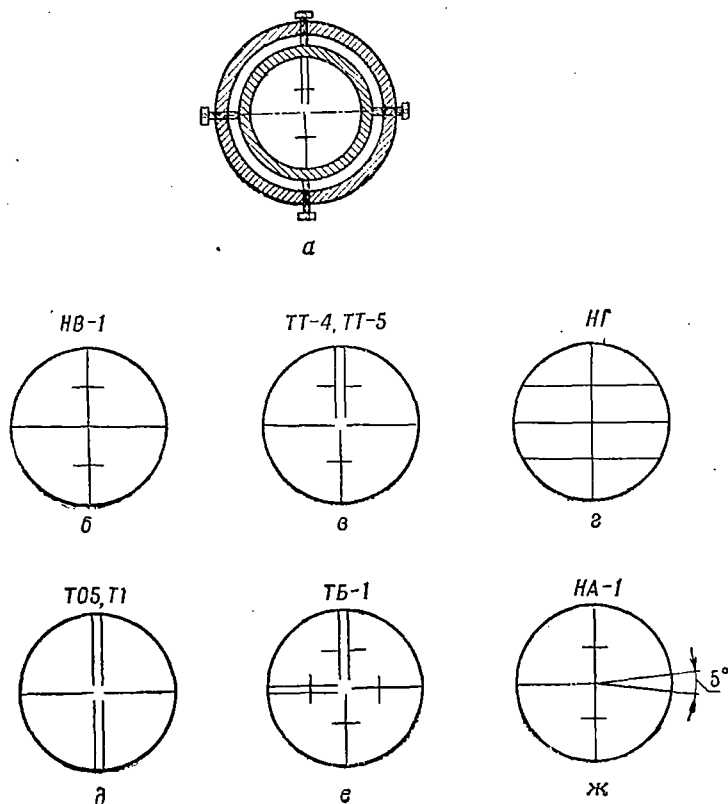


Рис. IV.4. Диафрагма зрительной трубы:
 а — закрепление диафрагмы; б — ж — виды нарезки сетки нитей на диафрагме

центр объектива с центром сетки нитей. Визирная ось при вращении трубы вокруг горизонтальной оси образует плоскость, называемую визирной, или коллимационной.

Для того чтобы при наведении трубы на предмет можно было отчетливо его видеть, необходимо установить трубу по глазу, по предмету и устранить явление параллакса.

Установить трубу по глазу наблюдателя — это значит добиться четкого изображения сетки нитей. Для этого, наведя трубу на светлый фон и вращая окулярную трубочку в ту или другую сторону, наблюдатель добивается отчетливого изображения нитей.

Чтобы при данной установке окуляра был одновременно виден и рассматриваемый предмет, необходимо, чтобы изображение $a'b'$ находилось в плоскости сетки нитей, то есть необходимо отфокусировать трубу по предмету. Фокусирование производится перемещением фокусирующей линзы в трубе с помощью кремальеры 3 (рис. IV.3, а).

При недостаточно тщательном фокусировании трубы плоскость сетки нитей неточно совпадет с плоскостью изображения и вследствие аккомодации глаза появится явление параллакса сетки нитей, которое снижает точность визирования. Параллакс проявляется в виде кажущегося смещения наблюдаемой точки относительно центра сетки нитей при перемещении глаза наблюдателя относительно окуляра. Устраняется параллакс дополнительной фокусировкой, т. е. небольшим вращением кремальеры.

Зрительные трубы характеризуются следующими основными показателями: видимым увеличением, полем зрения и яркостью изображения.

Наиболее важным техническим показателем является увеличение трубы v или отношение угла α , под которым изображение предмета видно в трубу, к углу β , под которым предмет виден невооруженным глазом (рис. IV.5).

$$v = \frac{\alpha}{\beta}. \quad (IV.1)$$

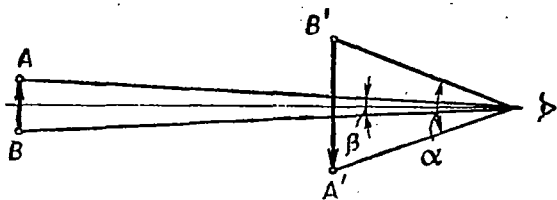


Рис. IV.5. Увеличение зрительной трубы

В практических целях с достаточной точностью увеличение трубы может быть определено как отношение фокусного расстояния объектива к фокусному расстоянию окуляра.

$$v = \frac{f_1}{f_2}. \quad (IV.2)$$

Современные геодезические инструменты снабжены зрительными трубами, имеющими увеличение в пределах от 20 до 60^x. Трубы технических теодолитов имеют увеличение около 25^x.

Полем зрения трубы называется пространство, видимое в трубу при неподвижном ее положении. Оно характеризуется углом α (рис. IV.3, б), вершина которого находится в оптическом центре объектива, а стороны опираются на диаметр ab сетки нитей.

Поле зрения зависит только от увеличения трубы и не зависит от размера объектива. Чем больше увеличение трубы, тем меньше

поле зрения. В зрительных трубах геодезических инструментов поле зрения трубы колеблется от $30'$ до 2° .

Яркостью изображения называется количество света, получаемое глазом в 1 сек на 1 мм^2 видимого изображения. Для увеличения яркости изображения в настоящее время применяется просветление оптики, т. е. нанесение на поверхность линз специальных пленок, снижающих коэффициент отражения света.

§ 4. УРОВНИ И ИХ УСТРОЙСТВО

В геодезических инструментах уровни применяются для приведения плоскостей и осей в горизонтальное или вертикальное положение, а также для контроля за положением инструмента в процессе измерений. По форме ампулы уровни подразделяются на цилиндрические и круглые (шаровые).

Цилиндрический уровень (рис. IV.6, а) представляет собой ампулу, изготовленную из специального химически стойкого стекла. Верхняя внутренняя поверхность ампулы шлифуется по дуге круга большого радиуса. Ампула заполняется этиловым спиртом или серным эфиром, нагревается и запаивается. После остывания жидкости в ампуле образуется небольшое пространство, наполненное парами заполнителя, которое называют пузырьком уровня. Ампула помещается в металлическую оправу и заливается в ней. Оправа снабжается исправительным винтом, позволяющим поднимать или опускать один из концов уровня.

На наружной поверхности ампулы через 2 мм нанесены деления. Точка 0 , расположенная в средней части ампулы и относительно которой симметрично нанесены деления, называется нульпунктом уровня, а касательная hh_1 к внутренней поверхности ампулы в нульпункте называется осью цилиндрического уровня.

Центральный угол, на который наклонится ось уровня при перемещении пузырька на одно деление ампулы, называется ценой деления уровня и обозначается буквой τ . Если пузырек отклонится от нульпункта на n делений, то ось уровня наклонится к горизонту на угол $\nu = \tau \cdot n$. Следовательно, с помощью уровня можно измерять небольшие углы наклона.

В технических теодолитах устанавливаются уровни с ценой деления от 25 до $60''$.

Для более точной установки пузырька в нульпункте и для большего удобства в работе применяются контактные уровни. Для этой цели над уровнем устанавливается система призм, через которую изображение концов пузырька передается в специальную лупу или в поле зрения трубы в виде половинок пузырька, раздвоенных в направлении оси уровня (рис. IV.6, б).

При расположении пузырька уровня в нульпункте изображения концов его видны совмещенными (в контакте), при наклоне уровня концы пузырька раздвоены,

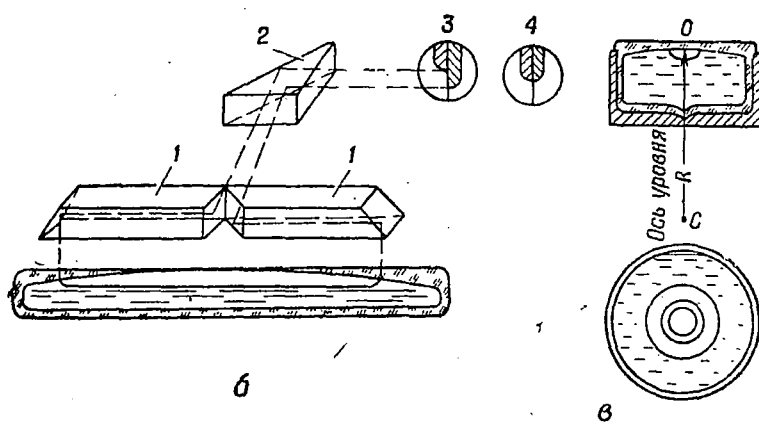
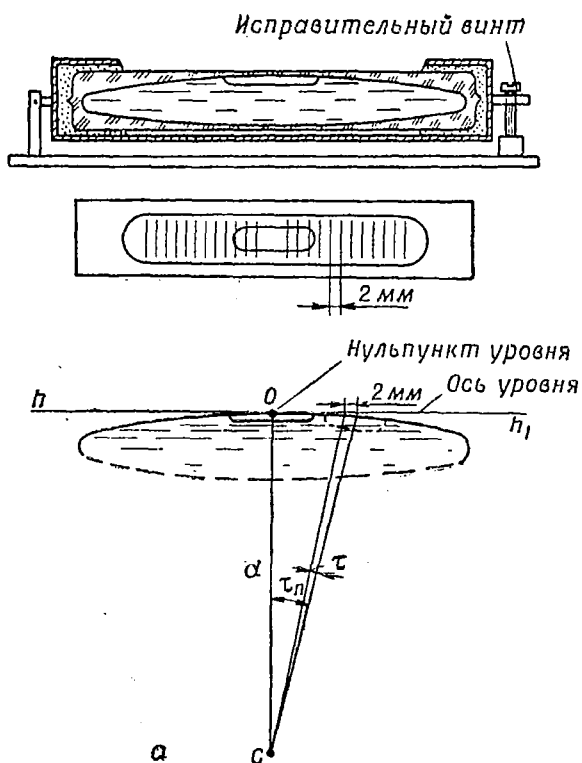


Рис. IV.6. Уровни геодезических инструментов:
 а — цилиндрический; б — контактный; в — круглый

Круглый уровень (рис. IV.6, в) состоит из стеклянной ампулы в виде цилиндрического стакана с крышкой, заполненной эфиром. За нульпункт круглого уровня принимается центр окружности, выгравированной на крышке ампулы. Ось круглого уровня вертикальна и равна радиусу внутренней шаровой поверхности крышки, проходящей через нульпункт. Круглые уровни имеют большую цену деления, поэтому они служат для приближенного приведения оси инструмента в отвесное положение.

§ 5. ЛИМБ И АЛИДАДА ТЕОДОЛИТА

Основными частями теодолита, с помощью которых производится измерение углов на местности, являются угломерные круги, изготовляемые из металла или оптического стекла.

Для измерения горизонтальных углов предназначен круг с делениями, который принято называть лимбом (или горизонтальным кругом), а углов наклона — вертикальный круг. Металлический лимб (рис. IV.7) состоит из круглого диска 1, к наружному краю которого припаяна пластинка с делениями. Штрихи на лимбе наносятся с помощью автоматической делительной машины с ошибкой не более 1—3" и подписываются по направлению хода часовой стрелки через 1, 2, 5 или 10°. Каждый градус делится штрихами на доли. Угловая величина наименьшего деления лимба называется ценой деления лимба и может быть 3, 5, 10, 20, 30' и 1°. На лимбах из оптического стекла штрихи наносятся на стекле. Для того чтобы определить цену деления лимба, необходимо взять разность между двумя соседними подписанными штрихами и разделить ее на число делений между этими наименованиями. На рис. IV.8, а цена деления лимба $T_n = \frac{5^\circ}{30} = 10'$, на рис. IV. 8, б — $T_n = \frac{1^\circ}{3} = 20'$ и рис. IV. 8, в — $T_n = \frac{10^\circ}{20} = 30'$.

Рис. IV.7. Схема горизонтального круга теодолита:

1 — лимб; 2 — алидада; 3 — треножник; 4 — верньер

Алидада 2 (рис. IV.7) горизонтального круга располагается внутри лимба (в плоскости лимба или над ним) и представляет собой круг с нанесенными двумя индексами (штрихи, отмеченные нулями), расположенными на концах одного и того же диаметра. С помощью этих индексов определяется положение алидады относительно лимба. Индексы позволяют сделать точный отсчет по лимбу лишь в том случае, когда штрих на алидаде расположится точно

лимба, необходимо взять разность между двумя соседними подписанными штрихами и разделить ее на число делений между этими наименованиями. На рис. IV.8, а цена деления лимба $T_n = \frac{5^\circ}{30} = 10'$, на рис. IV. 8, б — $T_n = \frac{1^\circ}{3} = 20'$ и рис. IV. 8, в — $T_n = \frac{10^\circ}{20} = 30'$.

Алидада 2 (рис. IV.7) горизонтального круга располагается внутри лимба (в плоскости лимба или над ним) и представляет собой круг с нанесенными двумя индексами (штрихи, отмеченные нулями), расположенными на концах одного и того же диаметра. С помощью этих индексов определяется положение алидады относительно лимба. Индексы позволяют сделать точный отсчет по лимбу лишь в том случае, когда штрих на алидаде расположится точно

против штриха на лимбе, что при отсчетах бывает редко. Для повышения точности отсчетов на алидаде помещают шкалы, которые называются верньерами.

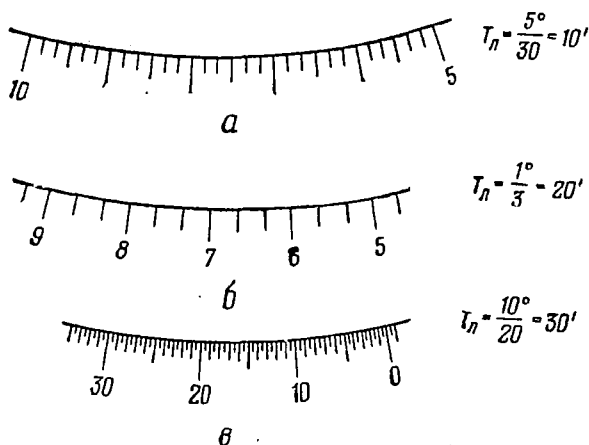


Рис. IV.8. Определение цены деления лимба

Ось вращения алидады должна точно совпадать с осью лимба. Но ввиду неизбежных конструктивных погрешностей центр лимба не совпадает с центром алидады и возникает эксцентриситет алидады.

Пусть на рис. IV.9 точка O — центр лимба, а O' — центр алидады. На алидаде имеется два верньера M и N и по ним сделаны два отсчета a и b . Если через центр лимба O провести прямую, параллельную диаметру, соединяющему нули верньеров, то отсчеты будут ошибочны на величину x (a увеличен, а b — уменьшен). Тогда верный отсчет по верньеру M $A_0 = a - x$, а по верньеру N $A_0 = b + x - 180^\circ$. Следовательно, средний из отсчетов по двум диаметрально расположенным отсчетным приспособлениям дает результат, свободный от влияния эксцентриситета алидады.

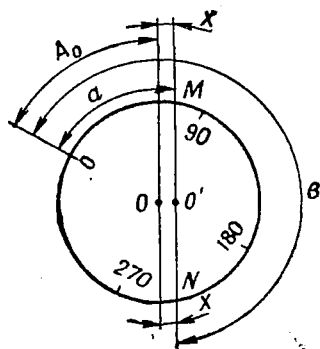


Рис. IV.9. Эксцентриситет алидады

$$A_0 = \frac{a + (b - 180^\circ)}{2}. \quad (IV.3)$$

Учитывая это, на теодолитах с металлическими кругами алидады снабжаются двумя верньерами, расположенными на концах диаметра. Отсчеты берутся: по первому верньеру — градусы и минуты,

по второму — только минуты. За окончательный отсчет принимают градусы — прочитанные по первому верньеру, а минуты — как среднее из отсчетов по двум верньерам.

§ 6. ОТСЧЕТНЫЕ ПРИСПОСОБЛЕНИЯ

Отсчетными приспособлениями у теодолитов с металлическими кругами являются верньеры, у оптических теодолитов — микроскопы с оптическими микрометрами. Отсчетные приспособления могут быть односторонние и двусторонние (два верньера). Двусторонние дают возможность делать отсчеты по диаметрально противоположным делениям лимба. В этом случае среднее значение из отсчетов будет свободно от влияния эксцентриситета алидады. Технология изготовления современных оптических теодолитов позволяет пренебречь ошибкой за эксцентриситет алидады, поэтому оптические теодолиты технической точности, как правило, снабжены односторонним отсчетным приспособлением в виде штриховых или шкаловых микроскопов, а также микроскопов с оптическими микрометрами. Отсчетные микроскопы применяются для того, чтобы различать весьма малые интервалы шкал, ширина которых измеряется десятими или сотыми долями миллиметра. Микроскопы расположены рядом с окуляром зрительной трубы.

В современных оптических инструментах посредством оптической системы, состоящей из призм и линз, в поле зрения микроскопа передается изображение штрихов лимбов горизонтального и вертикального кругов теодолита.

Простейшим отсчетным микроскопом является штриховой микроскоп или микроскоп-оценщик. В таком микроскопе (рис. IV.10, а) сетка состоит из одного штриха — индекса, по которому на глаз отсчитывают десятые доли делений по горизонтальному и вертикальному кругам. На рисунке отсчет по горизонтальному кругу (ГК) равен $34^{\circ}37'$, по вертикальному (ВК) — $359^{\circ}14'$. Микроскоп-оценщик применяется в угломерных инструментах с минутной и редко $30''$ точностью.

Шкаловые микроскопы обеспечивают большую точность отсчета. Вместо штриха-индекса здесь на сетке наносят шкалу, длина которой равняется длине одного деления лимба. Оцифровка этой шкалы направлена навстречу оцифровке шкалы лимба. Шкалу делят на n частей. Следовательно, цена деления шкалы $t = \frac{T_{\text{л}}}{n}$. Оценкой на глаз можно отсчитывать десятые доли деления шкалы, т. е. с точностью до $0,1t$.

На рис. IV.10, б показано поле зрения шкалового микроскопа. Цена деления шкал $t = \frac{T_{\text{л}}}{n} = \frac{1^{\circ}}{60} = 1'$.

Отсчет по лимбу и шкале микроскопа определяется по формуле

$$A = A^{\circ} + mt + 0,1at, \quad (\text{IV.4})$$

где A° — значение надписанного штриха в градусах на лимбе, совмещенного со шкалой микроскопа;

m — число делений от нуля пункта шкалы микроскопа до совмещенного штриха на лимбе;

t — цена деления шкалы микроскопа;

a — число десятых долей ее, определяемое на глаз.

Отсчет по горизонтальному кругу (ГК) $A = 45^\circ + 55 \cdot 1' + 0,1 \cdot 0 \cdot 1' = 45^\circ 55'$; по вертикальному (ВК) — $A = 357^\circ + 7 \cdot 1' + 0,1 \cdot 4 \cdot 1' = 357^\circ 07',4$.

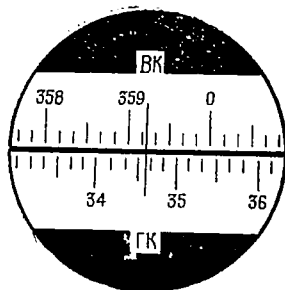
Микроскоп с оптическим микрометром является наиболее совершенным и точным отсчетным приспособлением. Он применяется в дальномерах, теодолитах и нивелирах. В угломерных инструментах применяются односторонние и двусторонние микрометры: первые — в инструментах точных и технических, вторые, свободные от ошибки эксцентриситета алидады, — в точных и высокоточных.

В теодолите ТТ-4 установлен микроскоп с односторонним (рис. IV.10, в), а в теодолите ТБ-1 — с двусторонним отсчетным приспособлением (рис. IV.10, г).

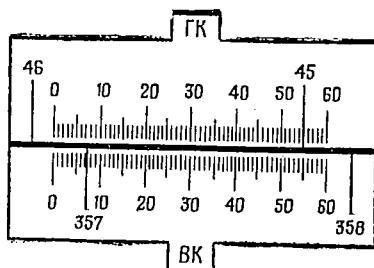
В поле зрения микроскопа с односторонним отсчетным приспособлением с помощью оптической системы передаются изображения штрихов шкал горизонтального (ГК) и вертикального (ВК) кругов и оптического микрометра. Началом отсчета по угломерным кругам является неподвижный биссектор, а для взятия отсчета по шкале оптического микроскопа нанесен штриховой индекс. Вращением маховичка оптического микрометра вводят в биссектор один из ближайших к нему штрихов того лимба, по которому производят отсчет. Затем читают число градусов и десятков минут, соответствующих штриху, введенному в биссектор, а по шкале микрометра ведут отсчет по индексу и отсчеты складываются. На рис. IV.10, в отсчет по горизонтальному кругу составляет $159^\circ 32' 50''$.

В поле зрения микроскопа с оптическим микрометром для двустороннего отсчета раздельно передаются изображения диаметрально противоположных штрихов одного из кругов. Изображение того или другого лимба вводится в поле зрения микроскопа с помощью призмы, которая передвигается вращением специального барабанчика.

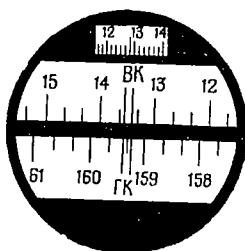
Чтобы произвести отсчет, вращением маховичка оптического микрометра совмещаются верхние и нижние штрихи лимба. Затем читают градусы и десятки минут по шкале лимба, а по шкале микрометра единицы минут, подписанные с левой стороны шкалы, и по правой стороне шкалы — десятки секунд, секунды и на глаз доли секунд. На рис. IV.10, г изображено поле зрения микроскопа теодолита ТБ-1. При положении переключателя изображений лимбов на горизонтальный круг (рис. IV.10, г I) отсчет по лимбу — $96^\circ 30'$ и по шкале микрометра $6' 20'',5$; полный отсчет $96^\circ 36' 20'',5$. Значение долей секунд часто не учитывают, так как точность отсчета иногда превышает точность измерения угла теодолитом. Отсчет по вертикальному кругу производится после поворота переключателя изображений лимбов на вертикальный круг. На рис. IV.10, г II



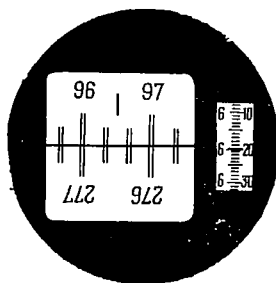
a



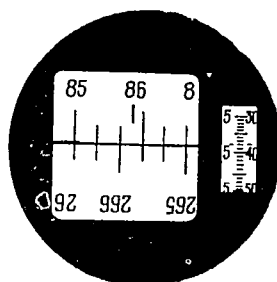
б



в



I



II

2

Рис. IV.10. Поле зрения отсчетных приспособлений оптических теодолитов:

a — штриховой микроскоп; *б* — шкаловый микроскоп; *в* — микроскоп с оптическим микрометром с односторонним отсчетным приспособлением (теодолит ТТ-4); *г* — микроскоп с оптическим микрометром для двустороннего отсчета (теодолит ТБ-1); *I* — отсчет по горизонтальному кругу; *II* — отсчет по вертикальному кругу

отсчет $85^{\circ}55'38''$. Двойные штрихи нанесены на горизонтальном круге и одинарные — на вертикальном.

На **верньере** наносят деления, число n которых на одно больше, чем число делений на дуге лимба в тех же границах, т. е. каждое деление верньера на $\frac{1}{n}$ меньше деления шкалы лимба. При передвижении шкалы верньера вдоль штрихов лимба всегда какой-либо штрих верньера будет точно совпадать со штрихом лимба и глаз наблюдателя легко обнаружит это совпадение. Номер штриха на верньере, совпадающего со штрихом на лимбе, дает искомую долю расстояния между ближайшим штрихом шкалы лимба и нулем верньера.

Для отсчета по лимбу с помощью верньера необходимо знать точность верньера t . Величина t есть разность между ценой деления лимба и ценой деления верньера, т. е.

$$t = T_{\text{л}} - T_{\text{в}}. \quad (\text{IV.5})$$

Пусть на верньере (рис. IV.11, а) будет n делений, а цена деления верньера — $T_{\text{в}}$. На лимбе дуга в тех же пределах содержит $n-1$ делений и цена делений лимба — $T_{\text{л}}$. Так как дуги верньера и лимба равны, то можно написать равенство $T_{\text{л}}(n-1) = T_{\text{в}} \cdot n$, откуда $T_{\text{л}} = n(T_{\text{л}} - T_{\text{в}})$.

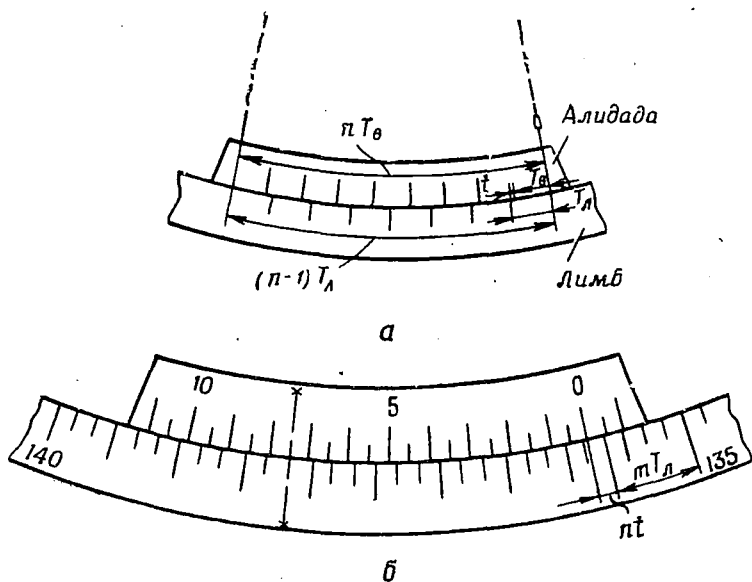


Рис. IV.11. К определению точности верньера

Подставляя в последнее равенство значение t из (IV.5), получим

$$t = \frac{T_{\text{л}}}{n}, \quad (\text{IV.6})$$

т. е. точность верньера равна частному от деления цены деления лимба на число делений верньера.

При взятии отсчетов с помощью верньера определяют значение штриха шкалы лимба, стоящего перед нулевым штрихом верньера, затем отыскивают штрих верньера, совпадающий со штрихом лимба. Номер этого штриха верньера, умноженный на точность верньера дает значение отрезка между нулем алидады и ближайшим младшим штрихом лимба (на рис. IV.11, б это расстояние обозначено nt).

Полный отсчет по угломерному кругу определяется по формуле

$$A = A^{\circ} + mT_n + nt, \quad (IV.7)$$

где A° — значение ближайшего к нулевому штриху верньера младшего надписанного штриха лимба в градусах;

m — число полных делений на лимбе между нулем верньера и младшим надписанным штрихом лимба;

n — номер совпадающего штриха верньера.

На рис. IV.11, б полный отсчет $A = 135^{\circ}40' + 7'30'' = 135^{\circ}47'30''$.

§ 7. ВЕРТИКАЛЬНЫЙ КРУГ

Центр вертикального круга совпадает с горизонтальной осью вращения зрительной трубы HH_1 (рис. IV.2), а его плоскость (при условии, что вертикальная ось вращения теодолита VV_1 отвесна)

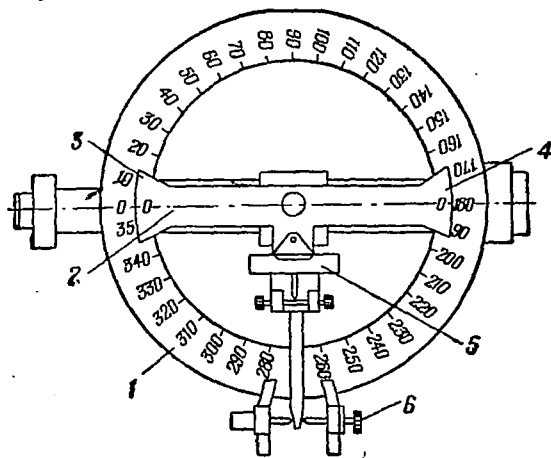


Рис. IV.12. Вертикальный круг теодолита:

1 — лимб; 2 — алидада; 3 и 4 — верньеры; 5 — цилиндрический уровень; 6 — наводящий (микрометричный) винт алидады

должна быть вертикальна. С помощью закрепительного винта вертикальный круг вместе со зрительной трубой может быть закреплен в любом положении, а точная установка при наведении трубы на предмет осуществляется установочным (микрометричным) винтом трубы.

У теодолитов с металлическими кругами алидада вертикального круга свободно посажена на горизонтальной оси зрительной трубы и при вращении вертикального круга остается неподвижной. Положение алидады контролируется по прикрепленному к ней цилиндрическому уровню 5 (рис. IV.12). Перед отсчетом по вертикальному кругу пузырек уровня должен быть приведен в нульпункт. Это делается микрометрическим винтом 6 алидады, укрепленным на подставке зрительной трубы.

Оцифровка делений вертикального круга может быть различной. Наибольшее распространение получила оцифровка от 0 до 360° через каждые 10° по ходу часовой стрелки. Отсчеты, взятые по двум верньерам, отличаются один от другого на 180°. В этом случае градусы отсчитываются по верньеру, расположенному ближе к окуляру трубы, а минуты — по обоим верньерам и принимается их среднее значение.

§ 8. ТЕОДОЛИТЫ ТТ-4 И ТТ-5

Теодолит ТТ-4 (рис. IV.13) оптический, повторительный, средней точности, с оптическим микрометром и микроскопом для отсчета по одной стороне горизонтального и вертикального стеклянных кругов. Точность отсчета по кругам $\pm 5''$. Сравнительно небольшая масса инструмента, высокая точность, малые размеры и герметичность наиболее чувствительных его деталей позволяют использовать теодолит в железнодорожном строительстве и при восстановлении железных дорог в труднодоступных районах и в районах с суровыми климатическими условиями. Температурный диапазон безотказной работы теодолита от -40 до $+50^\circ \text{C}$.

Треножник (подставка) 25 имеет оптический отвес 18 (оптический центрир), предназначенный для центрирования теодолита над вершиной измеряемого угла.

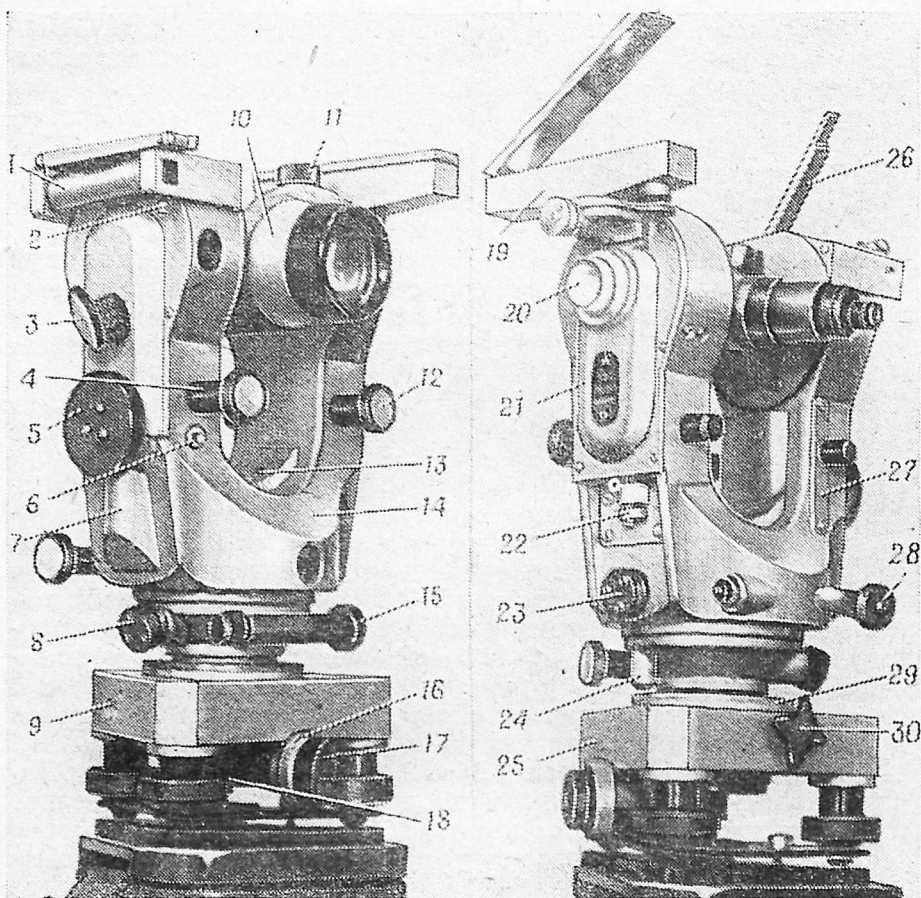
Зрительная труба с увеличением 25 \times ,2 имеет просветленную оптику и внутреннюю фокусировку. Труба жестко соединена с горизонтальной осью, опирающейся на две подставки, укрепленные на алидадной части горизонтального круга.

Поле зрения трубы — $1^\circ 25'$. Фокусное расстояние объектива трубы $f_1 = 200$ мм, предел фокусировки зрительной трубы от 2 м до ∞ .

Для получения четкого изображения сначала вращением кольца 17 устанавливают окуляр по глазу на резкую видимость штрихов сетки, а затем вращением кремальеры 16 добиваются четкого изображения точки.

Угломерные круги представляют собой кольца из оптического стекла. На плоскостях кругов нанесены шкалы с ценой деления 20' и оцифровкой через 1° от 0 до 359°.

Конструкция узла вертикальной оси вращения теодолита позволяет осуществлять грубое и микрометрическое вращение колонки 14, которая служит алидадной частью горизонтального круга, при неподвижном горизонтальном круге, а также грубое и микрометрическое вращение колонки совместно с горизонтальным кругом.



a

b

Рис. IV.13. Теодолит ТТ-4:

a — вид со стороны маховика оптического микрометра; *b* — вид со стороны зажимного винта алидады горизонтального круга; 1 — цилиндрический уровень при алидаде вертикального круга; 2 — исправительный винт уровня; 3 — зеркало для освещения горизонтального и вертикального кругов; 4 — установочный винт уровня при алидаде вертикального круга; 5 — маховичок оптического микрометра; 6 — гнездо для штупсельной ножки; 7 — щиток, прикрывающий объектив микроскопа горизонтального круга; 8 — закрепительный винт горизонтального круга; 9 — штупсельная розетка; 10 — зрительная труба; 11 — закрепительный винт зрительной трубы; 12 — наводящий (микрометренный) винт зрительной трубы; 13 — цилиндрический уровень при алидаде горизонтального круга; 14 — корпус (колонка) алидадной части инструмента; 15 — наводящий винт горизонтального круга; 16 — кольцо кремальеры для фокусирования оптического отвеса по предмету; 17 — кольцо для фокусирования сетки нитей оптического отвеса; 18 — оптический отвес; 19 — ориентир-бусоль; 20 — реостат; 21 — подставка зрительной трубы; 22 — исправительный винт уровня при алидаде горизонтального круга; 23 — закрепительный винт алидады горизонтального круга; 24 — пружинный контакт; 25 — треножник (подставка); 26 — откидывающееся зеркало; 27 — щиток, прикрывающий объектив микроскопа вертикального круга; 28 — наводящий винт алидады горизонтального круга; 29 — контактирующее кольцо; 30 — закрепительный винт теодолита в треножнике

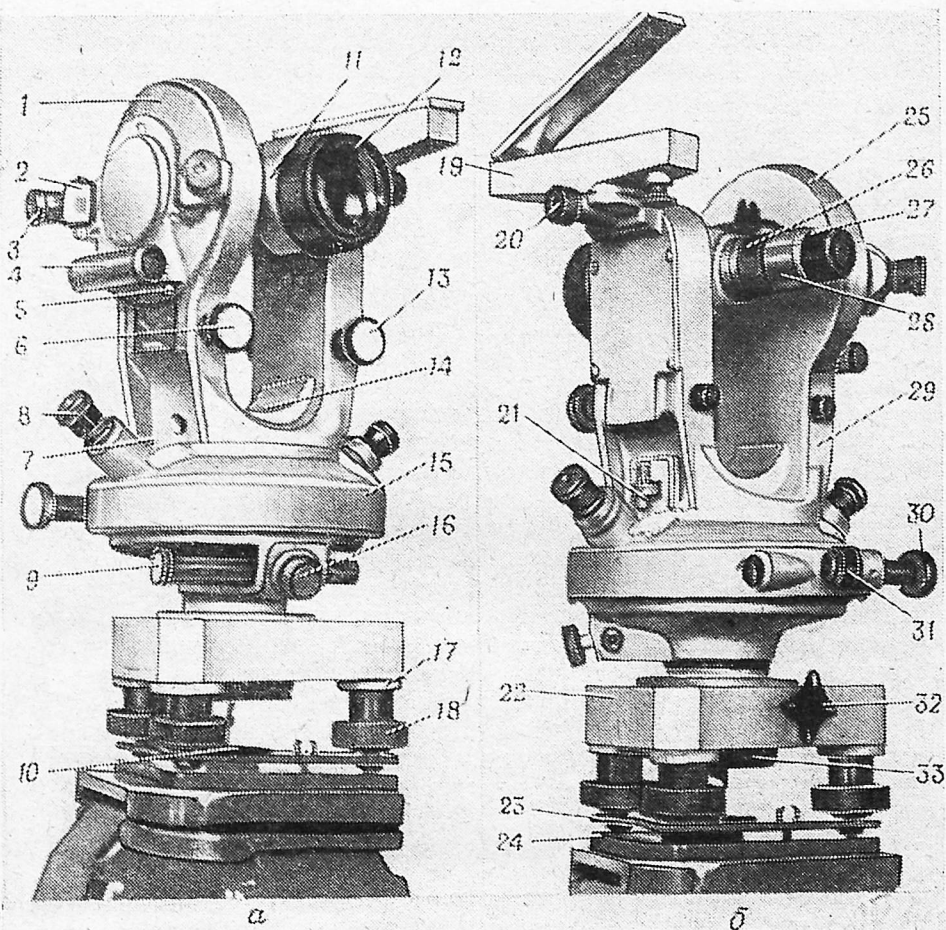


Рис. IV.14. Теодолит ТТ-5:

а — вид со стороны вертикального круга; *б* — вид со стороны ориентир-буссоли; 1 — кожух вертикального круга; 2 — окно для освещения лимба вертикального круга; 3 — лупы для отсчетов по лимбу вертикального круга; 4 — уровень при алидаде вертикального круга; 5 — исправительные винты уровня; 6 — установочный винт уровня при алидаде вертикального круга; 7 — окно для освещения лимба горизонтального круга; 8 — лупы для отсчетов по лимбу горизонтального круга; 9 — наводящий (микрометричный) винт лимба горизонтального круга; 10 — втулка для станového винта; 11 — закрепительный винт зрительной трубы; 12 — оправка объектива; 13 — наводящий винт зрительной трубы; 14 — уровень при алидаде горизонтального круга; 15 — кожух горизонтального круга; 16 — закрепительный винт горизонтального круга; 17 — гайка для регулирования подъемных винтов; 18 — подъемные винты треножника; 19 — ориентир-буссоль; 20 — винт крепления ориентир-буссоли; 21 — исправительный винт уровня при алидаде горизонтального круга; 22 — треножник (подставка); 23 — пружинная пластина соединительной подставки; 24 — соединительная подставка; 25 — кожух вертикального круга; 26 — кольцо кремальеры; 27 — кольцо для фокусирования сетки нитей; 28 — предохранительный колпачок; 29 — подставка зрительной трубы; 30 — наводящий винт алидады горизонтального круга; 31 — закрепительный винт алидады горизонтального круга; 32 — закрепительный винт теодолита в треножнике; 33 — шайба с крючком для нитяного отвеса

Для грубого вращения колонки при неподвижном круге зажимным винтом 8 закрепляют горизонтальный круг и освобождают закрепительный винт 23 алидады. Микрометренное вращение алидады при неподвижном круге производят винтом 28 при завернутом закрепительном винте 23. Для грубого вращения колонки совместно с горизонтальным кругом поворотом головки винта 23 соединяют алидаду с горизонтальным кругом, а поворотом головки винта 8 освобождают горизонтальный круг. Микрометренное вращение колонки совместно с горизонтальным кругом производится винтом 15 после закрепления горизонтального круга и колонки винтами 8 и 23.

Ось вращения инструмента приводится в отвесное положение по цилиндрическому уровню 13. Цена деления уровня 35—55".

Вертикальный круг, закрытый оправой, укреплен на горизонтальной оси вращения трубы. Диаметр круга, соединяющий штрихи 90—270°, расположен параллельно визирной оси трубы. Штрих 90° находится со стороны окуляра.

Изображения угломерных кругов и шкалы микрометра рассматриваются с помощью отсчетного микроскопа с односторонним отсчетным приспособлением. Увеличение отсчетного микроскопа вертикального круга 31,^{х7} и горизонтального круга 24,^{х9}.

Теодолит ТТ-5 (рис. IV.14) повторительный, с металлическими угломерными кругами, 30-секундной точности. В настоящее время находит широкое применение в практике железнодорожного строительства. Принципиальная схема и основные части теодолита аналогичны теодолиту ТТ-4. Отсчетными приспособлениями угломерных кругов являются верньеры. Центрирование инструмента над вершиной измеряемого угла осуществляется с помощью нитяного отвеса, укрепляемого на крюке треножника подставки.

§ 9. ПОВЕРКИ И ЮСТИРОВКА ТЕОДОЛИТОВ

Теодолит должен удовлетворять определенным геометрическим и оптико-механическим условиям. Наличие этих условий устанавливается поверками, и, если обнаруживается, что какое-либо условие не выполняется, производят юстировку (регулировку) инструмента.

Поверки бывают приемочные, которые производятся при получении инструмента со склада, и полевые, выполняемые перед производством работ.

При приемке инструмента убеждаются, что инструмент не имеет механических повреждений. Проверяется плавность вращения лимба, алидады, зрительной трубы, исправность подъемных, зажимных и наводящих винтов, отсчетных приспособлений, уровней, проверяются оптические качества зрительной трубы, четкость делений угломерных кругов и верньеров. Обнаруженные неисправности устраняются в оптико-механических мастерских.

Полевые поверки производятся в целях выявления нарушения геометрических условий, вытекающих из принципиальной схемы из-

мерения горизонтального угла, которым должен удовлетворять теодолит.

Для теодолита ТТ-4 выполняются пять полевых поверок.

Первая поверка. *Ось цилиндрического уровня при алидаде горизонтального круга должна быть перпендикулярна к вертикальной оси вращения инструмента.* Соблюдение этого условия позволяет с помощью уровня приводить вертикальную ось инструмента в отвесное положение.

Поверка выполняется следующим образом. Поворотом алидады горизонтального круга уровень при ней устанавливают параллельно двум подъемным винтам треножника-подставки и, вращая их в противоположные стороны, устанавливают пузырек уровня в нульпункт. Поворачивают алидадный круг на 180° . Если пузырек уровня остался в нульпункте, то условие выполнено. Если он отклонился от нульпункта на n делений, то исправительным винтом уровня перемещают его по направлению к нульпункту на половину дуги отклонения, т. е. на $\frac{n}{2}$ делений ампулы, а вторую половину отклонения устраняют подъемными винтами треножника.

Произведя юстировку уровня, приводят основную ось инструмента в отвесное положение (нивелируют инструмент), для чего снова устанавливают уровень по направлению двух подъемных винтов и, действуя ими, приводят пузырек в нульпункт. Поворачивают алидаду на 90° , и пузырек снова приводят на середину третьим подъемным винтом. После этого пузырек уровня должен оставаться в нульпункте при любом положении алидады. Точная установка уровня достигается в несколько приемов.

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

Если визирная ось перпендикулярна к оси вращения зрительной трубы, то при вращении трубы она образует отвесную коллимационную плоскость. Если центр сетки нитей смещен с геометрической оси трубы, то при вращении трубы визирная ось отклонится от плоскости zz на угол C и образует две конические поверхности с общей вершиной O на оси вращения трубы HH_1 (рис. IV.15, а). Угол C между фактическим положением визирной оси z_1z_2 и положением zz , которое оно должно занимать в исправном инструменте, называется коллимационной ошибкой.

При поверке теодолит устанавливают для наблюдения, наводят трубу на удаленную, хорошо видимую точку, расположенную примерно на горизонте инструмента, и при положении «круг право» берут отсчет по лимбу (КП). Повернув трубу на 180° вокруг горизонтальной оси (*через зенит*), визируют на ту же точку и берут отсчет при КЛ. При отсутствии коллимационной ошибки разность отсчетов по горизонтальному кругу при КП и КЛ равна $\pm 180^\circ$ или $КП - КЛ = \pm 180^\circ$.

Если визирная ось не перпендикулярна к оси вращения трубы и составляет с ней угол C , равный величине коллимационной ошибки, то отсчет, соответствующий положению оси $H_1H'_1$ будет a_1 . По-

сле поворота алидады на 180° и перевода трубы через зенит ось вращения трубы займет положение $H_2H'_2$, а отсчет будет равен a_2 . Разность между отсчетами составит угол H'_2OH_1 , равный $a_2 - a_1 = 2C$, т. е. двойной коллимационной ошибке. Верное положение оси вращения будет соответствовать биссектрисе угла H'_2OH_1 .

Коллимационная ошибка в теодолитах ТТ-4 определяется следующим образом:

— при КП трубу наводят на удаленную точку и берут отсчет $КП_1$;

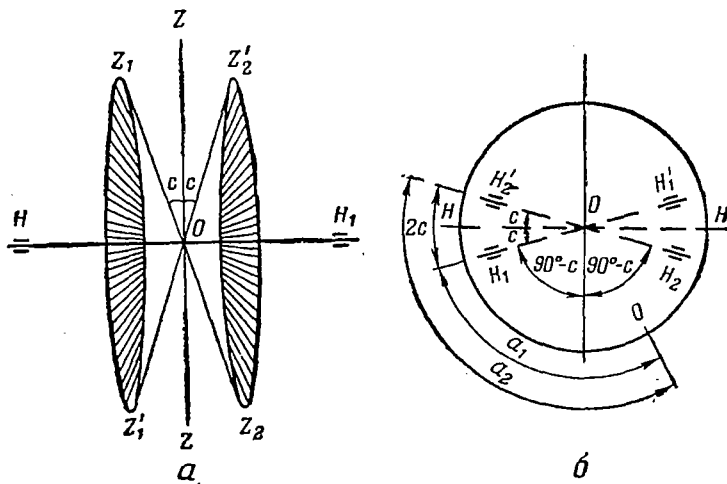


Рис. IV.15. Определение коллимационной ошибки:

a — коллимационные плоскости при перпендикулярности визирной оси к оси вращения зрительной трубы ZZ' и при нарушении этого условия $Z_1Z_2, Z'_1Z'_2$; b — схема проверки перпендикулярности визирной оси к оси вращения трубы

— переводят трубу через зенит и, повернув алидаду на 180° , наводят трубу на ту же точку и делают отсчет $КЛ_1$;

— ослабив винт треножника, поворачивают теодолит примерно на 180° и снова закрепляют винт на треножнике;

— поворачивая алидаду горизонтального круга при $КЛ$, наводят трубу на ранее выбранную точку и берут отсчет $КЛ_2$;

— перевернув трубу через зенит, вновь наводят трубу на точку и берут отсчет $КП_2$.

Затем вычисляют величину двойной коллимационной ошибки по формуле

$$2C = \frac{(КП_1 - КЛ_1 \pm 180^\circ) + (КП_2 - КЛ_2 \pm 180^\circ)}{2}. \quad (IV.8)$$

Коллимационная ошибка допустима, если она не превышает двойной точности теодолита. Если в теодолитах ТТ-4 $2C > 1'$, то ее устраняют в следующем порядке.

Микрометренным винтом алидады устанавливают по горизонтальному кругу отсчет, определяемый по формуле

$$КП = КП_2 + С. \quad (IV.9)$$

При этом алидада повернется на угол C , а изображение точки в поле зрения трубы отклонится от центра сетки нитей. Для совмещения изображения с центром сетки нитей ослабляют вертикальные юстировочные винты сетки, а боковыми исправительными винтами передвигают ее до совмещения центра сетки с точкой. После юстировки поверку следует повторить.

Третья поверка. *Горизонтальная ось вращения трубы должна быть перпендикулярна к вертикальной оси инструмента.*

Установив теодолит, наводят центр сетки нитей зрительной трубы на высокую точку. Закрепляют алидаду, переводят трубу вниз и отмечают точку, изображение которой совпадает с перекрестием сетки нитей. Повернув трубу через зенит, вновь наводят перекрестие сетки на верхнюю точку и, закрепив алидаду, снова переводят трубу вниз. Если ранее отмеченная точка не выходит за пределы биссектора сетки, то условие выполнено.

В современных теодолитах подставки трубы не имеют исправительных винтов, поэтому наклон оси может быть устранен только в мастерских.

Четвертая поверка. *Вертикальная нить (биссектор нити) сетки должна быть перпендикулярна горизонтальной оси вращения трубы.*

Для поверки этого условия теодолит тщательно нивелируют и наводят пересечение нитей сетки на ясно видимую точку. Вращая зрительную трубу микрометренным винтом вокруг горизонтальной оси вверх и вниз, следят за изображением точки. Если изображение точки остается на вертикальной нити, условие выполнено. В противном случае снимают предохранительный колпачок с сетки нитей и, ослабив четыре торцевых винта, поворачивают окулярную часть трубы так, чтобы условие было выполнено. После юстировки закрепляют винты и поверку повторяют.

Пятая поверка. *При горизонтальном положении лимба горизонтального круга визирная ось оптического отвеса должна совпадать с вертикальной осью вращения теодолита.*

На расстоянии 2—3 м от теодолита вбивают колышек с гвоздем и наводят на него трубу. Не изменяя наклона зрительной трубы, поворачивают теодолит вокруг вертикальной оси точно на 180° и в точке пересечения визирной оси с местностью также забивают колышек с гвоздем. По гвоздям натягивают тонкую нить.

Аналогично проводят наблюдения в направлении, перпендикулярном натянутой нити, и натягивают вторую нить. Если изображение перекрестия натянутых нитей не совпадает с перекрестием сетки центрира более чем на 2 мм, положение сетки нитей отвеса изменяют исправительными винтами, расположенными под крышкой кольца кремальеры отвеса.

Первую и вторую проверки необходимо производить ежедневно перед началом измерений в полевых условиях, а остальные — периодически (один раз в неделю).

Полевые поверки теодолитов с металлическими угломерными кругами проводятся аналогично поверкам теодолита ТТ-4.

Теодолит ТТ-5 имеет четыре поверки. Величина коллимационной ошибки для ТТ-5 определяется по формуле

$$C = \frac{КЛ - КП + 180^\circ}{2}. \quad (IV.10)$$

Если коллимационная ошибка превышает двойную точность верньера, производят юстировку, для чего вычисляют правильный отсчет по формуле

$$КЛ = \frac{КЛ + КП + 180^\circ}{2} \quad (IV.11)$$

и микрометрическим винтом устанавливают его на лимбе ГК. В дальнейшем поступают аналогично тому, как устраняется коллимационная ошибка в теодолите ТТ-4.

§ 10. ПРАВИЛА ОБРАЩЕНИЯ С ТЕОДОЛИТОМ

Геодезические инструменты могут обеспечить точность измерений, на которую они рассчитаны, только при условии внимательного и умелого обращения с ними и тщательного ухода за ними. Основные правила обращения и ухода заключаются в следующем.

Теодолит, вынутый из футляра и поставленный на головку штатива, должен быть немедленно закреплен на штативе станковым винтом. Отнимать руку от инструмента можно только после того, как он привинчен к головке штатива.

При установке инструмента над точкой штатив укрепляют на земле путем плавного нажатия на упоры наконечников ног. При центрировании инструмента и приведении его в горизонтальное положение нужно несколько ослабить становой винт, чтобы уменьшить давление на резьбу подъемных винтов, а затем вновь закрепить его.

Подвижные части теодолита должны перемещаться плавно, без заметных усилий. Алидадную часть поворачивают, придерживая ее руками за корпус, а зрительную трубу — за предохранительный колпачок на окулярной части трубы.

Во время работы необходимо следить, чтобы у подъемных и наводящих винтов использовалась средняя часть нарезки и не вывинчивать их на всю длину.

От непосредственного воздействия солнечных лучей во время работы теодолит защищают зонтом, а при небольших перерывах и кратковременном дожде — чехлом; при длительном дожде инструмент укладывают в футляр и убирают в сухое место.

По окончании измерений теодолит протирают чистой байковой салфеткой. Если во время работы теодолит подвергался атмосфер-

ным осадкам или находился в условиях избыточной влажности воздуха, то вначале необходимо инструмент просушить при обычной комнатной температуре, а затем протереть.

После работы при отрицательных температурах при внесении в теплое помещение теодолиту, упакованному в футляре, дают возможность принять температуру окружающего воздуха и протирают не ранее чем через 2 ч после внесения в помещение.

При выносе теодолита из теплого помещения на мороз рекомендуется в течение 20—30 мин не вынимать его из футляра.

Наружные поверхности оптических деталей следует протирать особенно осторожно чистой мягкой салфеткой. Внутренние поверхности линз протираются ватным тампоном, смоченным в чистом этиловом спирте или эфире. При отсутствии такой возможности протирать оптику запрещается.

Ориентир-буссоль нельзя располагать вблизи металлических предметов; следует оберегать ее от сотрясений и в транспортном положении закреплять стрелку.

Хранить теодолит необходимо в футляре, в сухом отапливаемом помещении при постоянной температуре (не менее $+10^{\circ}$).

Переносить теодолит, укрепленный на штативе, на руках можно на расстояние до 1 км в вертикальном положении, соблюдая следующие условия:

— перед переноской инструмента на следующую точку снимается и укладывается в специальный пенал на ноге штатива нитяной отвес, на объектив надевается крышка, зрительная труба устанавливается объективом вниз и закрепляется, ориентир-буссоль снимается и укладывается в футляр, все зажимные винты заворачиваются и на теодолит надевается чехол;

— ножки штатива сдвигаются и стягиваются ремешком;

— при переноске необходимо следить за тем, чтобы не задеть теодолитом за какие-либо предметы (ветки деревьев и пр.).

При транспортировке на автомобиле на небольшие расстояния теодолит держат в руках. При транспортировке на большие расстояния инструмент упаковывают в ящик и располагают в передней части кузова.

§ 11. ИЗМЕРЕНИЕ ГОРИЗОНТАЛЬНЫХ УГЛОВ

Для измерения горизонтального угла теодолитом необходимо произвести следующие действия:

— установить теодолит над вершиной измеряемого угла и произвести его центрирование (установить его так, чтобы вертикальная ось инструмента проходила через вершину измеряемого угла) и нивелирование (привести вертикальную ось в отвесное положение);

— установить зрительную трубу для визирования и поочередно навести ее на вешки, установленные на концах линий, между которыми должен быть измерен угол;

— при каждом наведении трубы на вешку произвести отсчеты по лимбу и записать их в журнал измерения углов;

— вычислить значение измеряемого угла.

Горизонтальные углы измеряются способом приемов, способом повторений и способом круговых приемов.

Способ приемов. В технических теодолитах надписи делений на лимбе возрастают по ходу часовой стрелки, следовательно, правый угол между двумя направлениями равен отсчету на заднюю точку минус отсчет на переднюю точку. Для измерения горизонтального угла β_2 (рис. IV.16) теодолит устанавливают над вер-

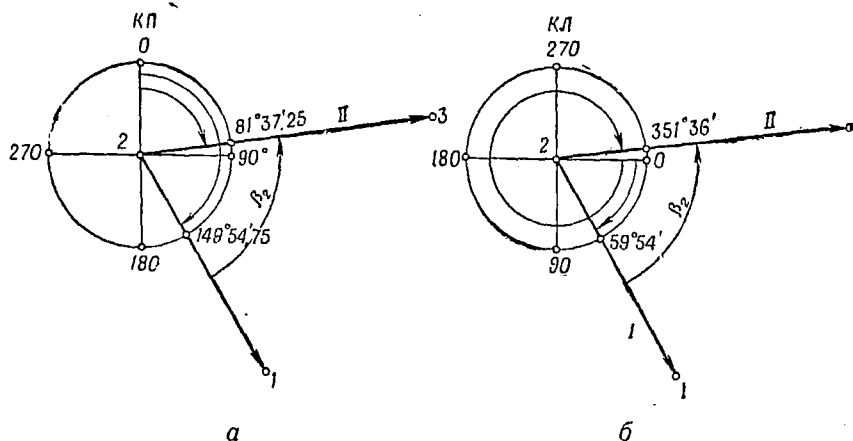
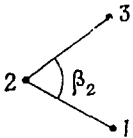


Рис. IV.16. Измерение горизонтального угла способом приемов:

а — первый полуприем-измерение угла при круге право (КП); б — второй полуприем-измерение угла при круге лево (КЛ)

шинной угла 2, приводят в рабочее положение II, закрепив лимб, наводят трубу при круге право (КП) на вешку, установленную в точке 1 (заднюю точку). Приближенное наведение трубы делают визируя глазом поверх трубы. Когда вешка появится в поле зрения трубы, закрепляют винты алидады и трубы и микрометрическими винтами добиваются совмещения центра сетки нитей с основанием вешки. Работа микрометрическими винтами трубы и алидады должна заканчиваться положительным вращением их (на ввинчивание). Затем делают отсчет по двум верньерам или отсчетному микроскопу и записывают их в журнал (табл. IV.1). После этого, открепив алидаду и трубу, при неподвижном лимбе наводят трубу на вешку в точке 3 и снова делают отсчеты по лимбу. Разность отсчетов даст значение измеренного угла при КП. Если отсчет на заднюю точку будет меньше, чем отсчет на переднюю, то к первому отсчету прибавляют 360° . Такое измерение угла называется полуприемом. Для контроля и исключения инструментальных ошибок угол измеряют вторым полуприемом при круге лево (КЛ). Для этого переводят трубу через зенит, открепляют лимб, поворачивают его примерно на 90° и снова закрепляют. Затем, соблюдая ту же последовательность действий, измеряют угол (вторым полуприемом) и по-

Журнал измерения углов способом приемов теодолитами с металлическими угломерными кругами

№ точки	Отсчеты по верньерам			Среднее из отсчетов		Величина угла		Средняя величина угла		Румб (азимут) линии	Угол наклона линии	Длина линии		Абрис	Примечание	
	стоянки визирувания	I		II		°	'	°	'			измеренная, м	исправленная за наклон, м			
		°	'	'	''											°
2	КП			149	54,75	68	17,5	68	17,75	$r_{2-1} = \text{ЮВ: } 43^{\circ}02'$	$\alpha_{2-1} = 4^{\circ}15'$	$D_{2-1} = 254,60$	$d_{2-1} = 252,96$			
	1	149	54,5													55,0
	3	81	37,0	37,5	81	37,25										
	КЛ			59	54	68	18,0	68	18,0	$r_{2-3} = \text{СВ: } 68^{\circ}40'$	—	$D_{2-3} = 236,46$	$d_{2-3} = 236,46$			$ \begin{array}{r} + 59^{\circ}54' \\ + 360^{\circ}00' \\ \hline - 419^{\circ}54' \\ - 351^{\circ}36' \\ \hline 68^{\circ}18' \end{array} $
	1	59	54													
	3	351	36	36	351	36										

Примечание. В журнале измерения углов оптическими теодолитами, где отсчетным приспособлением является микроскоп, вводится графа — отсчеты по микроскопу (градусы, минуты, секунды), графы же „отсчеты по верньерам“ и „средние из отсчетов“ исключаются.

лучают второе значение угла. Два полуприема составляют один полный прием. Если значение угла, измеренного при КП и КЛ, отличается не более чем на двойную точность верньера ($2t$) или микроскопа, то за окончательное значение принимается среднее арифметическое из результатов, измеренных в полуприемах. Если разница превышает $2t$, то это значит, что в измерение вкралась ошибка и измерение необходимо повторить.

Если угол должен быть измерен с большей точностью, а теодолит имеет отсчетные приспособления малой точности, то для уменьшения влияния ошибки отсчетов применяется способ повторений. Сущность способа заключается в том, что вначале угол измеряют n раз при одном положении вертикального круга; а затем такое же количество раз при другом положении. Измерение производится при строгом соблюдении такой последовательности действий:

— при КП совмещают нуль лимба и алидады; закрепив алидаду, открепляют винт лимба, зрительную трубу наводят на левую вешку и записывают отсчет (отсчет равен или близок к нулю) (см. табл. IV.2);

— при закрепленном лимбе, открепив алидаду, визируют на правую точку и записывают в журнал (в скобках) отсчет для контроля (разность отсчетов на правую и левую вешку даст приближенное значение измеренного угла);

— закрепив алидаду, открепляют лимб и поворотом против хода часовой стрелки снова визируют на левую точку, но отсчета не берут;

— при закрепленном лимбе открепляют алидаду и визируют на правую точку.

Описанные действия составляют один полуприем. Полуприемы повторяют n раз. Обычно повторение назначается не менее трех раз.

Заканчивается измерение визированием на правую точку и отсчетами по обоим верньерам, которые записываются в журнал. Как видно, при n измерений угла отсчеты делаются только два раза — в начале и конце измерений.

Величина измеряемого угла вычисляется по формуле

$$\beta = \frac{b-a}{n}, \quad (\text{IV.10})$$

где a — начальный отсчет на левую точку;

b — последний отсчет на правую точку;

n — количество повторений.

После измерения угла первым полуприемом при КП производят измерение вторым полуприемом при КЛ тем же числом повторений n . При КЛ вначале визируют на правую точку и снимают отсчет, затем, открепив алидаду, вращением против часовой стрелки визируют на левую точку; отсчета не делают. Закрепив алидаду, открепляют лимб и снова визируют на правую точку, повторяя эти действия n раз. Второй полуприем заканчивается визированием и отсчетами на левую точку.

Журнал измерения углов способом повторения теодолитом с металлическими угломерными кругами

Станции	Точки визирования	Число повторений	Отсчеты						n-кратный угол		Угол		Среднее значение угла		Примечание
			I верньер		II верньер		Среднее из отсчета								
			о	'	''	''	''	''	о	'	о	'	о	'	
2	1	1	0	0,0	0,0	0	0,0	205	25,5	68	28,5	68	28,5	$\frac{205^{\circ}25,5}{3} = 68^{\circ}28,5$	
	3		(68	28,5	28,0)	68	28,25								
	3		205	25,5	25,5	205	25,5								
	3	25	25,5	25,5	25	25,5									
	1	3	230	50,5	51,5	230	51,0	205	25,5	68	28,5				

Способ круговых приемов применяется при точных работах, например, в триангуляции для измерения нескольких углов, имеющих общую вершину. Сущность способа состоит в следующем. Установив теодолит над точкой и приняв одно из направлений за исходное, последовательно визируют на все направления по ходу часовой стрелки и производят отсчеты. Последнее наведение делают на начальное направление. Эти действия составляют первый полуприем. Полный прием состоит из двух полуприемов. Перед вторым полуприемом лимб смещают примерно на 90° , переводят трубу через зенит и снова последовательно визируют на все направления, но в обратном порядке — против хода часовой стрелки и также при каждом наведении делают отсчеты по лимбу. Углы получают как разность отсчетов двух смежных направлений.

Для измерения магнитных азимутов линий теодолит устанавливают для наблюдения. При КП закрепляют лимб и, открепив алидаду, совмещают на горизонтальном круге нуль лимба с нулем алидады. Закрепляют алидаду, открепляют лимб, арретиром освобождают стрелку ориентир-буссоли и вращают теодолит до точного совмещения северного конца стрелки с индексом буссоли. Закрепляют лимб, открепляют алидаду и вращением ее по ходу часовой стрелки визируют на предмет, азимут которого определяется. Отсчет по горизонтальному кругу даст значение азимута.

§ 12. ИЗМЕРЕНИЕ ВЕРТИКАЛЬНЫХ УГЛОВ

При измерении углов наклона необходимо учитывать «место нуля» (МО), т. е. отсчет по вертикальному кругу, когда визирная ось трубы горизонтальна, а пузырек уровня при алидаде вертикального круга находится в нульпункте. Значение МО определяют

из измерения одного и того же угла наклона при двух положениях вертикального круга. При положении круга право (КП) наводят зрительную трубу на точку P (рис. IV.17, а) и микрометрическим винтом алидады вертикального круга пузырек уровня приводят в нульпункт. Отсчет по вертикальному кругу будет больше угла наклона на величину MO , а угол наклона определится по формуле

$$\alpha = \text{КП} - MO, \quad (IV.13)$$

где КП — отсчет по вертикальному кругу.

Если повернуть трубу через зенит и направить визирную ось на ту же точку P (рис. IV.17, б), вертикальный круг окажется слева от

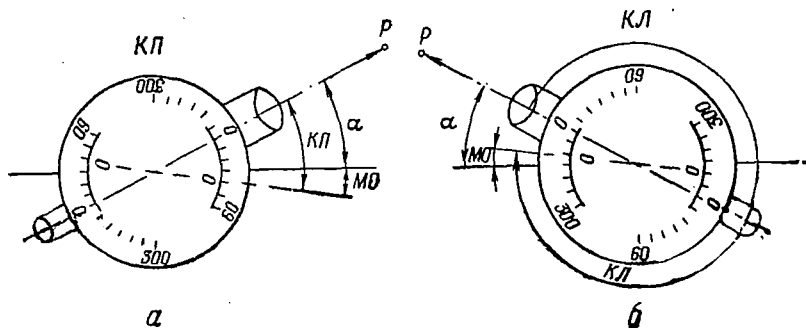


Рис. IV.17. Измерение вертикального угла

трубы (КЛ), отсчет по вертикальному кругу будет больше угла наклона на величину MO : $\alpha = 360^\circ - \text{КЛ} + MO$, или, отбросив период, получим

$$\alpha = MO - \text{КЛ}. \quad (IV.14)$$

Решив совместно уравнения (IV.13) и (IV.14), получим

$$MO = \frac{\text{КП} + \text{КЛ}}{2}; \quad (IV.15)$$

$$\alpha = \frac{\text{КП} - \text{КЛ}}{2}. \quad (IV.16)$$

При пользовании формулами (IV.15 и IV.16) к меньшим отсчетам необходимо прибавлять 360° .

Данными формулами можно пользоваться и при измерении углов наклона теодолитами, у которых оцифровка вертикального круга произведена по системе $0-360^\circ$ и имеется два верньера. В этом случае отсчет (градусы и минуты) берут по верньеру, ближайшему к окуляру трубы, а по второму верньеру отсчитывают минуты и их доли.

В теодолитах с односторонним отсчетным приспособлением формулы для вычисления угла наклона α и определения MO имеют вид

$$MO = \frac{\text{КП} + \text{КЛ} \pm 180^\circ}{2}; \quad (IV.17)$$

$$\alpha = \frac{КЛ - КП \pm 180^\circ}{2}; \quad (IV.18)$$

$$\alpha = МО - КП \pm 180^\circ; \quad (IV.19)$$

$$\alpha = КЛ - МО. \quad (IV.20)$$

Приведение $МО$ вертикального круга к нулю. При измерении углов наклона значение $МО$ должно быть постоянным (не изменяться в процессе измерений) и близким к нулю. Проверка постоянства $МО$ производится путем определения $МО$ при визировании на несколько высоко или низко расположенных точек. Вычисленные значения $МО$ не должны отличаться на величину, превышающую двойную точность отсчетного приспособления.

Приведение $МО$ к нулю выполняется в следующем порядке. Наводят зрительную трубу с помощью микрометричного винта на точку и закрепляют трубу. На вертикальном круге устанавливают отсчет, равный углу наклона, предварительно вычисленного по отсчетам на визируемую точку. Сместившийся при этом пузырек уровня при алидаде вертикального круга приводят в нульпункт исправительными винтами уровня. При исправлении проверяют, чтобы центр сетки нитей трубы не смещался с точки наведения.

§ 13. ВСПОМОГАТЕЛЬНЫЕ ПРИБОРЫ ДЛЯ ИЗМЕРЕНИЯ И РАЗБИВКИ УГЛОВ НА МЕСТНОСТИ. ЭКЕР, ГОНИОМЕТР

Экер — прибор для построения на местности прямых углов. Экеры бывают зеркальные, призмённые, восьмигранные (экеры с диоптрами) и др. Наибольшее распространение получил двухзеркальный экер (рис. IV.18).

Устройство и применение двухзеркального экера основано на законе отражения лучей света от плоских зеркал. Дважды отраженный луч образует с лучом, падающим на первое зеркало, угол, в два раза больший, чем угол между зеркалами.

Из треугольника $IN2$ (рис. IV.18, б) следует, что $180 - \delta = 2\alpha_1 + 2\alpha_2$. Угол между зеркалами γ определится из треугольника $IC2$: $\gamma = 180^\circ - (90^\circ - \alpha_1) - (90^\circ - \alpha_2) = \alpha_1 + \alpha_2$. Следовательно, $\delta = 2\gamma$, т. е. при $\gamma = 45^\circ$, $\delta = 90^\circ$. Если выставить на продолжении дважды отраженного луча вешку в точке M , то на местности будет построен прямой угол BNM .

Для проверки экера восстанавливают перпендикуляр на линии AB в точке N по вехе A и проверяют положение вешки в точке M по точке B . При совпадении обоих перпендикуляров экер исправен. В противном случае с помощью исправительных винтов на зеркале меняют несколько его положение так, чтобы перпендикуляры к прямой AB , построенные от точек A и B , совпадали.

Гониометр (рис. IV.19) — простейший угломерный инструмент, служит для измерения и построения на местности горизон-

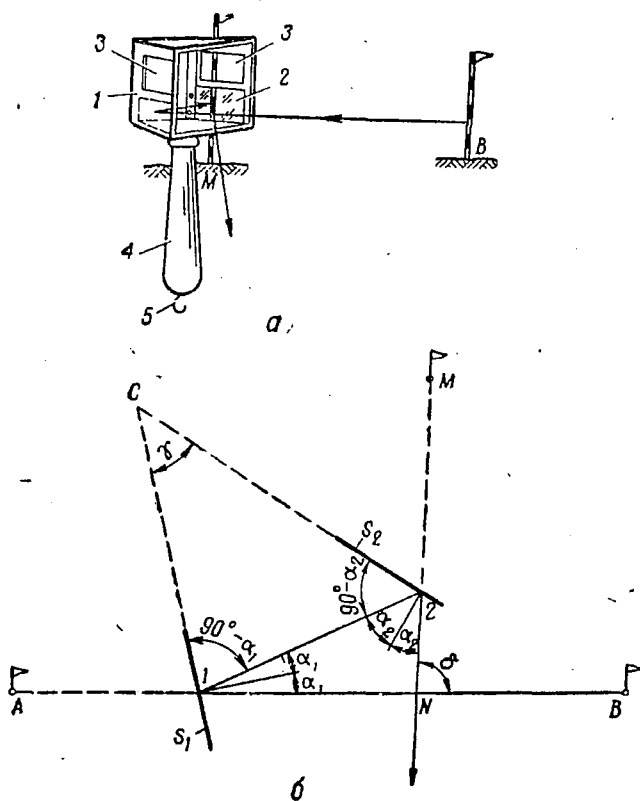


Рис. IV.18. Двухзеркальный экер:
 а — общий вид экера; б — ход лучей в экере

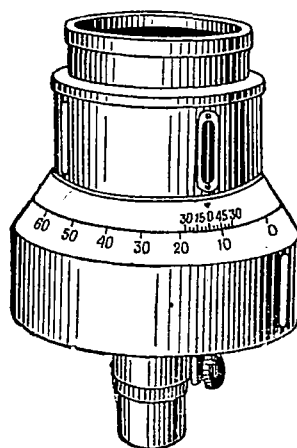


Рис. IV.19. Гониометр

тальных углов с точностью 5—7', а также для измерения магнитных азимутов и румбов линий и может быть использован, как экер.

Гониометр состоит из двух вертикальных цилиндров, буссоли и втулки. Нижний вертикальный цилиндр, являющийся лимбом, закрепляется с помощью втулки на штативе или вертикально установленном шесте. На верхнем скошенном ободе лимба прикреплено кольцо с делениями от 0 до 359°. На цилиндре имеется два диоптра, коллимационная плоскость которых проходит через диаметр 0—180°. Эти диоптры служат для ориентирования лимба по заданному направлению.

Верхний цилиндр является алидадой. Он вращается на общей для двух цилиндров вертикальной оси. На цилиндре имеется две пары диоптров, коллимационные плоскости которых взаимно перпендикулярны. На нижней грани цилиндров укреплены два верньера. Нулевые деления верньеров проходят через коллимационную плоскость одной пары диоптров. На верхней части цилиндров укреплен буссоль.

§ 14. ТОЧНОСТЬ ИЗМЕРЕНИЯ ГОРИЗОНТАЛЬНЫХ УГЛОВ ТЕХНИЧЕСКИМИ ТЕОДОЛИТАМИ

На точность измерения горизонтальных углов влияют ошибки при центрировании инструмента над вершиной угла, ошибки за внецентренную установку над точкой вешек (ошибка редукции), ошибки из-за отклонения вешек от вертикального положения, ошибки визирования, инструментальные погрешности, ошибки округления при отсчетах.

Инструментальные ошибки незначительны по величине и могут быть исключены из результатов применением соответствующей методики измерений. Ошибка визирования при увеличении трубы 20—25^x не превышает $\pm 2,5 \div 3,0''$ и также может не учитываться. Несколько большее влияние на точность измерения угла оказывает ошибка центрирования инструмента и отклонение вешек от вертикального положения. Значение этих ошибок возрастает с уменьшением сторон угла. Для уменьшения ошибки за наклон вех их следует устанавливать строго отвесно и визировать на низ вех или шпильки, установленные в центр точки, а центрирование инструмента производить так, чтобы острие отвеса отклонялось от центра точки не более чем на 3—5 мм.

В теодолитах с металлическими лимбами главное влияние на точность измерения углов оказывают ошибки отсчетов по лимбу. Если считать, что другие ошибки измерений не оказывают существенного влияния, тогда средняя квадратическая ошибка при измерении угла теодолитами с металлическими кругами одним приемом $m_p = \frac{t}{2}$, где t — точность отсчетного приспособления.

Предельная (утроенная ошибка)

$$m_{p\text{пред}} = 1,5t. \quad (\text{IV.21})$$

Средняя квадратическая ошибка разности двух значений угла в полуприемах

$$m_{\alpha} = m_{\beta} \sqrt{2} = \frac{t}{2} \sqrt{2} \cdot \sqrt{2} = t. \quad (\text{IV.22})$$

Предельная удвоенная ошибка

$$m_{\alpha_{\text{пред}}} = 2m_{\alpha} = \pm 2t. \quad (\text{IV.23})$$

Следовательно, расхождение между двумя значениями в полуприемах не должно превышать двойной точности отсчетного приспособления.

ГЛАВА V

МЕРНЫЕ ПРИБОРЫ И ИЗМЕРЕНИЕ РАССТОЯНИЙ НА МЕСТНОСТИ

§ 1. ОБОЗНАЧЕНИЕ ТОЧЕК НА МЕСТНОСТИ. ВЕШЕНИЕ ЛИНИЙ

Измерение длин линий между точками производится при условии, что наблюдаемые точки обозначены (закреплены) и взаимно видимы. Обозначение геодезических точек производится знаками, типы и конструкции которых зависят от назначения точек, вида съемки и точности измерений.

Закрепление вершин углов. Если при теодолитной съемке точку необходимо закрепить только на время производства работ, то закрепление производится деревянными кольями. Один кол, называемый «точка», забивается вровень с землей (рис. V.1). Вершина

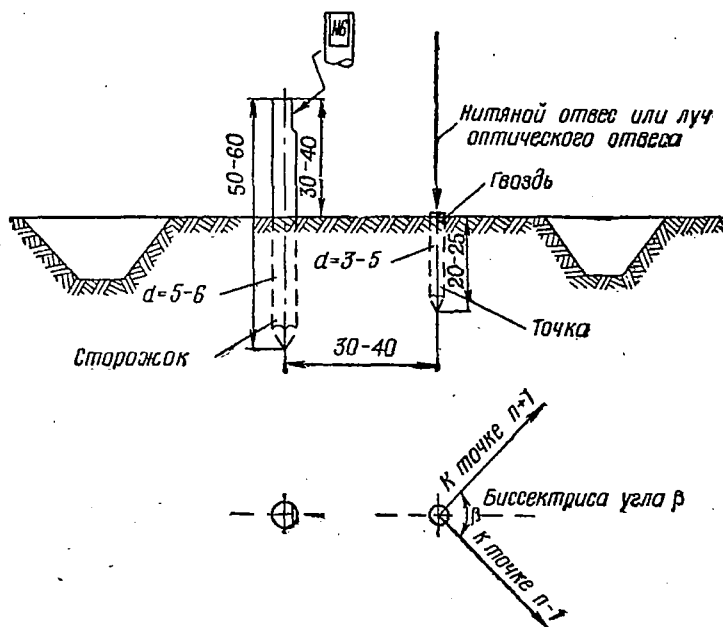


Рис. V.1. Закрепление вершины угла

угла отмечается на торце этого кола пересекающимися карандашными линиями или забитым гвоздем. В 30—40 см от точки забивают второй кол, называемый «сторожок». На верхней части сторожка делается стеска, на которой надписывается номер точки. Для отыскания вершины угла, в случае если сторожок будет уничтожен, точка окапывается ровиком замкнутой конфигурации.

Если точки необходимо закрепить надолго, то вместо кольев закапывают угловые столбы с заостренным верхом и стеской для надписи номера угла, пикетажа и характеристики угла поворота.

Вешение линий. При непосредственном измерении длины линии необходимо предварительно на местности обозначить створ измеряемой линии. Под *створом* понимают *вертикальную плоскость, проходящую через начальную и конечную точки измеряемой прямой линии*. Обозначение створа производится вешками — круглыми деревянными шестами диаметром 3—4 см, длиной 2 м. Нижний конец вешки окован металлическим наконечником. Вешка окрашивается в два цвета: красный и белый или белый и черный.

Если длина линии незначительная (50—80 м), то вешки выставляют только по концам линии. На длинных прямых вешки дополнительно выставляются в створе линии примерно через каждые 40—60 м. *Установка вешек в створе линии называется вешением* линии. Вешение производится на глаз, а если требуется большая точность, инструментально с помощью бинокля или теодолита.

Вешение (рис. V.2) производится по двум вехам, которыми обозначены концы линии, и сводится к двум основным случаям: вешение в пределах данной линии между точками и вешение с целью продолжения линии. В первом случае вешение может быть выполнено в направлении «на себя» и «от себя». При глазомерном вешении работают два человека: вешильщик № 1 и помощник № 2. При вешении «на себя» (рис. V.2, в) вешильщик становится на продолжении линии AB в 2—3 м от вехи A и смотрит в сторону вехи B . Помощник с запасом вешек двигается от вехи B в сторону вешильщика и последовательно, по его указанию, выставляет вешки в точках 1, 2, 3 и дальше так, чтобы они оказались в створе линии AB . При вешении в направлении «от себя» (рис. V.2, г), помощник движется в направлении от точки A к точке B . Вешение с целью продолжения линии может выполнять один человек, выставляя вехи по створу линии AB так, чтобы каждая поставленная веха закрывала собою вехи в точках A и B .

При вешении с использованием теодолита приемом «на себя» вешку устанавливают в точке B , а теодолит центрируют над точкой A . Наводят зрительную трубу на середину видимой нижней части вешки B , закрепляют лимб и алидаду, и по указанию наблюдателя помощник выставляет промежуточные вешки так, чтобы вертикальная нить сетки проектировалась на ось вешки.

Вешение линии при отсутствии взаимной видимости вешек, установленных на концах линии (вешение через возвышенность) или между недоступными точками, производится двумя вешильщиками в такой последовательности (рис. V.3).

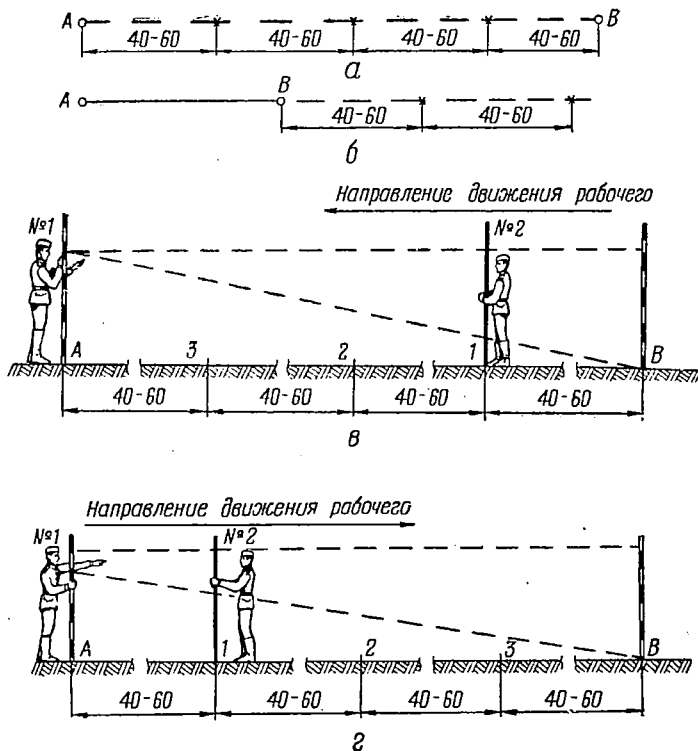


Рис. V.2. Вешение линий:

а — в пределах линии между двумя точками; б — с целью продолжения линии; в — вешение «на себя»; г — вешение «от себя»

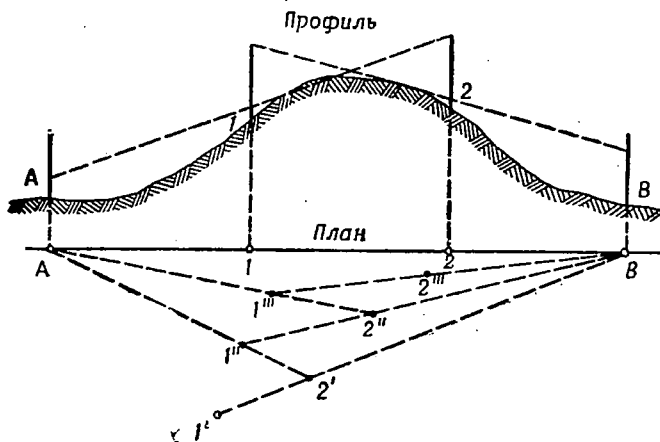


Рис. V.3. Вешение через возвышенность (или между недопустимыми точками)

Вблизи от створа линии (на глаз) вешильщик устанавливает вежу в точке $1'$ и, провешивая линию $1'B$, выставляет помощника с вехой в точке $2'$. Затем провешивает линию $2'A$, перемещая при этом вежу из точки $1'$ в точку $1''$. Далее снова провешивается линия $1''B$, с перемещением вежи из точки $2'$ в точку $2''$ и так до тех пор, пока из точки 1 будет видно, что вежа 2 находится в створе линии $1B$, а из точки 2 , что вежа 1 находится в створе линии $2A$.

Вешение линии через долину или овраг производится также двумя вешильщиками попеременно с берегов оврага, где установлены вежи. Последовательность выставления вех видна на рис. V.4.

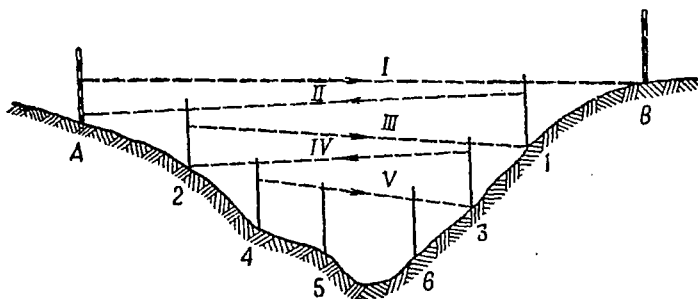


Рис. V.4. Вешение через овраг

Во всех случаях при провешивании линий следует вешки устанавливать отвесно, глубже утопляя их в грунт; в плотном и мерзлом грунте отверстие для вешек пробивают ломом.

Визировать нужно по боковой поверхности установленных вешек. Если наблюдение велось по верху вешек, то необходимо проверять створность и по низу вешек. Створность проверять не менее чем по трем-четырем вешкам.

§ 2. ПРИБОРЫ ДЛЯ НЕПОСРЕДСТВЕННОГО ИЗМЕРЕНИЯ ЛИНИЙ МЕСТНОСТИ

Измерить линию — значит сравнить ее с однородной величиной, принятой за единицу меры, и определить, сколько раз единица меры содержится в измеряемой линии. За единицу длины принят метр*. Измерить линию можно непосредственно и косвенно.

Непосредственное измерение линий местности производится мерными приборами, укладываемыми на землю (стальными землемерными лентами и рулетками), или подвесными мерными приборами — инварными проволоками.

При косвенном способе длину линии получают в результате вычислений по данным, полученным путем непосредственного

* Метр — длина, равная $1/299792458$ длины волны излучения атома криптона 86.

измерения других величин. Например, длину линии $AB=D$ (рис. V.5) можно определить тригонометрическим способом, для чего измеряют базис $AC=b$ и углы β_A и β_C . Если $\beta_A=90^\circ$, то $D=b \operatorname{tg} \beta_C$. К косвенному способу относится измерение линий с помощью дальномеров (см. § 6 этой главы).

Стальными мерными лентами измеряют расстояние с относительными ошибками 1:1000—1:5000, инварными проволоками — от 1:5000 до 1:100 000.

Стальные мерные ленты являются рабочей мерой при топографических и геодезических измерениях, а также при изыскательских и строительных работах. В соответствии с ГОСТ 10815—64 мерные ленты изготавливаются со шкалами двух типов: ЛЗ — лента землемерная и ЛЗШ — лента землемерная штриховая.

Раньше, до выпуска ГОСТ 10815—64 на землемерные ленты, ленты типа ЛЗ назывались штриховыми (по наличию на них штрихов, обозначающих начало и конец ленты), а название лента землемерная штриховая ЛЗШ дано лентам, которые ранее назывались шкаловыми (по наличию на концах их шкал с миллиметровыми делениями).

Лента землемерная ЛЗ изготавливается из стальной холодной катаной светлополированной ленты толщиной 0,4—0,5 мм, шириной 10—15 мм и длиной 20, 24 и 50 м.

В железнодорожном строительстве наиболее употребительны ленты ЛЗ-20 длиной 20 м. На концах ленты с обеих сторон прикрепляются две накладки из ленточной стали, в которых имеются прорезы в виде крючка, скошенные под углом 50—60° к оси ленты и служащие для вставки шпилек при измерениях. Посредине выреза сделаны метки-штрихи, обозначающие начало и конец ленты. За длину ленты принимается расстояние между штрихами. Каждый метр на ленте с обеих сторон отмечается латунной (алюминевой) пластинкой с выбитым на ней порядковым номером метра. В интервалах между метрами сквозными круглыми отверстиями отмечены дециметры, латунными шайбами — полуметры. Сантиметры между дециметровыми делениями определяются на глаз. На концах лента имеет ручки с вертлюгами. Для фиксирования концов ленты при укладывании ее на землю служат стальные шпильки длиной 30—40 см, диаметром 5—6 мм. Рекомендуется шпильки окрашивать в яркий красный цвет. При транспортировке и хранении лента наматывается на кольцевую оправу и закреп-

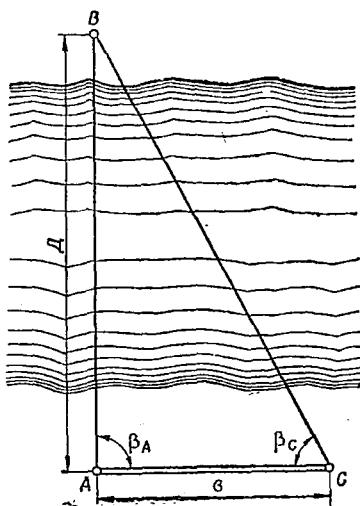


Рис. V.5. Определение длины линии косвенным способом

ляется тремя винтовыми ограничителями. Шпильки (6 или 11 шт.) надеваются на стальное проволочное кольцо.

Ленты землемерные штриховые ЛЗШ изготавливаются такой же длины, как и ленты ЛЗ, но в отличие от последних не имеют делений, обозначающих метры, полуметры и дециметры, а лишь на концах даны дополнительные шкалы с сантиметровыми и миллиметровыми делениями (с одной стороны ленты). Передняя и задняя шкалы с миллиметровыми делениями имеют длину не менее 100 мм, и нумерация делений на шкалах делается в одном направлении.

В соответствии с ГОСТ 10815—64 по требованию потребителей могут изготавливаться проволочные землемерные тросы типоразмеров ЛТ-50 и ЛТ-100 из стального семижильного провода в хлорвиниловой изоляции. Применение таких тросов для измерения линий возможно при условии, что точность измерения не должна превышать относительной ошибки 1 : 500—1 : 1000. На тросе должны быть нанесены полуметровые и метровые деления в виде поясков с оцифровкой. Тросы обычно наматываются на барабаны или другие приспособления, обеспечивающие быстрое сматывание. В практике такие тросы нашли применение при измерениях на железных дорогах с автоблокировкой (прибор А. А. Лукерьица), так как изолированный кабель не замыкает рельсовых цепей.

При точных и высокоточных линейных измерениях применяются подвесные мерные приборы с инварными проволоками — базисные приборы (БП-2, БП-3). В комплект базисного прибора БП-2 (рис. V.6) входит следующее оборудование: инварные проволоки (4—8 шт.), инварная лента, барабаны, блоки и станки, гири или динамометры, базисные штативы с целиками, оптический отвес или лотаппарат, нивелир с рейкой, теодолит, термометр-пращ.

Инварная проволока длиной 24 м, диаметром 1,65 мм на концах имеет шкалы длиной 8 см, разделенные на миллиметры. Нули шкал обращены в одну сторону, аналогично шкалам штриховой ленты. Инварная лента длиной 6 м предназначена для измерения остатка линии.

Последовательность работ при измерениях расстояний инварными проволоками следующая.

С помощью теодолита провешивают трассу, расставляют в створе линии на расстояниях, равных длине проволоки, базисные штативы и нивелируют целики. Разматывают проволоки и подвешивают их на станки с блоками. Затем последовательно измеряют расстояния (пролеты) между смежными целиками.

Длина измеряемой линии вычисляется по формуле

$$D = l_0 n + \sum_1^n (\Pi - З) + r + \Delta t - \Delta h, \quad (V.1)$$

где l_0 — номинальная длина проволоки (по результатам компарирования);

n — количество пролетов;

Π — отсчеты по передней шкале проволоки;

$З$ — отсчеты по задней шкале проволоки;

r — остаток линии меньше длины проволоки (может быть величиной положительной и отрицательной) (рис. V.6, б);

Δt — поправка за температуру проволоки;

Δh — поправка за приведение линии к горизонту.

Компарирование землемерных лент — это определение точной длины линейного мерного прибора. Землемерные ленты перед их применением подлежат компарированию. Компарирование произ-

водят на стационарных или полевых компараторах. На стационарных компараторах имеются образцовые инварные жезлы с высокой точностью, длины которых известны. С помощью жезлов определяют длину компаратора, с которым затем сравнивают длину мерного прибора.

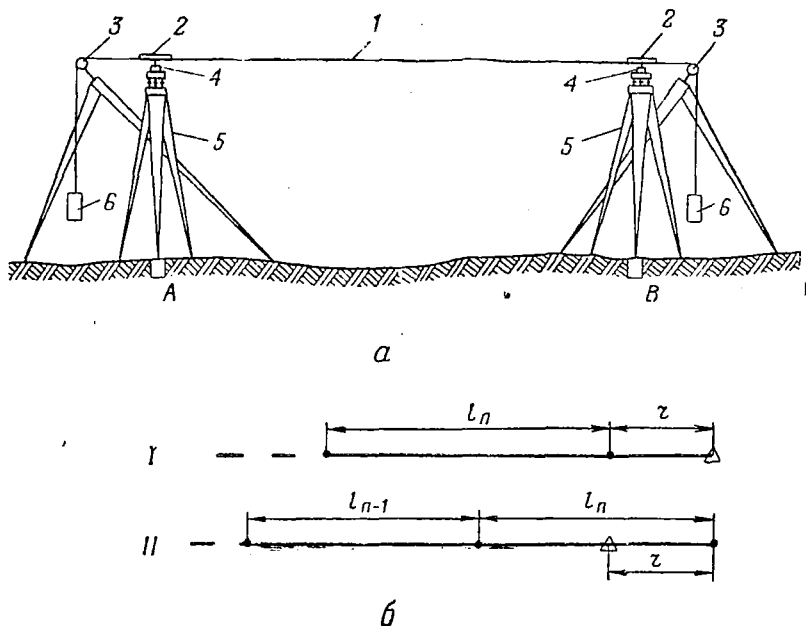


Рис. V.6. Измерение линии базисным прибором БП-2:

a — схема прибора; 1 — инварная проволока; 2 — шкалы; 3 — станки с блоками; 4 — целики; 5 — базисные штативы; 6 — груз для натяжения проволоки; б — измерение остатков: I — положительный остаток; II — отрицательный остаток

В полевых условиях компарирование лент ЛЗ производится на месте выполнения работ, для чего в геодезической группе необходимо иметь одну или несколько «нормальных» (проверенных) лент, не используемых для полевых измерений, с которыми сравнивают все рабочие ленты. Если разница в длине «нормальной» и рабочей ленты не превышает ± 2 мм, то такой лентой разрешается работать и не учитывать поправку. Если поправка больше 2 мм, ее следует вносить в длину измеренных линий.

§ 3. НЕПОСРЕДСТВЕННЫЕ ИЗМЕРЕНИЯ ЛИНИЙ НА МЕСТНОСТИ

Линию на местности лентой ЛЗ измеряют два мерщика, из которых один считается задним, а другой — передним. В начале измерения задний оставляет себе кольцо с одной шпилькой, а второе кольцо с пятью шпильками отдает переднему. Передний берет конец ленты и направляется вдоль измеряемого отрезка линии. Задний становится у начальной точки, втыкает шпильку в центр кола, которым закреплено начало линии и зацепляет за нее ленту

вырезом, сделанным против нулевого штриха. Передний мерщик, встряхнув ленту, натягивает ее и через вырез в конце ленты вертикально втыкает первую шпильку в землю. После этого оба мерщика отцепляют ленту от шпилек (задний мерщик вынимает, а передний оставляет шпильку в земле) и продолжают измерение.

Когда у переднего мерщика все шпильки будут израсходованы, а у заднего на кольце окажется пять и одна шпилька в земле, будет измерен отрезок линии длиной 100 м и произойдет передача шпилек. Если от поставленной передним мерщиком шпильки до конца измеряемой линии окажется отрезок меньше полной длины ленты, то его измеряют той же лентой, оценивая сантиметры на глаз (рис. V.7). Остаток линии меньше длины ленты учитывается дополнительно.

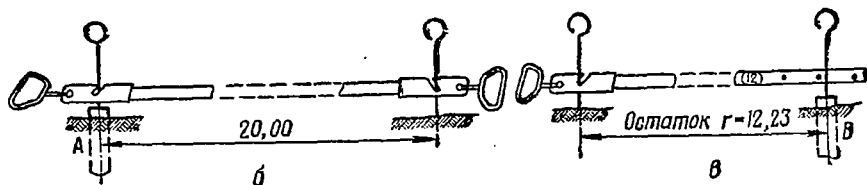
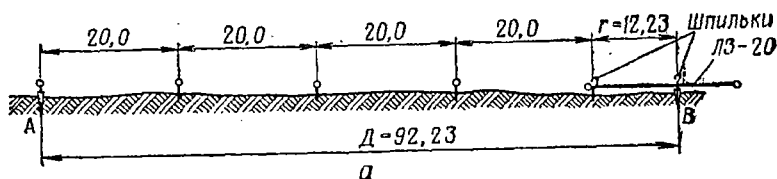


Рис. V.7. Измерение линии землемерной лентой ЛЗ-20:

а — схема измерения линии; *б* — укладка первой ленты; *в* — измерение остатка

Если в комплекте одиннадцать шпилек, то в начале измерений передний берет 10 шпилек, оставляя заднему одну, и передача шпилек происходит, когда у заднего на кольце будет 10 шпилек.

Длину измеренной линии подсчитывают по следующим формулам:

— при 6 шпильках в комплекте

$$D = 100 a + 20 b + r; \quad (V.2)$$

— при 11 шпильках в комплекте

$$D = 200 a + 20 b + r; \quad (V.3)$$

где *a* — число передач шпилек;

b — число шпилек у заднего мерщика по окончании измерения всей линии, не считая одной шпильки в земле;

r — остаток линии.

Поправка за компарирование Δl должна быть учтена и длина линии исправлена. Поправка считается положительной, если рабочая лента длиннее нормальной, и отрицательной — в противном случае.

Длина линии, исправленная за неправильность длины рабочей ленты, определяется по формуле

$$D_n = D \pm D \frac{\Delta l}{l_0}, \quad (V.4)$$

где D — длина линии, измеренная рабочей лентой;

Δl — поправка за компарирование;

l_0 — номинальная длина ленты.

Пример. Поправка компарирования для рабочей ленты $\Delta l = +5$ мм. Длина линии, измеренная этой лентой, оказалась равной 834,28 м. Исправленная длина будет равна

$$D_n = 834,28 + \frac{834,28}{20} \cdot 0,005 = 834,48 \text{ м.}$$

Если землемерной лентой, имеющей поправку компарирования, приходится не измерять длину линии, а откладывать на местности отрезки линии определенной величины, то в этом случае поправку $\frac{D}{l_0} \Delta l$ необходимо вычитать, если поправка положительна, и прибавлять, если поправка отрицательна.

Пусть $\Delta l = -10$ мм и данной лентой производится измерение линии при прокладке железнодорожной трассы (разбивка пикетажа), т. е. на местности должны быть отложены отрезки, равные 100 м. Так как при каждом отложении ленты на местности будет откладываться отрезок не 20 м, а 19,99 м, то, следовательно, после отложения пяти лент, нужно прибавить поправку $\frac{D}{l_0} \Delta l = \frac{100}{20} \cdot 0,01 = 0,05$ м

Для контроля линию измеряют дважды, в прямом и обратном направлении. Если расхождение в результатах измерений не превосходит допустимого, за окончательное принимают среднее из двух значений.

Штриховые ленты ЛЗШ применяются в тех случаях, когда требуется измерить длину линии с повышенной точностью. В железнодорожном строительстве ленты ЛЗШ применяются для измерения базисов при создании мостовой опорной сети, при разбивочных работах и т. д.

Измерение линии лентами ЛЗШ производится в той же последовательности, что и инварными проволоками (см. § 2). Подготовленную к измерению линию с помощью землемерной ленты ЛЗ разбивают на пролеты, равные длине ЛЗШ. Концы пролетов закрепляют кольями, на срезе которых строго в створе линии наносят индексы (забивают ножи острием вверх). Головки колеи нивелируют и определяют превышения для введения поправки за наклон измеряемых отрезков. Линию измеряют по пролетам между индексами на кольях. Ленту укладывают так, чтобы задняя и передняя шкалы

находились на кольях (остриях ножей). С помощью динамометра ленте придают натяжение, при котором она компарировалась, и одновременно по команде производят отсчеты по передней и задней шкалам лент. Отсчеты повторяют три раза; перед каждым повторным отсчетом лента несколько смещается в пределах шкалы. Разности отсчетов не должны расходиться более чем на 1 мм. За окончательный результат принимают среднее значение.

Результаты полевых измерений заносят в журнал. Форма записи измерения одного пролета приведена в табл. V.1.

Таблица V.1

Журнал измерения линии лентой ЛЗШ

Пролеты	Прямой ход				Обратный ход				Превыше- ния, мм	Примеча- ние
	Отсчеты по шкалам, мм			Отсчеты темпера- туры	Отсчеты по шкалам, мм			Отсчеты темпера- туры		
	П	З	П-З		П	З	П-З		Поправка, мм	
0-1	32,5	38,7	-6,2		39,9	46,0	-6,1		+180	
	36,1	42,5	-6,4	+21,8	48,3	54,6	-6,3	+22,3		
	48,2	54,7	-6,5		66,3	72,5	-6,2		-082	
			-6,4				-6,2			

Расстояние между индексами (рис. V.8) определяется по формуле

$$l = l_0 + (П - З), \quad (V.5)$$

где l_0 — номинальная длина ленты;

П и З — отсчеты по передней и задней шкалам.

В результаты измерений лентой вводятся поправки за наклон линии к горизонту и за температуру ленты. Поправка за наклон на одну ленту определяется по формуле

$$\Delta l_h = \frac{h^2}{2l_0}, \quad (V.6)$$

где h — превышение между концами ленты.

Так как горизонтальное положение всегда меньше измеренной линии, то поправка за наклон всегда вводится со знаком минус.

Если длина ленты l_0 была установлена при температуре t_0 , то при температуре измерения t вводится поправка за температуру

$$\Delta l_t = l_0 \alpha (t - t_0), \quad (V.7)$$

где α — коэффициент теплового линейного расширения стали.

Вычисление поправок за температуру производится по специальным таблицам, составленным по формуле V.7.

Горизонтальное проложение d линии, состоящей из n пролетов, для однократного измерения определяется по формуле

$$d = nl_0 + \sum_1^n (\Pi - 3) - \sum_1^n \frac{h^2}{2l_0} + \sum_1^n l_0 \alpha (t - t_0) + r, \quad (\text{V.8})$$

где r — остаток линии (неполная лента); измеряют прокомпарированной рулеткой.

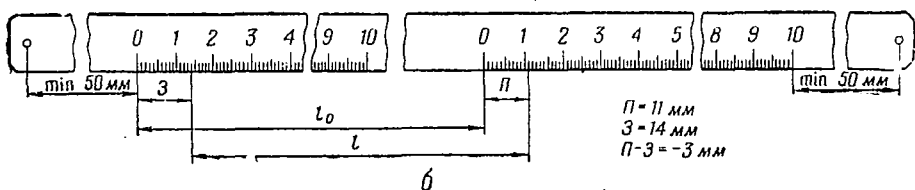
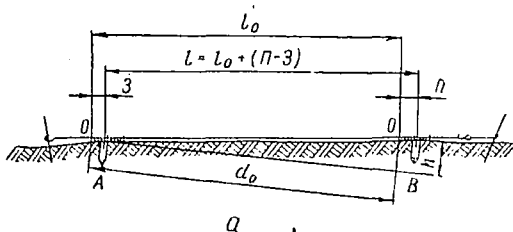


Рис. V.8. Измерение лентой ЛЗШ пролета AB :
а — схема измерения; б — отсчеты по шкалам

§ 4. ОПРЕДЕЛЕНИЕ ГОРИЗОНТАЛЬНЫХ ПРОЕКЦИЙ ЛИНИИ

На местности землемерными лентами измеряют длину D линии AB (рис: V.9), расположенную под углом α к горизонту. Но для составления плана необходимо знать горизонтальное проложение $AB_0 = d$ линии местности AB .

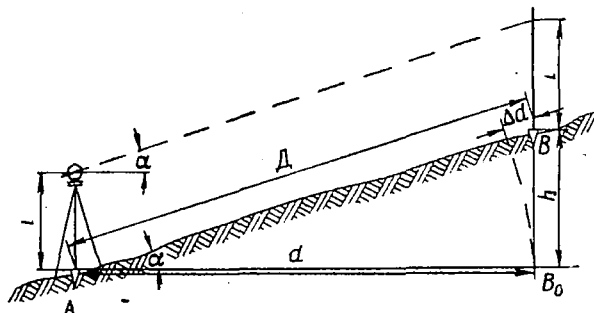


Рис. V.9. Определение горизонтальной проекции наклонного отрезка линии

Из треугольника ABB_0 горизонтальное проложение

$$d = D \cos \alpha. \quad (V.9)$$

На практике удобнее вводить поправку за наклон линии к горизонту $\Delta d = D - d$ и горизонтальное проложение получать путем вычитания из измеренного наклонного расстояния D эту поправку. Подставив в последнее равенство значение d по (V.9), получим

$$\Delta d = D - D \cos \alpha = D(1 - \cos \alpha) \text{ или}$$

$$\Delta d = 2D \sin^2 \frac{\alpha}{2}. \quad (V.10)$$

По этой формуле составлены таблицы поправок (табл. V.2).

Таблица V.2

Поправки за наклон линий, мм

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	20	24	27	30	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	96	110	124	137
3°30'	19	37	56	75	94	112	131	149	168	187
4°0'	24	49	73	98	122	146	171	195	221	244
4°30'	31	62	92	123	151	185	216	246	277	308
5°0'	38	76	114	152	190	229	264	305	343	381
5°30'	46	92	138	181	230	276	322	368	414	460
6°0'	55	110	164	219	274	329	384	438	493	548

Если угол наклона α меньше $1^\circ,5$, то разница между наклонной линией D и ее горизонтальным проложением d незначительна и поправку за наклон можно не учитывать. Если измеряемая линия расположена на скатах с различными углами наклона, то необходимо измерять длины и углы наклона отдельных частей линий и каждую из них приводить к горизонту. Сумма горизонтальных проложений отдельных участков составит горизонтальное проложение всей линии.

Углы наклона к горизонту измеряются теодолитом-тахеометром.

Горизонтальное проложение линии можно измерить непосредственно на местности мерной лентой. В этом случае лента отрезками в 5 или 10 м натягивается вручную и на глаз приводится в горизонтальное положение (рис. V.10, а). Конец ленты, поднятый над землей, проектируется отвесом и отмечается шпилькой, от которой продолжается измерение. При значительных углах наклона горизонтальное проложение удобно определять методом ва-

терпасовки, сущность которого видна из рис. V.10, б. При этом одновременно с измерением горизонтального проложения можно измерить и превышение между точками.

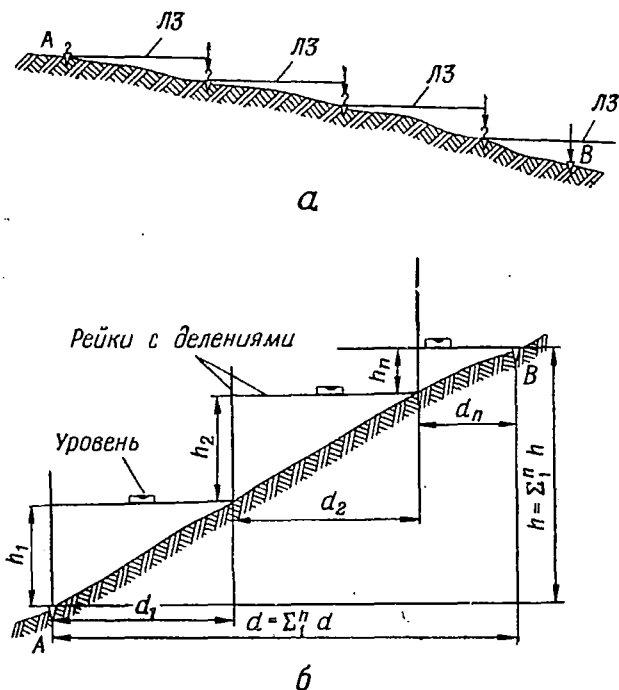


Рис. V.10. Непосредственное измерение горизонтального проложения линии:

а — мерной лентой; б — методом ватерпасовки

§ 5. ОШИБКИ ПРИ ИЗМЕРЕНИИ ЛИНИЙ. ТОЧНОСТЬ ИЗМЕРЕНИЯ ЛИНИЙ ЗЕМЛЕМЕРНЫМИ ЛЕНТАМИ

При измерениях длин линий местности возможны грубые, систематические и случайные ошибки. Источники и характер ошибок, возникающих при измерениях линий, различны.

Грубые ошибки, происходящие от недосмотра и промахов мерщиков (просчет шпилек при передаче, ошибка при измерении остатка линии и в определении количества передач шпилек), являются повторными (контрольными) измерениями.

Систематические ошибки, к которым относятся ошибки компарирования, температурные и другие, могут быть учтены и исключены из результатов измерений.

К случайным относятся ошибки, получаемые в результате неточного укладывания ленты в створе линии, провисания и прогибов ленты, неодинакового натяжения ее и др. Они трудно поддаются учету, и влияние их может быть уменьшено путем точного

выполнения правил измерения линий. Все виды ошибок снижают точность измерений, которая в значительной степени зависит от характера и рельефа местности (наличие растительного покрова, состояние почвы и др.).

Опыт показывает, что *относительная ошибка результата при измерении линий мерными лентами не должна быть больше 1:3000 при благоприятных условиях, 1:2000 при средних условиях и 1:1000 при неблагоприятных условиях измерений.*

Эта точность обеспечивается, если лента не отклоняется в сторону от створа более чем на 6—12 см, концы ленты отмечаются шпильками с точностью $\pm 0,5$ см и учитывается поправка за компарирование.

При измерении линий штриховыми лентами для достижения точности порядка $\frac{1}{10000}$ и выше необходимо укладывать ленту в створе с отклонением не более $\pm 0,5$ см, соблюдать точность определения превышения концов ленты до ± 2 мм, производства отсчетов по шкалам до $\pm 0,2$ мм и определения температуры до $\pm 1^\circ$, если разница между температурой компарирования и температурой измерения более 8° . Натяжение ленты устанавливать динамометром. Разница между натяжением ленты в поле и натяжением при компарировании не должна превышать 1,5 кгс.

§ 6. ОПТИЧЕСКИЕ ДАЛЬНОМЕРЫ

Дальномерами называются приборы, предназначенные для косвенного измерения расстояний на местности. По принципам, положенным в основу определения расстояния, существующие геодезические дальномеры можно разделить на геометрические (оптические) и физические.

В основе геометрических дальномеров лежит решение прямоуглового или равнобедренного треугольника по двум его элементам: острому углу и противоположной стороне. Искомое расстояние D_1 (рис. V.11) является высотой треугольника Fb_1a_1 и определяется по формуле

$$D_1 = \frac{1}{2} l \operatorname{ctg} \frac{\beta}{2}. \quad (\text{V.11})$$

Угол β , лежащий при вершине треугольника, называется параллактическим углом, а длина основания l — базисом.

Физические дальномеры (к ним относятся свето- и радиодальномеры) основаны на измерении времени прохождения световыми или радиоволнами определенного расстояния, считая, что скорость распространения волн — величина известная.

В конструкциях геометрических (оптических) дальномеров предусматривается, что одна из величин (параллактический угол или базис) может быть величиной постоянной, а вторая — переменной и ее измеряют тем или иным путем. В зависимости от этого оптические дальномеры делятся на два типа: дальномеры с по-

стоянным углом и переменным базисом и дальномеры с постоянным базисом и переменным углом.

К дальномерам с постоянным углом и переменным базисом относятся нитяные дальномеры, помещенные в зрительных трубах геодезических инструментов. В качестве базиса используется обычная нивелирная рейка с сантиметровыми делениями. На рис. V.11 представлена схема определения горизонтального расстояния нитяным дальномером зрительной трубы с внешним фокусированием.

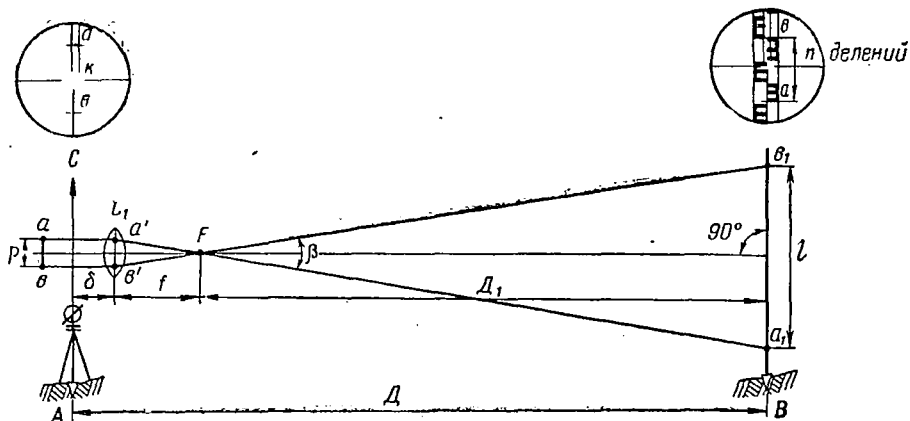


Рис. V.11. Схема определения расстояния нитяным дальномером зрительной трубы с внешним фокусированием

Над точкой A установлен инструмент, CA — его ось вращения. В точке B вертикально установлена рейка с делениями перпендикулярно линии визирования.

Лучи от дальномерных нитей a и b после преломления в объективе L_1 пройдут через его передний фокус F и спроектируются на рейке в точках a_1 и b_1 . Следовательно, наблюдатель между дальномерными нитями a и b будет видеть отрезок рейки a_1b_1 . Его длина l , измеренная в делениях рейки, является дальномерным отсчетом. Угол β для данного инструмента величина постоянная, а отрезок l есть базис, который является величиной переменной. Чем ближе рейка к инструменту, тем базис l будет меньше, и наоборот. Из подобия треугольников $a'Fb'$ и a_1Fb_1 имеем $\frac{D_1}{l} = \frac{f}{p}$, откуда

$$D_1 = \frac{f}{p} l, \quad (\text{V.12})$$

где f — фокусное расстояние объектива;
 p — расстояние между дальномерными нитями.

Отношение $\frac{f}{p}$ для данного инструмента постоянно и называется коэффициентом дальномера c :

$$c = \frac{f}{p}. \quad (V.13)$$

На рис. V.11 видно, что

$$D = D_1 + f + \delta, \quad (V.14)$$

где δ — расстояние от оптического центра объектива до оси вращения инструмента.

Обозначив $C = f + \delta$ и принимая за величину базиса количество делений по рейке n , получим основную формулу нитяного дальномера

$$D = cn + C. \quad (V.15)$$

В зрительных трубах с внутренней фокусировкой благодаря наличию фокусирующей линзы вершина параллактического угла лежит вблизи оси вращения трубы, поэтому величину $C = f + \delta$ вследствие малости можно не учитывать. Следовательно, при определении расстояний нитяными дальномерами зрительных труб с внутренней фокусировкой можно пользоваться формулой

$$D = cn. \quad (V.16)$$

В современных зрительных трубах коэффициент дальномера $c = 100$ ($f = 200$ мм, $p = 2$ мм), следовательно, каждому сантиметру на рейке, видимому между дальномерными нитями, соответствует расстояние на местности, равное 1 м. На рис. V.11 $n \approx 14$, расстояние до рейки $D = 100 \cdot n = 1400$ см = 14 м.

Если коэффициент дальномера c неизвестен, его можно определить в полевых условиях следующим образом. На ровной площадке (с углом наклона не более 2°) провешивают линию длиной 200 м, на которой через каждые 50 м забивают колышки. Расстояния измеряют лентой несколько раз с тем, чтобы относительная ошибка измерений не превышала 1:3000.

Поочередно на колышки устанавливают рейку и при горизонтальном положении трубы определяют число делений между дальномерными нитями и каждый раз по формуле $c = \frac{D}{n}$ определяют коэффициент дальномера. За окончательное значение принимают среднее из четырех определений.

Основная формула нитяного дальномера (V.15) была выведена для случая, когда визирная ось трубы горизонтальна и перпендикулярна к отвесной рейке. В общем случае визирная ось наклонна, а рейка не перпендикулярна визирному лучу. В связи с этим для определения горизонтального проложения d линии AB (рис. VIII.8) необходимо учитывать суммарную поправку за наклон линии к горизонту и отвесное положение рейки.

Вначале, наведя визирную линию на точку M , с помощью вертикального круга измеряют угол наклона α .

Если бы в момент отсчета по дальномерным нитям рейка была перпендикулярна к визирной линии, то наклонное расстояние D было бы равно $D = c \cdot n$, но так как рейка устанавливается отвесно, она составит с визирным лучом угол α и отсчет по дальномерным нитям будет

$$n' = n \cos \alpha, \quad (V.17)$$

следовательно,

$$D = cn \cos \alpha, \quad (V.18)$$

а горизонтальное проложение линии

$$d = cn \cos^2 \alpha. \quad (V.19)$$

В практической работе при массовом определении расстояний дальномером лучше определять суммарную поправку за наклон к расстоянию cn , читаемому по рейке, которая всегда отрицательна.

Суммарная поправка определяется по формуле

$$\Delta d = cn - cn \cos^2 \alpha = cn \sin^2 \alpha. \quad (V.20)$$

Практически значение суммарной поправки определяется из таблиц по отсчету n и углу наклона α .

Относительная ошибка линейных измерений нитяным дальномером не превышает 1:300—1:400 измеряемого расстояния.

Дальномеры оптические двойного изображения изготавливаются в виде дальномерных насадок на оправу объектива зрительных труб геодезических приборов.

Дальномерные насадки ДН-04 и ДН-08 предназначены для измерения расстояний по горизонтальной рейке со средней квадратической ошибкой соответственно ± 4 см и ± 8 см на 100 м; дальномерная редуцирующая насадка ДНР-06 — для измерения горизонтальных проложений по вертикальной рейке со средней квадратической ошибкой ± 6 см на 100 м; дальномерная насадка ДН-10 — для измерения расстояний по вертикальной рейке со средней квадратической ошибкой ± 10 см на 100 м и ДВ-20 — дальномер с базисом при инструменте для измерения расстояний без применения рейки со средней квадратической ошибкой ± 20 см на 100 м.

В настоящее время наибольшее распространение получили дальномеры двойного изображения с переменным базисом и постоянным углом — дифференциальные дальномеры ДД-3, ДД-5, ДАР-100 и дальномеры с постоянным базисом и переменным углом ДНТ-2, ДНБ, ДДИ-3 и др.

Дальномеры двойных изображений построены на принципе отклонения лучей, проходящих от горизонтальной или вертикальной рейки через оптический клин. Общий вид и принципиальная схема таких дальномеров показаны на рис. V.12. Насадка дальномера соединяется с объективным концом трубы и закрепляется зажимным винтом 1. Труба уравнивается противовесом, который надевается со стороны окуляра. В корпусе 2 насадки закреплена оправка 3 с двумя ахроматическими клиньями

и одной плоскопараллельной пластинкой. Два клина перекрывают одну половину объектива, а плоскопараллельная пластинка — вторую. Оправа с клиньями и пластинкой закрыта колпачком 4, с которым соединена шторка 5. Шторкой закрывают половину светового отверстия объектива, в котором расположены клинья. Во время измерения расстояний шторка должна быть открыта, а при измерении углов — закрыта.

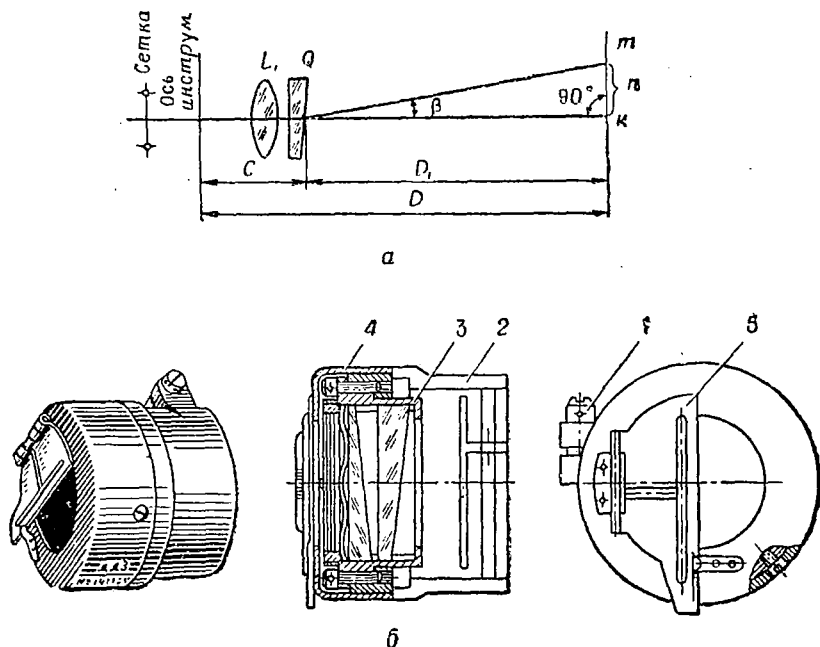


Рис. V.12. Дальномерная насадка ДД-3:

a — принципиальная схема устройства дальномера двойного изображения с постоянным углом; *б* — общий вид насадки ДД-3; 1 — закрепительный винт; 2 — корпус; 3 — оправа; 4 — колпачок; 5 — шторка

Лучи света, проходящие через оптический клин Q , после преломления отклоняются на угол β . Луч, идущий от центра сетки нитей в открытую часть объектива, спроектируется в точку k на рейке, а луч от той же точки, пройдя через оптический клин, попадет на рейку в точку m , и наблюдатель увидит два изображения рейки, смещенные на величину n . Если подобрать коэффициент преломления луча в призме так, чтобы угол отклонения луча β был равным $34'22'',6$ ($\text{ctg } 34'22'',6 = 100$), то $D_1 = 100 \cdot n$, а измеряемая линия

$$D = 100n + C, \quad (\text{V.21})$$

где C — расстояние от оси вращения инструмента до передней грани оптического клина.

Дифференциальный дальномер ДД-3 предназначен для измерения расстояний от 20 до 180 м по двухметровой рейке и от 50 до 250 м по трехметровой рейке с относительной средней квадратической ошибкой 1:2000. Он может применяться с теодолитами ТТ-5, ТТ-4, ТТ-50, ОТМ и ТТМ. Комплект дальномера состоит из дальномерной насадки, противовеса и двух вертикальных дальномерных реек длиной два или три метра.

Дальномерные рейки (рис. V.13) делаются деревянными и к ним прикрепляются инварные штриховые полоски со шкалами. На двухметровых рейках цена деления шкалы $a=2$ см, на трехметровых $a=5$ см. Рейки двусторонние, одна сторона белая, вторая желтая. На одной стороне шкала оцифрована от 2 до 9 и верньер нанесен так, что постоянное число дальномера $c=0$. На другой стороне шкала оцифрована от 1 до 9 и верньер нанесен так, что $c=11,111$. Рейка снабжена круглым уровнем, рукоятками, подставкой и подпорками для удержания ее в вертикальном положении. Дальномерный отсчет по рейкам производится с помощью имеющихся на них верньеров.

Для измерения расстояния в точке А устанавливают теодолит, в точке В вертикально рейку (рис. V.14). В поле зрения трубы точки М и N будут видны совмещенными, а верньер прилегающим к делениям рейки. Наводят трубу на рейку так, чтобы средняя горизонтальная нить сетки расположилась вблизи нулевого штриха верньера. Если при этом ни один штрих верньера не совместится со штрихом рейки (рис. V.15, а), то, закрепив трубу, наводящим винтом наклоняют ее до тех пор, пока один из штрихов верньера совместится с ближайшим к нему штрихом рейки (рис. V.15, б). При этом средняя горизонтальная нить сетки не должна выходить за пределы верньера. Отсчет по рейке будет складываться из следующих частей:

- целого числа делений шкалы рейки, взятого до нулевого штриха верньера (на рис. V.15, б — 69,00);
- числа десятых долей деления шкалы, взятых по номеру совпадающего штриха верньера (0,500);
- числа сотых и тысячных долей деления рейки, равных соответственно числу целых делений верньера и их десятых долей, заключенных между нульпунктом верньера и средней горизонтальной нитью сетки (0,036).

При двухсантиметровых делениях рейки отсчет необходимо удвоить или сделать два наведения и полученные результаты

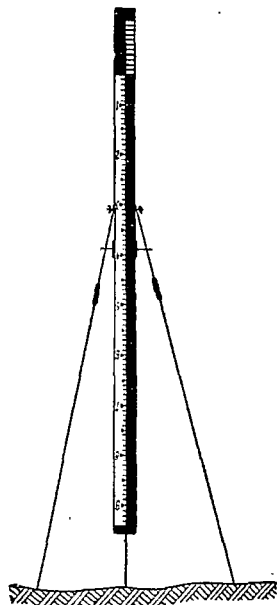


Рис. V.13. Дальномерная рейка к насадке ДД-3

сложить. При пятисантиметровых делениях отсчет делят на два.

Для определения горизонтального проложения линии измеряют угол наклона α линии визирования, для чего среднюю нить сетки наводят на штрих верньера, совмещенный со штрихом рейки, делают отсчет по вертикальному кругу и вычисляют угол наклона.

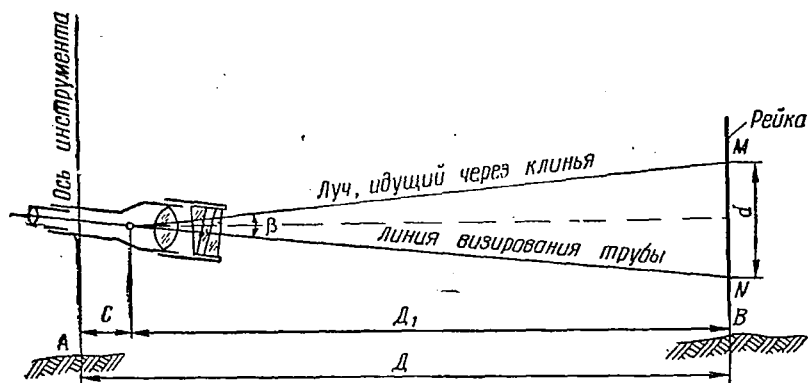


Рис. V.14. Схема измерения расстояний насадкой ДД-3

Горизонтальное проложение определяют по формуле

$$d = D \cos^2 (\alpha + 17'11'',3), \quad (V.22)$$

где $(\alpha + 17'11'',3)$ — угол наклона биссектрисы параллактического угла β ($17'11'',3$ — половина параллактического угла дальномера).

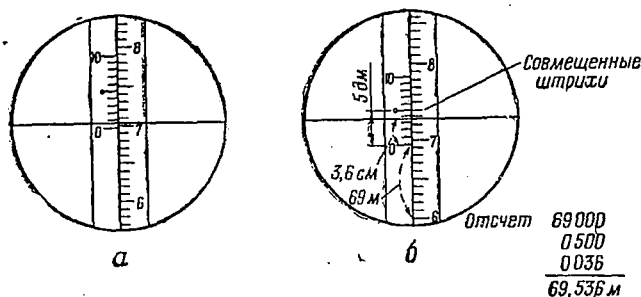


Рис. V.15. Отсчет по рейке при определении расстояний дальномерной насадкой ДД-3

Поправку за наклон вычисляют по формуле

$$\Delta d = D \sin^2 (\alpha + 17'11'',3). \quad (V.23)$$

Для вычисления горизонтальных проложений при работе с дальномерами ДД-3 и ДД-5 имеются таблицы.

Коэффициент дальномера ДД-3 может отличаться от 100, поэтому перед работой коэффициент проверяется и приводится к 100 путем измерения расстояния известной длины и исправления положения насадки относительно визирной оси.

Дифференциальный дальномер ДД-5 выпускается с 1960 г. для использования с теодолитом ТОМ. Насадка может быть использована и с другими инструментами, имеющими посадочный диаметр 38 мм. Для установки насадки на инструментах, имеющих другой посадочный диаметр трубы, необходима переходная втулка.

ДД-5 предназначен для измерения расстояний от 40 до 200 м с относительной квадратической ошибкой 1:1200. Так же, как и насадка ДД-3, насадка ДД-5 имеет коэффициент дальномера $K=200$.

Авторедукционный дальномер ДАР-100 представляет собой дальномерную насадку типа ДД-3, но, вследствие того что редуцирующий оптический клин при наклоне зрительной трубы в пределах $\pm 21^\circ$ сохраняет свое положение по отношению к горизонту, происходит автоматическое редуцирование (приведение) наклонных расстояний на горизонтальную плоскость. При работе с дальномером не требуется измерять углы наклона линий и вычислять поправки для приведения линий к горизонту, что значительно увеличивает (примерно на 40%) производительность труда. ДАР-100 можно измерять горизонтальные продолжения линий местности длиной от 20 до 200 м с относительной средней квадратической ошибкой 1:1500—1:2000.

В дальномерный комплект входят две штриховые рейки с верньерами и ценой деления 2 см на одной стороне и 1 см — на другой. Для приведения рейки в отвесное положение они снабжены круглым уровнем и двумя упорными ножками. Дальномерный отсчет по рейке делается так же, как и при измерении линий насадкой ДД-3.

Дальномером двойного изображения с постоянным базисом является дальномерная насадка ДНТ-2. Если в точке визирования, до которой определяется расстояние, установить постоянный базис (базисную рейку), расположенный горизонтально под прямым углом к направлению измеряемого расстояния, то, измерив величину параллактического угла между направлениями на концы базиса, можно по формуле (V.11) определить величину горизонтального проложения. По такому принципу устроен дальномер ДНТ-2. Его комплект состоит из дальномерной насадки с би-призмой и щелевой диафрагмой, двух дальномерных реек со штативами и угломерных марок с треножными подставками.

Дальномерная насадка приспособлена для работы с теодолитами ТТ-4, ТТ-5, Т5, Т2 и ОТШ и предназначена для измерения расстояний от 50 до 700 м со средней квадратической ошибкой 1:1500.

§ 7. ПОНЯТИЕ О РАДИО- И СВЕТОДАЛЬНОМЕРАХ

Свето- и радиодальномеры или электрооптические дальномеры работают по принципу физической оптики, радиотехники и электроники и могут быть отнесены к электронным приборам для измерения расстояний. Действие этих приборов основано на физических законах распространения электромагнитных волн и на сравнении сигналов электронными методами. Сущность электронного измерения расстояний состоит в следующем: в начальной точке измеряемой линии устанавливается генератор, излучающий электромагнитные колебания, которые, распространяясь в виде волн, отражаются на другом конце измеряемой линии и вновь принимаются в начальной точке линии. Величина расстояния D , пройденного волнами, определяется по формуле

$$D = \frac{Vt}{2}, \quad (V.24)$$

где V — скорость распространения волн;

t — время их прохождения вдоль измеряемой линии в оба конца.

Время прохождения электромагнитных волн может быть измерено различными методами. По характеру излучения энергии различают два способа измерения расстояний: с прерывистым (импульсным) излучением и с непрерывным излучением электромагнитных волн. В зависимости от характера излучения энергии светодальномеры и радиодальномеры делятся на два типа:

— импульсные — время распространения колебаний измеряется с помощью излучения импульсов и приема их после отражения;

— фазовые — время определяется по разности фаз посылаемых и принимаемых синусоидально модулированных колебаний.

В геодезической практике получили распространение фазовые дальномеры, являющиеся более точными по сравнению с импульсными.

Основными частями дальномера являются:

— излучатель энергии света или радиоволн (в светодальномерах излучателем энергии служит лампа накаливания, а в радиодальномерах — параболическая антенна, передающая колебания высокой частоты);

— модулятор (преобразователь) электромагнитных волн, управляемый генератором высокой частоты;

— передающее устройство, направляющее модулированные волны на отражатель;

— приемник возвратившихся от отражателя волн и устройство для прямого или косвенного измерения времени распространения излученных и принятых волн.

В Советском Союзе выпускаются большой электро-дальномер ЭОД с фотоэлектрическим приемником, средний СВВ-1 с визуальным приемником, радиодальномер РДГ и

малые топографические светодальномеры ДС-2, ДСТ-3, СТ-61, СТ-62М и др.

Дальномер ЭОД применяется в полигонометрии и триангуляции 1-го и 2-го классов для измерения расстояний до 30 км с относительной ошибкой 1:400 000.

Дальномером СВВ-1 измеряют расстояния до 5 км днем и до 20 км ночью с относительной ошибкой 1:200 000.

Малые топографические светодальномеры предназначены для измерения расстояний до 3—5 км с относительной средней квадратической ошибкой не более 1:50 000.

ГЛАВА VI

ПЛАНОВОЕ ОБОСНОВАНИЕ СЪЕМОК

§ 1. СУЩНОСТЬ И НАЗНАЧЕНИЕ ПЛАНОВОЙ ОСНОВЫ

Плановой геодезической основой называют совокупность опорных точек, равномерно размещенных и закрепленных знаками на земной поверхности. Координаты этих точек определяют в общей для всей страны единой системе геодезических координат 1942 г., за начало которых принято Пулковое. Эта сеть опорных точек служит плановым основанием различных топографических съемок, в какой бы части территории государства они ни производились. При переносе проектов инженерных сооружений от точек геодезической основы разбивают на местности и закрепляют основные оси и контуры строящихся объектов. Геодезическая плановая сеть дает также материал для научных выводов относительно размеров и формы Земли.

Количество опорных точек для обоснования, например, съемок может быть достаточно велико и было бы целесообразно определять их все с одинаково высокой точностью. Поэтому геодезическими измерениями и астрономическими наблюдениями определяют координаты лишь ограниченного числа характерных точек, которые и образуют государственную астрономо-геодезическую сеть СССР. Дальнейшее сгущение государственной сети осуществляется съемочными и сетями местного значения, координаты точек которых определяют с меньшей точностью.

Таким образом, создание плановой основы производится в соответствии с основным принципом научной организации геодезических работ: перехода от общего к частному с систематическим контролем всех измерений. Такая организация работ позволяет ослабить влияние неизбежных ошибок измерений на точность вычисления координат точек и не допустить накопления их в какой-либо одной части снимаемой территории, что привело бы к значительным искажениям результатов съемок.

Соответственно этому принципу плановые сети подразделяются на следующие виды: государственную геодезическую сеть (ГГС); сети местного значения, развиваемые в отдельных районах при недостаточном числе пунктов ГГС; съемоч-

ные сети, от точек которых производят съемку контуров и рельефа местности, а также различные измерения при строительстве; специальные сети, создаваемые при строительстве сооружений, к плановой основе которых предъявляют дополнительные, специальные требования. Координаты точек этих сетей вычисляются от точек ГГС путем привязки их прокладкой теодолитных ходов и угловыми засечками (см. § 6 главы IV).

§ 2. ПОНЯТИЕ О МЕТОДАХ СОЗДАНИЯ ГОСУДАРСТВЕННОЙ ГЕОДЕЗИЧЕСКОЙ СЕТИ

Государственная геодезическая сеть СССР является главной геодезической основой топографических съемок всех масштабов и должна удовлетворять требованиям народного хозяйства и обороны страны при решении соответствующих научных и инженерно-технических задач.

Государственная геодезическая сеть (ГГС) подразделяется на плановую и высотную. Плановая сеть создается методами триангуляции, трилатерации, полигонометрии и их сочетаниями.

При триангуляции на местности создают цепь треугольников, близких к равносторонним (рис. VI.1). Вершины треугольников на местности закрепляют специальными знаками в виде бе-

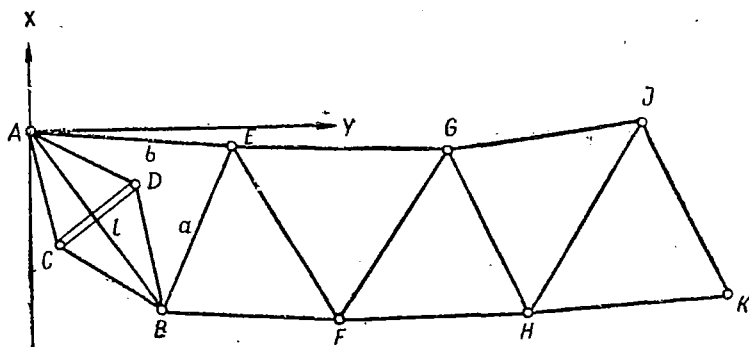


Рис. VI.1. Триангуляция:
A, B, E, ..., K — пункты; CD — базис

тонных усеченных пирамид с марками, называемыми центрами (рис. VI.2). Над центрами устанавливают наружные знаки (пирамиды или сигналы) такой высоты, чтобы была обеспечена видимость между вершинами в треугольниках (рис. VI.3).

Закрепленные таким образом вершины треугольников называют пунктами. На каждом пункте измеряют все горизонтальные углы в треугольниках. Одновременно измеряется одна из сторон треугольника, например AB , принимаемая за базис, или особо избранный базис CD (рис. VI.1), от которого затем вычисляют сто-

рону AB . Базисы измеряются свето- и радиодальномерами, а также прецизионными мерными приборами с высокой точностью.

Для получения координат пунктов по теореме синусов вычисляют длины сторон треугольников. Так, например, для треугольника ABE (рис. VI.1) можно написать

$$a = l \frac{\sin A}{\sin E}. \quad (\text{VI.1})$$

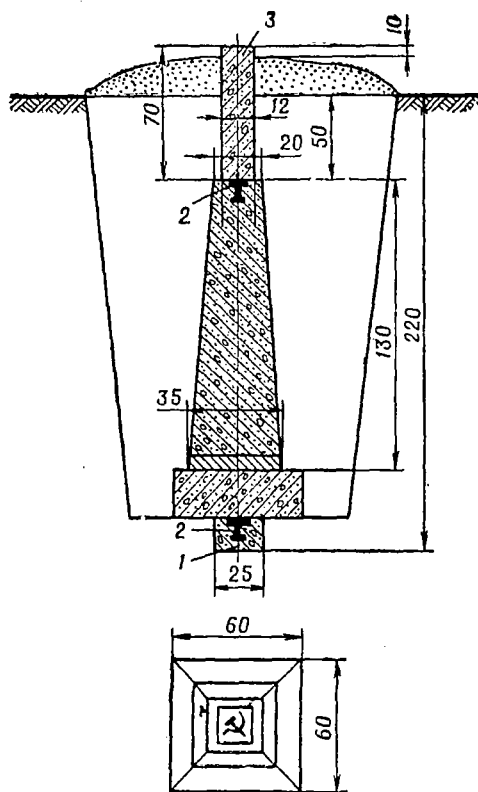


Рис. VI.2. Центр геодезического пункта для районов неглубокого (до 1,5 м) промерзания грунта:

1 — нижний центр; 2 — марка; 3 — опознавательный столб

Аналогично вычисляют стороны остальных фигур. Затем производят уравнивание сети и, наконец, вычисляют координаты всех вершин треугольников. Триангуляция может состоять из цепи треугольников, четырехугольников, центральной системы и сплошной сети треугольников (рис. VI.5).

Если в треугольнике вместо углов измеряют все стороны, то такой метод создания геодезической опорной сети называют три-

латерацией. Углы и координаты вершин треугольников определяют из тригонометрических вычислений. В связи с созданием высокоточных свето- и радиодальномеров этот метод находит широкое применение.

Применение метода полигонометрии основано на проложении на местности вытянутых ломаных ходов с углами излома,

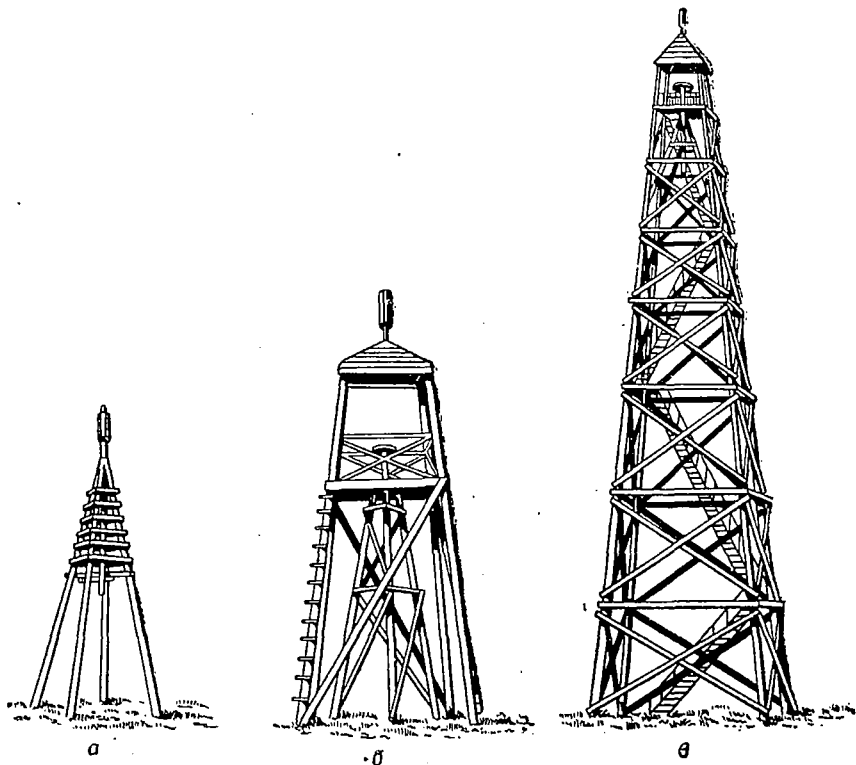


Рис. VI.3. Наружные знаки триангуляции:
а — простая пирамида; б — простой сигнал; в — сложный сигнал

близкими к 180° . Вершины углов закрепляются подземными знаками, как и пункты триангуляции, и при необходимости строят небольшие наземные знаки. В каждом ходе измеряют горизонтальные углы и линии с высокой точностью. Линии измеряют шкаловыми лентами, инварными проволоками или свето- и радиодальномерами. Полигонометрические ходы могут прокладываться между пунктами триангуляции или образуют самостоятельную сеть полигонов с узловыми точками в местах пересечения ходов.

Государственная геодезическая сеть ГГС СССР строится также по принципу перехода от общего к частному и в зависимости от точности измерения углов и базисов, длин сторон и порядка по-

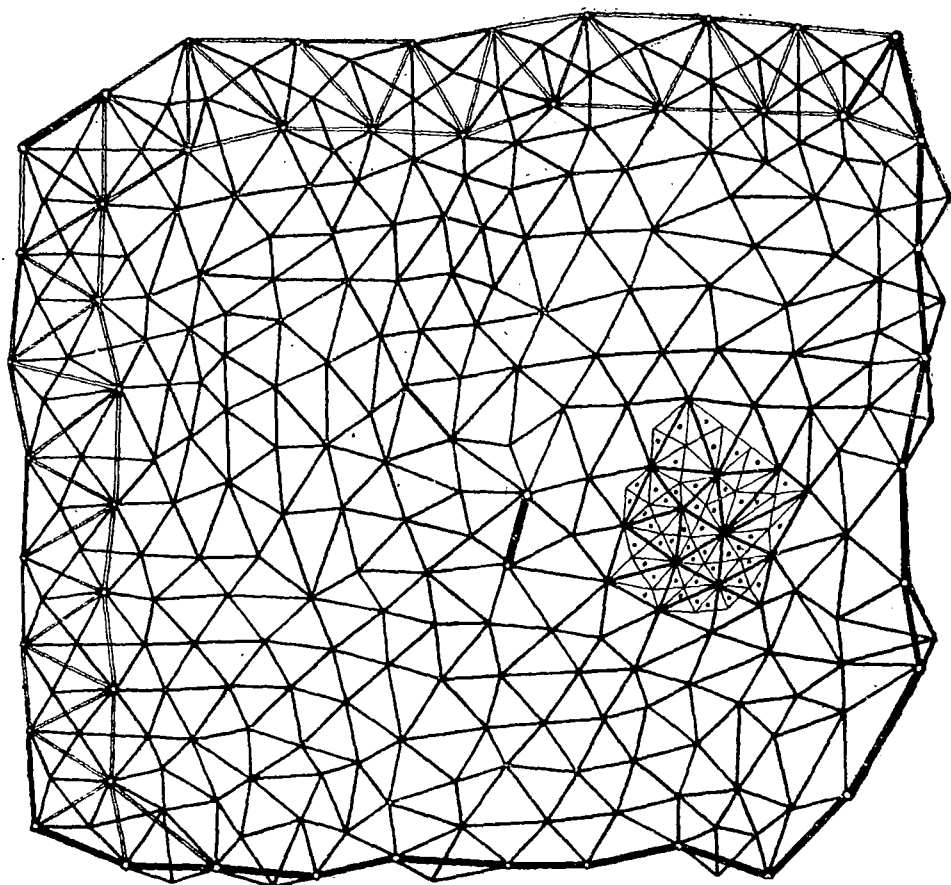


Рис. VI.4. Схема построения государственной геодезической сети различных классов:

- ==== стороны триангуляции 1-го класса
- ===== стороны триангуляции 2-го класса
- базисные стороны и линии полигонометрии 1-го класса
- стороны триангуляции 3-го класса
- пункты 4-го класса
- пункты астрономические

следовательного развития подразделяется на сети 1, 2, 3 и 4-го классов.

Сеть 1-го класса служит основой для развития сетей низших классов и вычисления координат их пунктов в единой системе для всей территории СССР. Результаты построения сети 1-го класса позволяют получить исходные данные для изучения формы и размеров Земли, наблюдения вековых движений и деформации земной коры, определять разности уровней морей и океанов и т. п.

Сети 1-го класса строятся в виде полигонов, образуемых рядами триангуляции или ходами полигонометрии, проложенными по возможности вдоль меридианов и параллелей. Периметр полигона — около 800 км, а стороны, называемые звеньями, не превышают 200 км. В вершинах полигонов и внутри их определяются парные астрономические пункты (широта, долгота, истинный азимут). Таким образом, эта система полигонов составляет астрономогеодезическую сеть СССР 1-го класса.

Начальным пунктом, от которого последовательно вычисляют геодезические координаты пунктов астрономо-геодезической сети, является пункт 1-го класса Пулково.

Сеть 2-го класса строится внутри полигонов 1-го класса в виде сплошной триангуляционной сети. В некоторых случаях триангуляция может быть заменена системой пересекающихся ходов полигонометрии. Она, как и триангуляция 1-го класса, является основой для развития сетей последующих классов.

Сети 3-го и 4-го классов являются заполняющими сетями триангуляции высших классов. В районах, где отсутствует триангуляция 1-го и 2-го классов, допускается для обоснования топографических съемок крупного масштаба строить самостоятельные сети 3-го и 4-го классов.

Схема построения ГГС показана на рис. VI.4, а техническая характеристика сетей различных классов указана в табл. VI.1.

Для всех пунктов ГГС наряду с геодезическими координатами (B ; L) вычисляют и прямоугольные (x ; y) на плоскости в проекции Гаусса в 6-градусных зонах, а в районах съемок масштаба 1:5000 и крупнее также и в 3-градусных зонах.

Государственная геодезическая сеть создается по единой программе и в строгой последовательности специальными геодезическими предприятиями Главного управления геодезии и картографии при Совете Министров СССР и отрядами Военно-топографической службы Советской Армии. Сведения о ГГС печатаются в сводных каталогах.

В нашу космическую эпоху путем наблюдения искусственных спутников Земли возможно создавать геодезические сети на целые страны и континенты и устанавливать геодезические связи между отдельными материками, т. е. имеется реальная возможность создать мировую геодезическую сеть. Эти задачи решает космическая геодезия,

Технические характеристики государственных геодезических сетей*

№ по пор.	Показатель	Триангуляция				Поллигометрия			
		1-й класс	2-й класс	3-й класс	4-й класс	1-й класс	2-й класс	3-й класс	4-й класс
1	Длина сторон, км	20 и более	7—20	5—8	2—5	20—25	По специальной программе	Не менее 3	Не менее 2
2	Средняя квадратическая ошибка измерения углов . .	$\pm 0",7$	$\pm 1",0$	$\pm 1",5$	$\pm 2",0$	$\pm 0",4$	$\pm 1",0$	$\pm 1",5$	$\pm 2",0$
3	Наибольшие средние квадратические относительные ошибки измерения базисных сторон в триангуляции, длин сторон трилатерации и полигометрии	1:400000	1:300000	1:200000	1:200000	1:300000	1:250000	1:200000	1:150000
4	Наименьшее значение угла в треугольниках	40°	20°	20°	20°	Близкие к 180°			—
5	Предельные значения невязок в треугольниках	$3''$	$4''$	$6''$	$8''$	—	—	—	—
6	Средние квадратические ошибки астрономических определений:								
	— широты	$0",3$	$0",3$	—	—	—	—	—	—
	— долготы	$0^s,03$	$0^s,03$	—	—	—	—	—	—
	— азимута	$0",5$	$0",5$	—	—	—	—	—	—

* Инструкция о построении государственной геодезической сети СССР. М., «Недра», 1966.

§ 3. СЕТИ МЕСТНОГО ЗНАЧЕНИЯ И СЪЕМОЧНОЕ ГЕОДЕЗИЧЕСКОЕ ОБОСНОВАНИЕ

Для производства топографических инженерных съемок масштабов 1:5000—1:500 и разбивочных работ необходима достаточно густая сеть (порядка 4—8 опорных пункта на 1 км²). Плотность же опорных пунктов ГГС составляет в среднем лишь 1 пункт на 15 км², а в отдаленных северных и восточных районах страны эта плотность может быть значительно меньше. По этой причине организации, производящие инженерно-геодезические работы в городах, на строительных площадках, при изысканиях железных и автомобильных дорог, крупных мостовых переходов создают в дополнение к опорным пунктам ГГС и на их основе сети местного значения, а при отсутствии пунктов ГГС — самостоятельные сети.

В соответствии с классификацией геодезических сетей СССР сети местного значения подразделяют на аналитические сети 1-го и 2-го разрядов и полигонометрию также двух разрядов.

Аналитические сети создают методом триангуляции и трилатерации. Пункты этих сетей закрепляются постоянными знаками. Основные показатели, характеризующие построение и точность геодезических сетей местного значения, приведены в табл. VI.2.

Таблица VI.2

**Основные показатели аналитических сетей и полигонометрии
местного значения**

Наименование сети	Длина сторон, км	Ошибка измерения угла	Относительная ошибка выходной стороны	Относительная линейная невязка хода	Масштаб съемки	Число пунктов сети на 1 км ²
Аналитическая сеть 1-го разряда	2—5	5"	1:50 000	—	1:1 000	2—8
Аналитическая сеть 2-го разряда	0,5—3	10"	1:25 000	—	1:2 000	1—4
Полигонометрия 1-го разряда	—	5"	—	1:10 000	1:5 000	0,5—1
Полигонометрия 2-го разряда	—	10"	—	1:5 000	1:10 000	0,5—0,1

Триангуляция аналитических сетей может создаваться в виде цепочки треугольников (рис. VI.5, а), геодезического четырехугольника (рис. VI.5, б) или центральной системы (рис. VI.5, в).

Съемочное геодезическое обоснование служит непосредственной опорой для съемки подробностей местности, производства изысканий и разбивочных работ, связанных с перенесением проекта сооружения в натуру.

Съемочные сети подразделяются на плановые и высотные. Плановые сети создают на участках съемки прямыми, обратными и комбинированными геодезическими засечками с

пунктов сети всех классов и разрядов, проложением теодолитных, тахеометрических и мензульных ходов. Густота пунктов съемочного обоснования на 1 км^2 зависит от масштаба съемки и может изменяться в пределах: 4—10 (1:5000); 12—20 (1:2000) и 16—40 (1:1000).

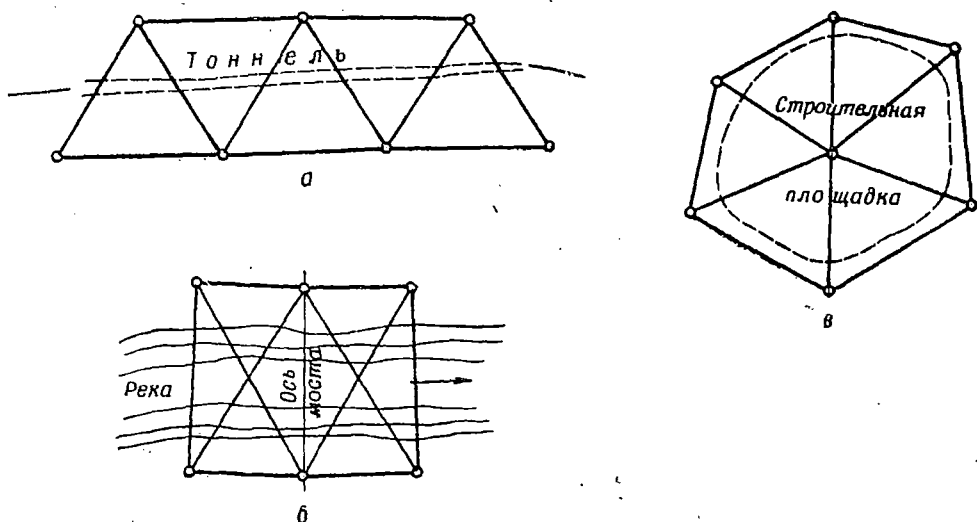


Рис. VI.5. Аналитические сети местного значения:

а — цепь треугольников; б — геодезический четырехугольник; в — центральная система

Теодолитный ход, подобно полигонометрическому, представляет собой ломаную линию, с длиной звеньев (сторон хода) до 350 м. Между сторонами измеряют теодолитом горизонтальные (правые по ходу или левые) углы и длины линий. Теодолитные ходы, в которых одновременно измеряют высоты вершин углов, называются высотно-теодолитными или тахеометрическими ходами. Стороны тахеометрических ходов, как правило, измеряют дальномерами.

Плановые съемочные сети создаются с точностью от 1:3000 до 1:300 в зависимости от назначения работ и применяемого способа и точности измерений длин линий.

Пункты съемочного обоснования, как правило, закрепляются на местности временными знаками — деревянными кольями, столбами, металлическими трубками и т. п.

§ 4. ТЕОДОЛИТНЫЕ ХОДЫ И ИХ ВИДЫ

Теодолитные ходы, как самостоятельный вид съемочного геодезического обоснования, находят широкое применение при инженерно-геодезических работах. Так, например, рабочей основной съемки полосы местности, отводимой под дорожную трассу (обычно в масштабах 1:1000, 1:2000 и 1:5000), является разомкнутый

теодолитный ход (магистраль), проложенный по оси трассы. При съемке участков под строительство станций, узлов, железнодорожных поселков, мостовых переходов и т. п. теодолитные ходы проектируются по границам этих участков в виде сомкнутых ходов (полигонов), опирающихся на точки магистрального хода. Если площади съемок при масштабе 1:5000 не превышают 20 км², а при съемке масштаба 1:2000 — 6 км², то рабочей основой могут являться теодолитные ходы, опирающиеся на пункты государственной или местной геодезической сети.

Таким образом, в зависимости от размеров и формы снимаемых участков теодолитные ходы могут быть запроектированы в виде сомкнутого хода (полигона) (рис. VI.6, а), разомкнутого хода

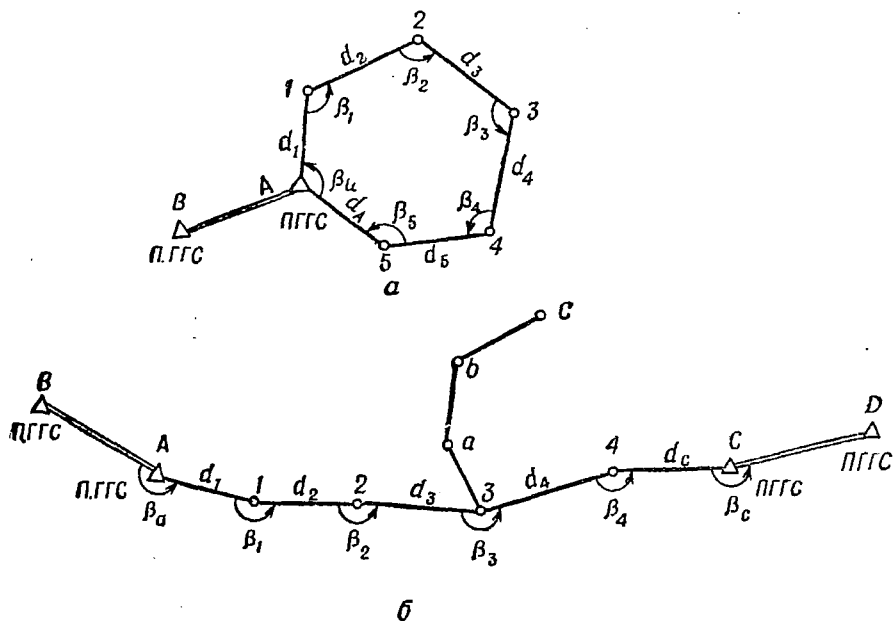


Рис. VI.6. Теодолитные ходы:

а — сомкнутый (полигон); б — разомкнутый (магистраль А-1-2-3-4-С) и висячий (3-а-б-с)

(магистрали) (рис. VI.6, б), системы полигонов, состоящей из нескольких примыкающих один к другому сомкнутых ходов, или системы ходов, пересекающихся в узловых точках. При съемках второстепенных объектов, расположенных обособленно на снимаемой территории, разрешается прокладывать висячие съемочные ходы, примыкающие лишь одним концом к пунктам сети.

Длину линий ходов проектируют в пределах 40—500 м. Для проектирования и вычисления координат точек в общей системе теодолитные ходы привязываются к пунктам государственной или местной геодезической сети (см. § 6).

Длины съёмочных ходов и удаленность узловых точек от пунктов привязки регламентируются масштабами съёмки и застройкой территории (табл. VI.3).

Таблица VI.3

Основные показатели теодолитных ходов

Наименование показателей	Масштаб съёмки			
	1 : 500	1 : 1000	1 : 2000	1 : 5000
Длина хода между пунктами привязки, км:				
на застроенной территории	0,8	1,2	2	4
на незастроенной территории	1,2	1,8	3	6
Удаленность узловых точек от пунктов ГГС, км	0,7	1	1,5	3
Предельная длина висячего хода, м:	При одной точке поворота		При двух точках поворота	
на незастроенной территории	150	150	300	300
на застроенной территории	100	150	200	—
	Не более трех точек поворота			

§ 5. ПОЛЕВЫЕ РАБОТЫ ПРИ ПРОКЛАДКЕ ТЕОДОЛИТНЫХ ХОДОВ

Рекогносцировку участка, т. е. предварительное ознакомление с районом съёмки и составление проекта проложения теодолитных ходов, делают по имеющимся топографическим картам и схемам. При проектировании ходов учитывают нормативы, указанные в табл. VI.3. Если картографические материалы отсутствуют, то работы начинают с рекогносцировки местности, т. е. предварительного осмотра участка, подлежащего съёмке. В результате рекогносцировки намечается расположение ходов. Теодолитные ходы должны проходить по ровной и благоприятной для измерения линий местности. Углы наклона отдельных линий не следует допускать более 5°. Между соседними вершинами в ходах должна существовать взаимная видимость, и располагать вершины следует на местах, удобных для установки теодолита.

Средняя длина линий устанавливается около 200—250 м. При трассировании дорог длины линий могут быть значительно больше 500 м.

Способы закрепления вершин теодолитных ходов зависят от целей производимых работ и требуемой точности, грунта, имеющихся материалов и т. п. и регламентируются инструкциями.

Длины линий измеряют прокомпарированной 20-метровой стальной лентой в прямом и обратном направлениях с допустимой ошибкой около 1:1000—1:2000 в зависимости от категории местности или дальномерными насадками ДН-04, ДНР-06, ДН-08, которые обеспечивают такую же точность измерения ли-

ний, что и мерная лента. На крутых спусках и подъемах со значительными изломами профиля линии применяют метод ватерпасовки.

Измерение горизонтальных углов производят оптическими или 30-секундными теодолитами с верньерами способом приемов при двух положениях горизонтального круга с перестановкой лимба на 90° между полуприемами. Углы обычно измеряют правые по ходу, а для сомкнутых теодолитных ходов — внутренние углы полигона.

Для ориентирования хода и контроля измерения горизонтальных углов отсчитывают по буссоли теодолита магнитные азимуты.

Всю полученную в поле информацию, т. е. результаты измерения горизонтальных углов, длин линий и углов наклона, записывают в полевые журналы. Составляется схема ходов.

§ 6. ПРИВЯЗКА ТЕОДОЛИТНЫХ ХОДОВ К ПУНКТАМ ГОСУДАРСТВЕННОЙ ГЕОДЕЗИЧЕСКОЙ ОСНОВЫ. ОПРЕДЕЛЕНИЕ РАССТОЯНИЙ, НЕДОСТУПНЫХ ДЛЯ НЕПОСРЕДСТВЕННОГО ИЗМЕРЕНИЯ

В процессе полевых измерений теодолитные ходы должны привязываться к пунктам государственной или местной геодезической основы. Это позволяет получить исходные данные для камеральных работ и вычислить координаты точек в системе общесоюзных зональных прямоугольных координат Гаусса. В этом случае материалы съемок могут быть использованы для целей государственного картографирования. Кроме того, привязка позволяет контролировать полевые измерения углов и длин линий.

Если пункты ГГС расположены непосредственно в районе съемки, то их включают в число точек теодолитного хода и для передачи дирекционного угла измеряют примычные углы (β_a, β_c) (рис. VI.6, б) между стороной хода и направлением на какой-либо другой видимый пункт ГГС или азимутный столб (азимутные столбы устанавливаются для ориентирования ГГС на расстоянии 500—1000 м от знака).

Привязку точек теодолитного хода по оси трассы следует производить в начале и в конце хода и через каждые 25—30 км (при удалении пунктов ГГС от привязываемых точек от 3 до 10 км).

Необходимые сведения о местоположении пунктов ГГС в районе съемки, их координаты, высоты, дирекционные углы или азимуты получают в топографических отделах военных округов или в местных органах геонадзора ГУГК.

Ниже рассмотрены некоторые возможные случаи плановой привязки точек магистрального теодолитного хода к пунктам ГГС.

Простейшим способом привязки может быть вспомогательный теодолитный ход *МАВС*, проложенный от магистрали по трассе до пункта триангуляции или полигонометрии ГГС (рис. VI.7).

На пункте M измеряют примычные углы β и β_1 (для контроля) между стороной теодолитного хода MA и направлением MS на азимутный столб. По углу β , углам при точках A , B и C , длинам сторон и известному дирекционному углу T направления MS вычисляют дирекционный угол стороны CD хода по трассе и координаты точки C .

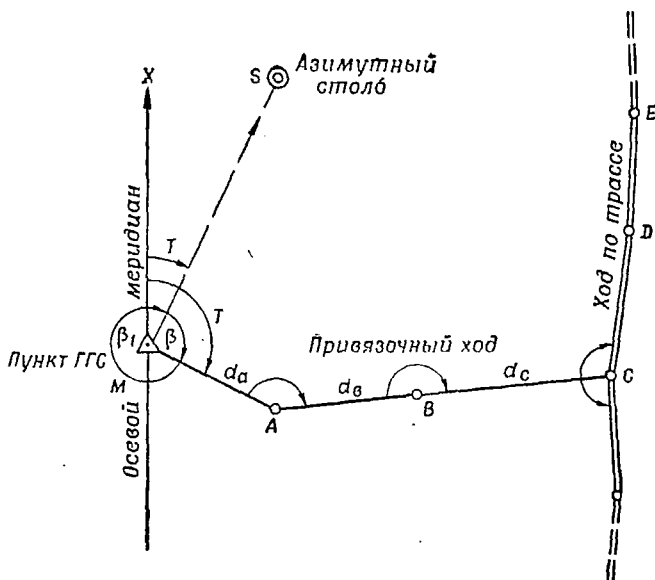


Рис. VI.7. Привязка точки трассы к пунктам ГГС прокладкой вспомогательного хода $MABC$

При значительном удалении знаков ГГС от магистрального хода привязку производят засечками. Необходимо при этом, чтобы с двух точек хода по трассе были видны не менее двух пунктов геодезической сети (рис. VI.8).

В точках A и B измеряют примычные углы β и решают треугольники ABM и ABN по измеренной стороне AB . По известным координатам пунктов M и N и формулам обратной геодезической задачи (§ 8) вычисляют длину и дирекционный угол линии MN (если они неизвестны). Затем, решая треугольники AMN и BMN , вычисляют их стороны, а по ним — координаты точек A и B и дирекционный угол стороны AB трассы.

В третьем случае привязки может оказаться, что с точки A хода по трассе имеется видимость на пункты M и N геодезической сети, а взаимная видимость между этими знаками отсутствует (рис. VI.9). Для того чтобы передать дирекционный угол T на линию трассы AB , необходимо решить треугольник AMN и найти углы β_3 и β_1 . Расстояние $MN=D$ и дирекционный угол T этой стороны могут быть известны или их вычисляют по формулам

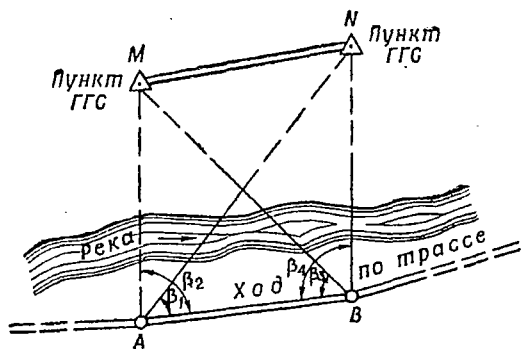


Рис. VI.8. Привязка точек трассы к пунктам ГГС угловыми засечками

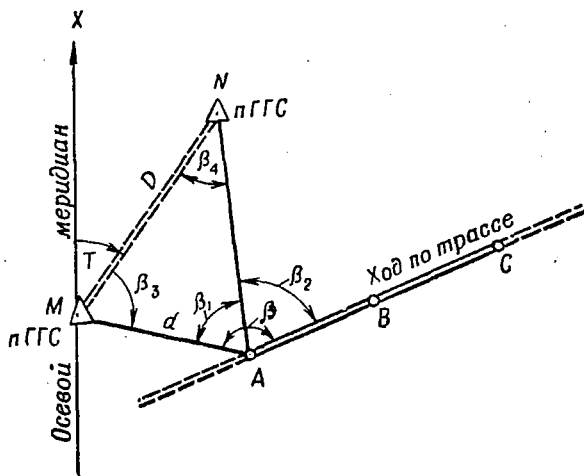


Рис. VI.9. Привязка хода по трассе путем измерения направлений на два пункта ГГС

обратной геодезической задачи. Тогда, измерив непосредственно или косвенно линию $AM=d$ и углы β , β_1 и β_2 , вычислениями получают, что

$$\sin \beta_4 = \frac{d}{D} \sin \beta_1, \quad (\text{VI.2})$$

после чего $\beta_3 = 180^\circ - (\beta_1 + \beta_4)$.

Дальнейшее решение аналогично описанному в первом случае.

При работах может оказаться, что передача дирекционного угла и координат от знаков ГГС описанными выше способами затруднительна или пункты сети расположены от трассы далее 10 км. Тогда привязка заменяется определением лишь истинного азимута по наблюдениям небесных светил или с помощью гиротеодолита с точностью 1—2' через каждые 25 км хода по трассе.

При ускоренных железнодорожных изысканиях и при строительстве обходов на театре военных действий разрешается выполнять съемки в условной системе высот и координат, но с обязательной привязкой в плане к оси главного пути существующей железной дороги и по высоте к головке рельса.

Определение неприступных расстояний при пересечениях линией трассы рек, каналов и глубоких оврагов шириной до 100 м может быть произведено оптическими дальномерами

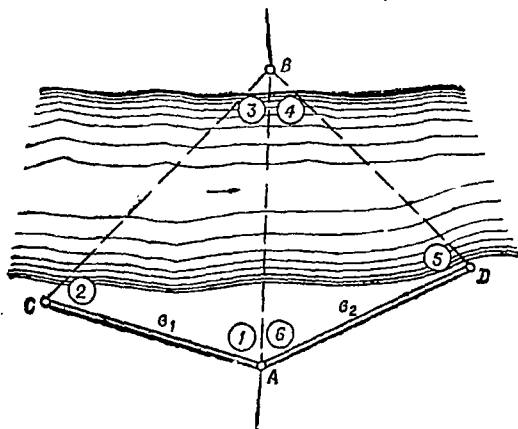


Рис. VI.10. Определение недоступного расстояния AB :

1—6 — измеряемые углы; a_1 и a_2 — измеряемые базы

двойных изображений ДН-04, ДНР-06 или ДН-08 с относительной средней квадратической ошибкой 1 : 1500—1 : 2000. Расстояния через более широкие препятствия определяют аналитически, путем разбивки на местности и решения одного или двух треугольников (рис. VI.10). Треугольники по форме должны быть близкими к равносторонним, а их береговые стороны, принимаемые за базы, должны иметь длину не менее 0,6—0,8 определяемого расстояния.

Углы измеряют теодолитом одним полным приемом, базы — лентой не менее двух раз с точностью 1:3000. Угловые невязки в треугольниках распределяют поровну по всем трем углам.

Решая треугольники ABC и ABD , находят дважды длину линии AB :

$$AB = b_1 \frac{\sin 2}{\sin 3}, \quad AB = b_2 \frac{\sin 5}{\sin 4}.$$

Если разность в значениях AB меньше 1:2000, то за окончательный результат принимают среднее значение.

§ 7. ОБРАБОТКА РЕЗУЛЬТАТОВ ИЗМЕРЕНИЙ, УВЯЗКА УГЛОВ, ВЫЧИСЛЕНИЕ ДИРЕКЦИОННЫХ УГЛОВ И РУМБОВ СТОРОН ТЕОДОЛИТНЫХ ХОДОВ

Обработку полевых материалов или так называемые «камеральные работы» начинают с проверки полевых журналов. Повторно вычисляют среднее значение измеренных углов (до $0',1$) и длин сторон. При углах наклона более $1^\circ,5$ определяют поправку за наклон линии и вычисляют горизонтальное проложение сторон. Затем на плотной бумаге составляют схему ходов, на которой показывают углы, длины линий, пункты ГГС с их координатами и дирекционными углами примычных сторон.

При обработке результатов измерений сомкнутого хода (полигона) (рис. VI.11) угловую невязку и исправленные углы хода вычисляют в следующем порядке.

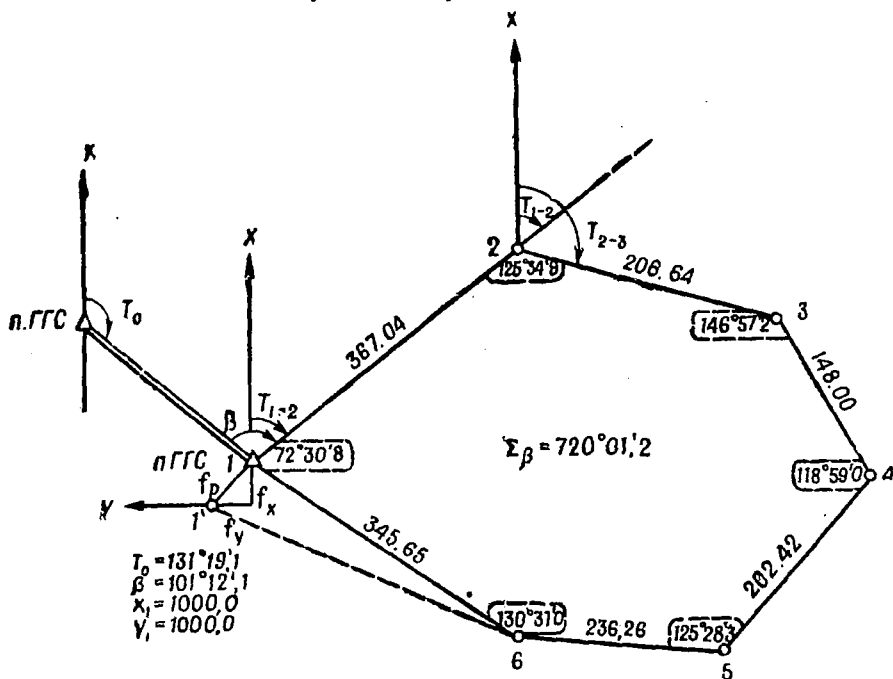


Рис. VI.11. Сомкнутый теодолитный ход (полигон)

Записывают в ведомость вычисления координат (табл. VI.4) номера точек теодолитного хода, измеренные углы, горизонтальное проложение линий, а также дирекционный угол примычной стороны и координаты пункта ГГС, к которому привязывался ход.

Вычисляют угловую невязку f_{β} хода. Ее величина определяется как разность между суммой измеренных углов полигона и теоретической суммой:

$$f_{\beta} = \sum_1^n \beta_n - \sum_1^n \beta_T, \quad (\text{VI.3})$$

где $\sum \beta_T = 180^\circ (n-2)$, т. е. равна теоретической сумме углов сомкнутого многоугольника. Угловая невязка возникает от различных причин, в том числе от неточного центрирования теодолита, неправильной установки вешек, ошибок в отсчетах и др.

Вычисленную угловую невязку сравнивают с допустимой, которая должна быть

$$\text{доп. } f_{\beta} \leq 1' \sqrt{n}, \quad (\text{VI.4})$$

где n — число углов (сторон) полигона.

Если невязка f_{β} не превышает установленного допуска, то ее распределяют, вводя поправки с обратным знаком невязки во все углы поровну, полагая, что углы измерены одинаково точно. Поправки $\delta_{\beta} = -\frac{f_{\beta}}{n}$ округляются до $0',1$. На практике часто округляют исправленные углы до целых минут. Исправляют тогда в первую очередь те из них, которые заключены между короткими сторонами, считая, что при коротких сторонах сильнее сказывается ошибка от неточного центрирования, визирования и установки вешек. Сумма исправленных (уравненных) углов (графа 4, табл. VI.4) должна точно равняться теоретической.

Если угловая невязка f_{β} оказалась больше допустимой, то вначале следует еще раз проверить журнал и вывод средних углов и, если ошибка не будет найдена, тогда необходимо перемерить углы на местности.

Вычисление дирекционных углов сторон полигона начинают от известного дирекционного угла первой стороны T_{1-2} через правые или левые углы теодолитного хода. Из рис. VI.11 видно, что

$$T_{2-3} = T_{1-2} + 180^\circ - \beta_2. \quad (\text{VI.5})$$

Читается эта формула так: *дирекционный угол последующей стороны равен дирекционному углу предыдущей стороны плюс 180° минус угол вправо по ходу лежащий.*

Если измерялись левые углы по направлению теодолитного хода β' , то $\beta = 360^\circ - \beta'$. Подставляя значение β в формулу (VI.5), получим

$$T_{2-3} = T_{1-2} - 180^\circ + \beta'_2, \quad (\text{VI.6})$$

Ведомость вычисления координат вершин сомкнутого теодолитного хода

Углы	Измеренные углы	Поправки к углам	Исправленные углы	Дирекционные углы	Румбы		Горизонтальное продолжение сторон	Приращения вычисленные		Поправки к приращениям		Приращения исправленные		Координаты	
					название	величина		$\pm\Delta x$	$\pm\Delta y$	$\pm\delta x$	$\pm\delta y$	$\pm\Delta x$	$\pm\Delta y$	x	y
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
1	72°30',8	-0',2	72°30',6	52°31',5	СВ	52°31',5	367,04	+223,31	+291,27	-0,05	+0,09	+223,26	+291,36	1000,00	1000,00
2	125°34',9	-0',2	125°34',7	106°56',8	ЮВ	73°03',2	206,64	-60,23	+197,66	-0,03	+0,05	-60,26	+197,71	1223,26	1291,36
3	146°57',2	-0',2	146°57',0	139°59',8	ЮВ	40°00',2	148,00	-113,37	+95,13	-0,01	+0,03	-113,38	+95,16	1163,00	1489,07
4	118°59',0	-0',2	118°58',8	201°01',0	ЮВ	21°01',0	202,42	-188,96	-72,60	-0,03	+0,05	-188,99	-72,55	1049,62	1584,23
5	125°28',3	-0',2	125°28',1	255°32',9	ЮЗ	75°32',9	236,26	-58,97	-220,78	-0,03	+0,05	-59,00	-228,73	860,63	1511,68
6	130°31',0	-0',2	130°30',8	305°02',1	СЗ	54°57',9	345,65	+198,42	-283,03	-0,05	+0,08	+198,37	-282,95	801,63	1282,95
I														1000,00	1000,00

$$\sum \beta = 720^\circ 01',2 \quad -1',2 \quad 720^\circ 00',0$$

$$P = 1506,01 \quad \begin{matrix} +421,73 & +584,06 \\ -421,53 & -584,41 \end{matrix} \quad \begin{matrix} -0,20 & +0,35 \\ +421,63 & -421,63 \\ -421,63 & -584,23 \\ 0,00 & 0,00 \end{matrix}$$

$$f_x = +0,20 \quad f_y = -0,35$$

Угловая невязка $f_\beta = +1',2$ Допустимая невязка $f_\beta = +1' \sqrt{6} = \pm 2',5$ Невязка хода $f_P = \sqrt{f_x^2 + f_y^2} = \sqrt{0,0400 + 0,1225} = \sqrt{0,1625} = 0,40$ Относительная невязка $\frac{f_P}{P} = \frac{0,40}{1506,01} \approx \frac{1}{3000}$

Примечание. Координаты точек вычислены в условной системе.

Бедомость вычисления координат вершин разомкнутого теодолитного хода

Углы	Измеренные углы	Поправки к углам	Исправленные углы	Дирекционные углы	Румбы		Горизонтальное продолжение сторон	Приращения вычисленные		Поправки к приращениям		Приращения исправленные		Координаты	
					названия	величина		Δx	Δy	δx	δy	Δx	Δy	x	y
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
В				232°31',6	ЮЗ	52°31',6									
А	81°23',4	+0',2	81°23',6	331°08',0	СЗ	28°52',0	241,22	+211,25	-116,45	-0,05	-0,01	+211,20	-116,46	4443,36	7934,79
1	169°55',6	+0',2	169°55',8	341°12',2	СЗ	18°47',8	156,60	+148,24	-50,47	-0,03	0,00	+148,21	-50,47	4654,56	7818,33
2	192°46',0	+0',2	192°46',2	328°26',0	СЗ	31°34',0	244,76	+208,54	-128,13	-0,05	-0,01	+208,49	-128,14	4802,77	7767,86
3	149°13',8	+0',2	149°14',0	359°12',0	СЗ	0°48',0	237,58	+237,56	-3,32	-0,05	-0,01	+237,51	-3,33	5011,26	7639,72
4	186°44',9	+0',2	186°45',1	362°26',9	СЗ	7°33',1	202,96	+201,20	-26,67	-0,04	-0,01	+201,16	-26,68	5248,77	7636,35
С	212°12',7	+0',2	212°12',9	320°14',0	СЗ	38°46',0								5449,93	7609,71
Д															

$$\sum \beta = 992^\circ 16',4 + 01',2 = 992^\circ 17',6$$

$$T_0 - T_n = 87^\circ 42',4$$

$$180n = 1080^\circ$$

$$\text{Разность координат точек С и А}$$

$$P = 1082,12 + 1006,79 - 325,04 + 0,30 + 0,33 + 1006,57 - 325,08$$

$$+ 1006,57 - 325,08$$

$$f_x = +0,22, f_y = +0,04$$

$$\text{Угловая невязка } f_\beta = \sum_{i=1}^n \beta - [(T_0 - T_n) + 180^\circ n] = -1;2$$

$$\text{Невязка хода } f_p = \sqrt{f_x^2 + f_y^2} = \sqrt{0,0484 + 0,0016} = \sqrt{0,0500} = 0,22$$

$$\text{Допустимая невязка } f_p = \pm 1' \sqrt{6} = \pm 2;5$$

$$\text{Относительная невязка } \frac{f_p}{P} = \frac{0,22}{1082,12} \approx \frac{1}{5000}$$

представлен в табл. VI.5). Затем вычисляют приращения координат по формулам прямой геодезической задачи и координаты вершин хода.

§ 8. РЕШЕНИЕ ПРЯМОЙ И ОБРАТНОЙ ГЕОДЕЗИЧЕСКИХ ЗАДАЧ

Прямая геодезическая задача заключается в определении координат точки $B(x_b, y_b)$ по известным координатам ис-

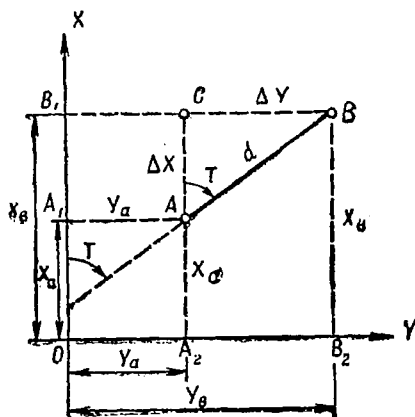


Рис. VI.12. Решение прямой и обратной геодезических задач

ходной точки $A(x_a, y_a)$, горизонтальному проложению d и дирекционному углу T линии AB (рис. VI.12).

Из прямоугольного треугольника ACB , в котором C есть точка пересечения ординаты точки B с продолжением абсциссы точки A имеем

$$\Delta x = x_b - x_a = d \cos T; \quad \Delta y = y_b - y_a = d \sin T. \quad (\text{VI.11})$$

Значение дирекционного угла T можно заменить румбом, тогда формулы (VI.11) примут вид

$$\Delta x = d \cos r; \quad \Delta y = d \sin r. \quad (\text{VI.12})$$

Знаки приращений Δx и Δy зависят только от знаков $\cos T$ и $\sin T$, так как горизонтальное проложение всегда положительно. Для различных значений дирекционных углов или названий румбов знаки Δx и Δy можно определить по табл. VI.6.

Координаты точки B после вычисления приращений Δx и Δy вычисляют по формулам:

$$x_b = x_a + \Delta x; \quad y_b = y_a + \Delta y. \quad (\text{VI.13})$$

Обратная геодезическая задача заключается в определении длины и дирекционного угла линии AB (рис. VI.12) по известным координатам ее концов $A(x_a, y_a)$ и $B(x_b, y_b)$. К решению обратной геодезической задачи часто приходится обра-

шаться при подготовке данных для выноса проекта инженерного сооружения на местности, привязке теодолитных ходов к пунктам ГГС и в других случаях.

Таблица VI.6

Номер четверти	Значение дирекционного угла T	Название румба и его значение	Знаки приращений	
			Δx	Δy
I	От 0 до 90°	СВ (Северо-восточный) $r_1 = T_1$	+	+
II	От 90 до 180°	ЮВ (Юго-восточный) $r_2 = 180^\circ - T_2$	-	+
III	От 180 до 270°	ЮЗ (Юго-западный) $r_3 = T_3 - 180^\circ$	-	-
IV	От 270 до 360°	СЗ (Северо-западный) $r_4 = 360^\circ - T_4$	+	-

Из треугольника ACB или формул (VI.12) получаем

$$\operatorname{tg} r = \frac{\Delta y}{\Delta x} = \frac{y_b - y_a}{x_b - x_a}. \quad (\text{VI.14})$$

Знаки приращений Δy и Δx позволяют определить по таблице VI.6 название румба, а затем и значение дирекционного угла.

Длину линии AB можно теперь вычислить по следующим формулам:

$$d = \frac{\Delta x}{\cos r} = \frac{\Delta y}{\sin r} \quad \text{или} \quad d = \sqrt{\Delta x^2 + \Delta y^2}. \quad (\text{VI.15})$$

§ 9. ВЫЧИСЛЕНИЕ ПРИРАЩЕНИЙ КООРДИНАТ ТЕОДОЛИТНЫХ ХОДОВ

Приращения координат вычисляют по формулам (VI.12) прямой геодезической задачи.

Значения Δx и Δy находят по таблицам логарифмов или специальным таблицам прямоугольных координат Гаусса, проф. Орлова, Геодезиздата 1961 г. и др. В таблицах даны готовые значения Δx и Δy для расстояний 10, 20, 30, ..., 90 м и для румбов от 0 до 90° через $1'$, а также поправки в приращения на десятые и сотые доли метра и десятые доли минуты значений румбов.

В рассматриваемом примере (табл. VI.4) приращения первой стороны, длина которой $d_{1-2} = 367,04$ и румб $CB: 52^\circ 31',5$, вычислены по таблицам Гаусса следующим порядком. Выписаны из таблиц значения Δx и Δy для 300, 60,7 и 0,04 м линии переносом запятой влево или вправо на соответствующее количество знаков (табл. VI.7).

Таблица VI.7

d	Δx	Δy
300	182,58	238,08
60	36,50	47,61
7	4,26	5,55
0,04	0,72	0,03
367,04	223,31	291,27

Значения для отдельных слагаемых линии суммируют.

Удобно и быстро вычисления делать на клавишной вычислительной машине. При отсутствии вычислительных машин используются арифмометры и в крайнем случае счеты.

Знаки приращений проставляют, пользуясь табл. VI.6.

Для контроля приращения вычисляют дважды различными способами или «в две руки», когда оба исполнителя находят все приращения хода независимо один от другого.

§ 10. УРАВНИВАНИЕ ПРИРАЩЕНИЙ И ВЫЧИСЛЕНИЕ КООРДИНАТ ТОЧЕК ТЕОДОЛИТНЫХ ХОДОВ

Для сомкнутого хода (полигона) алгебраическая сумма приращений по осям x и y должна быть равна нулю, т. е.

$$\sum_1^n \Delta x = 0; \quad \sum_1^n \Delta y = 0. \quad (\text{VI.16})$$

В результате неизбежных ошибок, возникающих при измерении углов и главным образом линий, эти суммы отклоняются от нуля на некоторые величины f_x и f_y — невязки в приращениях координат по осям x и y :

$$\sum_1^n \Delta x = f_x; \quad \sum_1^n \Delta y = f_y. \quad (\text{VI.17})$$

Как видно из рис. VI.11 f_x и f_y представляют собой проекции линейной невязки f_p теодолитного хода на оси координат и, следовательно, общая линейная невязка хода будет равна

$$f_p = \sqrt{f_x^2 + f_y^2}. \quad (\text{VI.18})$$

О допустимости линейной невязки хода судят по относительной невязке

$$\frac{f_p}{P} = \frac{\sqrt{f_x^2 + f_y^2}}{P} \leq \frac{1}{1000} \div \frac{1}{2000}, \quad (\text{VI.19})$$

где P — периметр хода (общая длина хода).

Если относительная невязка получилась больше допустимой, то ошибку вначале следует искать в вычислениях приращений и, убедившись, что последние верны, следует заново перемерить все линии хода.

При допустимой линейной невязке вычисляют поправки в приращения координат пропорционально длине линий по формулам

$$\delta x_i = -\frac{f_x}{P} \cdot d_i; \quad \delta y_i = -\frac{f_y}{P} d_i. \quad (\text{VI.20})$$

Поправки придают к приращениям со знаком, обратным знаку f_x и f_y , округленными до 1 см; P и d достаточно выразить лишь в сотнях метров. Такое введение поправок в вычисленные приращения координат называют их уравниванием. Сумма исправленных приращений должна точно равняться нулю, что является контролем правильности вычислений.

После уравнивания приращений вычисляют координаты всех точек полигона по формулам:

$$\begin{aligned} x_2 &= x_1 + \Delta x_{1-2}; & y_2 &= y_1 + \Delta y_{1-2}; \\ x_3 &= x_2 + \Delta x_{2-3}; & y_3 &= y_2 + \Delta y_{2-3}; \\ \dots & \dots \dots \dots & \dots & \dots \dots \dots \\ x_n &= x_{n-1} + \Delta x_{(n-1)-n}; & y_n &= y_{n-1} + \Delta y_{(n-1)-n}. \end{aligned} \quad (\text{VI.21})$$

Читают эти формулы так: координаты последующей точки равны алгебраической сумме координат предыдущей точки и соответствующих исправленных приращений.

Вычисления координат проверяют по сходимости вычисленных и исходных координат первой точки полигона.

В табл. VI.4 в графах 9—16 показано уравнивание приращений и вычисление координат сомкнутого теодолитного хода.

Приращения координат разомкнутого теодолитного хода (магистрала) вычисляют точно так же, как и в полигоне. Так как привязка магистрали к пунктам ГГС осуществляется в начале и конце хода, то координаты крайних точек должны быть известны. Следовательно, сумма приращений координат разомкнутого хода по соответствующим осям равна разности абсцисс и ординат конечной и начальной точек хода, т. е.

$$\sum_1^n \Delta x_T = x_k - x_n; \quad \sum_1^n \Delta y_T = y_k - y_n. \quad (\text{VI.22})$$

Сравнивая вычисленную сумму приращений координат с ее теоретическим значением, получают невязки f_x и f_y , которые равны

$$f_x = \sum_1^n \Delta x_n - \sum_1^n \Delta x_T; \quad f_y = \sum_1^n \Delta y_n - \sum_1^n \Delta y_T. \quad (\text{VI.23})$$

Подставляя их значения из формул (VI.22), получим

$$f_x = \sum_1^n \Delta x_n - (x_k - x_n);$$
$$f_y = \sum_1^n \Delta y_n - (y_k - y_n).$$
(VI.24)

Определение допустимой линейной невязки, уравнивание приращений и вычисление координат точек производится так же, как и для полигона. Сумма исправленных приращений должна равняться их теоретическим значениям, а вычисленные координаты конечной точки хода должны быть равны заданным. Сходимость значений будет являться контролем правильности вычислений.

В табл. VI.5 приведен пример вычисления координат разомкнутого хода, проложенного между точками *A* и *B* плановой геодезической основы. Условные координаты точек *A* и *B* известны.

ГЛАВА VII

ВЫСОТНОЕ ОБОСНОВАНИЕ

§ 1. СУЩНОСТЬ И ВИДЫ НИВЕЛИРОВАНИЯ

Нивелированием называют геодезические измерения, производимые для определения превышений между точками земной поверхности. Зная превышения и отметку хотя бы одной из этих точек, можно вычислить отметки остальных. Необходимость определения отметок может возникать при решении многих задач, например для изображения рельефа на топографических картах и планах, при составлении продольного профиля по трассе железной или автомобильной дороги, для передачи проектных отметок на какие-либо части сооружения, при контроле отсыпки земляного полотна, отрывке котлованов и т. п.

В зависимости от метода определения отметок точек и применяемых инструментов различают нивелирование геометрическое, тригонометрическое, барометрическое, гидростатическое, радиолокационное, механическое и стереофотограмметрическое.

При геометрическом нивелировании превышения точек местности определяют с помощью горизонтального визирного луча. Этот вид нивелирования применяют для определения отметок точек местности с большой степенью точности. С помощью геометрического нивелирования создают высотные опорные сети. Оно широко применяется при изысканиях, строительстве и восстановлении инженерных сооружений.

При тригонометрическом нивелировании превышения определяют наклонным визирным лучом. Оно основано на измерении на местности угла наклона и расстояния между точками. Решая по этим данным прямоугольный треугольник, определяют превышение между точками. Применяется для создания съемочного высотного обоснования, при съемке рельефа местности и при определении высоты местных предметов.

При барометрическом нивелировании превышения определяют по разностям давлений воздуха, измеренных в определенных точках. Барометрическое нивелирование имеет точность, которая позволяет применять этот способ при рекогносцировочных изысканиях в сочетании с аэрофотосъемкой. Современ-

ные микробарографы дают среднеквадратическую ошибку до 25 см на 1 км.

При гидростатическом нивелировании превышение между двумя точками измеряют по разности уровней жидкости в двух сообщающихся сосудах, установленных в определенных точках. Применяется для передачи отметок через морские проливы, при работе на задымленной и труднопроходимой местности, при нивелировании крутых берегов рек, для отбивки горизонтальных линий. Ошибка в превышении при расстояниях между точками до 20 м может достигать $\pm 1-2$ мм.

При радиолокационном нивелировании определение превышений точек земной поверхности производится с помощью радиолокационных приборов, установленных на самолетах. Определяется высота самолета над точками по времени прохождения радиоволн от самолета до поверхности земли и обратно. Ошибки в превышении в среднeperесеченной местности могут достигать $\pm 5-10$ м. Это нивелирование применяют для сокращения объема наземных измерений, при аэрофотосъемке на предварительных железнодорожных изысканиях.

При механическом нивелировании превышение измеряют с помощью специальных приборов, устанавливаемых на автомашинах, дрезинах, велосипедных рамах. При движении прибора автоматически регистрируются расстояния, превышения точек и вычерчивается профиль пройденного пути. Ошибки в определении превышений составляют $\pm 0,15-0,30$ м на 1 км расстояния. Механическое нивелирование применяется при предварительных изысканиях.

При стереофотограмметрическом нивелировании превышение определяют по данным стереофотограмметрических измерений, выполненных на фотоснимках местности. Применение этого метода позволяет в камеральных условиях определять превышения и рисовать рельеф в горизонталях по стереомодели местности.

§ 2. ГЕОМЕТРИЧЕСКОЕ НИВЕЛИРОВАНИЕ.

Этот вид нивелирования производится с помощью геодезических инструментов-нивелиров, визирная ось которых может быть приведена в горизонтальное положение.

В зависимости от порядка работы на станции (места установки нивелира) различают два способа геометрического нивелирования: нивелирование из середины и нивелирование в перед.

При нивелировании из середины для определения превышения между точками *A* и *B* (рис. VII.1, *a*) ставят вертикально рейки, а между ними, по возможности в середине, нивелир. Нивелир устанавливают на твердом грунте, не обязательно в створе линии, но примерно на равном расстоянии от нивелируемых точек (отсюда и название — нивелирование из середины).

Если превышение h определяют в направлении AB , то точку A называют задней, а B — передней.

Перед взятием отсчетов по рейкам визирная ось трубы нивелира приводится в горизонтальное положение. Наведя последовательно зрительную трубу нивелира на рейки, установленные в точках A и B , берут по ним отсчеты a и b . Тогда согласно рис. VII.1, а

$$h = a - b. \quad (\text{VII.1})$$

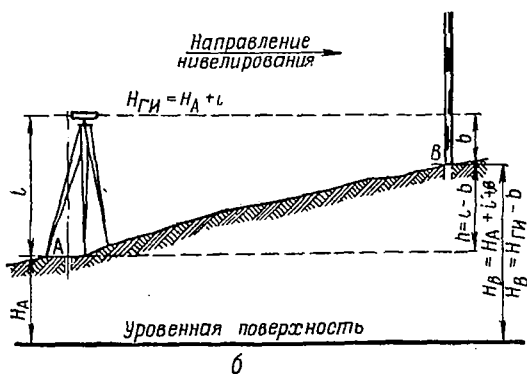
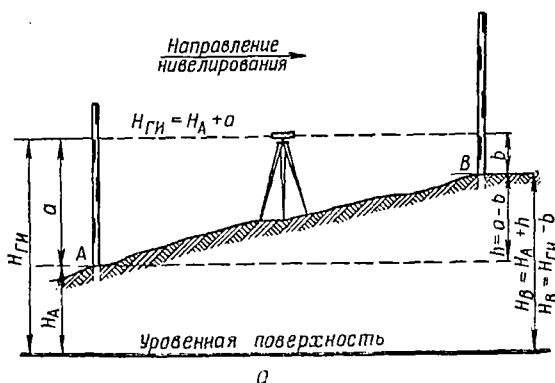


Рис. VII.1. Способы геометрического нивелирования:

а — нивелирование из середины; б — нивелирование вперед

Таким образом, превышение между точками равно разности отсчетов по задней и передней рейкам. Превышение бывает положительным при ($a > b$) и отрицательным при ($a < b$) в зависимости от того, расположена передняя точка выше или ниже задней.

Если отметка задней точки H_A и превышение h известны, можно вычислить отметку передней точки H_B через превышение

$$H_B = H_A + h, \quad (\text{VII.2})$$

т. е. отметка передней точки равна отметке задней точки плюс превышение.

Отметку точки B можно вычислить и другим способом, через горизонт инструмента. Горизонтом инструмента называют высоту (или отметку) визирной оси нивелира. Из рис. VII.1, a видно, что горизонт инструмента равен отметке точки A плюс отсчет по рейке, установленной в этой точке, т. е.

$$H_{г.и} = H_A + a. \quad (VII.3)$$

Отметка точки B будет равна

$$H_B = H_{г.и} - b, \quad (VII.4)$$

т. е. отметка точки равна горизонту инструмента минус отсчет по рейке на эту точку.

При нивелировании вперед для определения превышения нивелир устанавливают над точкой A (рис. VII.1, b), а рейку

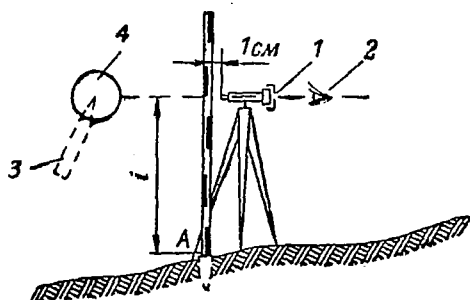


Рис. VII.2. Измерение высоты инструмента рейкой:

1 — колпачок; 2 — глаз наблюдателя; 3 — карандаш; 4 — поле зрения трубы

в точке B . Рейка устанавливается впереди нивелира (отсюда название способа — нивелирование вперед). Измеряют по рейке или рулеткой высоту инструмента i , т. е. расстояние от поверхности колышка до центра окуляра (рис. VII.2). При измерении высоты рейкой ее ставят на колышек в точке A так, чтобы окуляр трубы почти касался рейки. Глядя на рейку сквозь отверстие колпачка 1, надетого на объектив, намечают на рейке карандашом 3 горизонтальную линию, проходящую через центр поля зрения 4. Расстояние от этой черты до пятки рейки будет равно i . Затем нивелир наводят на рейку, стоящую в точке B , и по горизонтальной нити сетки трубы берут по ней отсчет b . Из рисунка (VII.1, b) следует, что

$$h = i - b, \quad (VII.5)$$

т. е. превышение равно высоте инструмента минус отсчет по рейке.

Нивелирование способом вперед одной и той же линией с двух концов называют двойным нивелированием. Получаемые при этом превышения должны быть равны по абсолютной величине, но противоположны по знаку. Двойным нивелированием пользуются при проверке инструментов.

При нивелировании хода значительной протяженности превышения определяют с нескольких станций, связанных между собой общими точками. Точки B, C, D , общие для двух смежных станций (рис. VII.3) нивелирного хода, называют связующими. Последовательность работ при этом следующая: на стан-

ции 1 берут отсчеты a_1 и b_1 . Затем заднюю рейку с точки А переносят в точку С, инструмент устанавливают на станции 2 между точками В и С и берут отсчеты a_2 и b_2 и т. д. При таком последовательном нивелировании образуется нивелирный ход.

Превышение на каждой станции равно разности отсчетов на заднюю и переднюю рейки

$$h_1 = a_1 - b_1;$$

$$h_2 = a_2 - b_2;$$

$$h_3 = a_3 - b_3;$$

$$\dots \dots \dots$$

$$h_n = a_n - b_n,$$

после сложения левых и правых частей равенств получим

$$\sum_1^n h = \sum_1^n a - \sum_1^n b. \quad (\text{VII.6})$$

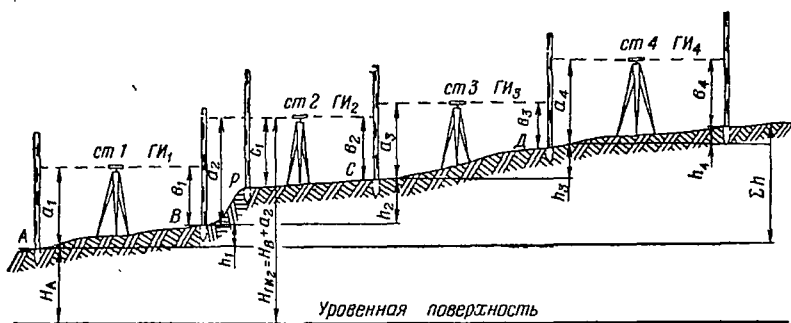


Рис. VII.3. Нивелирный ход:

А — начальная точка; В, С и Д — связующие точки; Р — промежуточная точка; Е — конечная точка

Таким образом, превышение между начальной и конечной точками нивелирного хода равно разности сумм отсчетов по задней и передней рейкам. Это видно и на рисунке.

Если абсолютная отметка H_A начальной точки известна, то абсолютная отметка точки H_N будет

$$H_N = H_A + \sum_1^n h, \quad (\text{VII.7})$$

или

$$H_N = H_A + \sum_1^n a - \sum_1^n b. \quad (\text{VII.8})$$

Если между связующими точками хода имеются характерные точки перелома профиля местности, например точка Р (рис. VII.3),

подлежащая нивелированию, то ее называют промежуточной. Она не участвует в передаче отметок на последующие точки хода. Нивелирование таких точек производится следующим образом. После того как на станции 2 взяты отсчеты по рейкам a_2 и b_2 , заднюю рейку переносят и устанавливают в характерной точке P и при том же горизонте инструмента берут по ней отсчет c_1 . Затем продолжают измерение, т. е. нивелир переносят на станцию 3, а задний реечник переходит в точку D . Отметки промежуточных точек вычисляют по горизонту инструмента, который определяют по высоте задней точки. На станции 2 будем иметь $H_{\text{гн}} = H_b + a_2$, а отметка точки P $H_p = H_{\text{гн}} - c_1$.

§ 3. ВЛИЯНИЕ КРИВИЗНЫ ЗЕМЛИ И РЕФРАКЦИИ ПРИ НИВЕЛИРОВАНИИ

При выводе формулы (VII.1) не принималось во внимание влияние кривизны Земли. Уровенная поверхность была принята за плоскость, рейки в точке A и B считались установленными от-

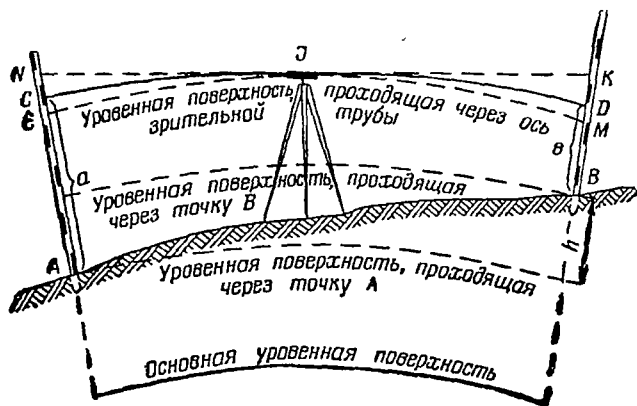


Рис. VII.4. Влияние кривизны Земли и рефракции при нивелировании

весно (параллельно между собой), а идущий в атмосфере визирный луч — прямолинейным. Фактически рейки в точках A и B перпендикулярны уровненным поверхностям (рис. VII.4).

Пусть условно уровенная поверхность, проходящая через ось зрительной трубы инструмента, будет EIM . При этом превышение точек A и B будет

$$h = EA - MB. \quad (\text{VII.9})$$

Примем, что линия NK горизонтальна и отсчеты по рейкам необходимо исправить на величины NE и KM , выражающие влияние кривизны Земли, тогда

$$\begin{aligned} EA &= NA - NE; \\ MB &= KB - KM. \end{aligned} \quad (\text{VII.10})$$

Поправки на кривизну Земли равны (см. гл. I):

$$NE = K_1 = \frac{S_1^2}{2R} = \frac{D_1^2}{2R}; \quad (\text{VII.11})$$

$$KM = K_2 = \frac{S_2^2}{2R} = \frac{D_2^2}{2R},$$

где D_1 и D_2 — расстояния от нивелира до реек.

С учетом (VII.10) и (VII.11) выражение (VII.9) примет следующий вид:

$$h = (NA - K_1) - (KB - K_2). \quad (\text{VII.12})$$

Кроме кривизны Земли на отсчеты по рейкам влияет явление рефракции, которое возникает в результате того, что визирный луч, проходя через слои воздуха разной плотности, образует кривую, обращенную своей вогнутостью к земной поверхности. Следовательно, под влиянием рефракции наблюдаемые предметы видны несколько выше их действительного положения. Величина земной рефракции зависит от температуры воздуха и Земли, атмосферного давления, характера местности, освещения, высоты визирного луча над поверхностью Земли, времени суток и других причин. Под влиянием рефракции отсчет по рейке будет не тем, который соответствует строго горизонтальному лучу, а меньшим на величину поправки за рефракцию. Таким образом, по задней рейке будет сделан отсчет CA , равный a , а по передней DB , — равный b . Отрезки $CN = r_1$ и $DK = r_2$ и есть влияние земной рефракции на отсчет по задней и передней рейкам.

Наблюдениями установлено, что средний радиус кривизны визирных лучей IC и ID примерно в 6—7 раз больше радиуса Земного шара. *Отношение радиуса Земли R к радиусу рефракционной кривой R_1 называют коэффициентом земной рефракции.*

Влияние рефракции аналогично влиянию кривизны Земли, поэтому справедливо следующее:

$$r_1 = \frac{1}{7} K_1 = 0,07 \frac{D_1^2}{R}; \quad r_2 = 0,07 \frac{D_2^2}{R}. \quad (\text{VII.13})$$

Совместное влияние кривизны Земли и рефракции будет равно

$$f_1 = NE - NC = K_1 - r_1 = 0,43 \frac{D_1^2}{R}; \quad (\text{VII.14})$$

$$f_2 = KM - KD = K_2 - r_2 = 0,43 \frac{D_2^2}{R},$$

т. е. совместное влияние кривизны Земли и рефракции на результаты нивелирования прямо пропорционально квадрату расстояния от инструмента до рейки. По формуле (VII.14) можно вычислить f при различных расстояниях до рейки. Так при $D = 50$ м $f = 0,17$ мм, при $D = 100$ м $f = 0,68$ мм и при $D = 200$ м $f = 2,7$ мм.

Так как при нивелировании из середины $D_1 = D_2$ и условия прохождения лучей от нивелира до реек примерно одинаковы, то можно считать, что $f_1 \approx f_2$; в этом случае $h = a - b$. Следовательно, при нивелировании из середины отпадает надобность учитывать влияние кривизны Земли и рефракции.

§ 4. НИВЕЛИРНЫЕ РЕЙКИ. БАШМАКИ. ИССЛЕДОВАНИЕ И ПОВЕРКА РЕЕК

Нивелирные рейки в соответствии с ГОСТ 11158—65 изготавливаются следующих типов: РН1, РН2, РН3, РН4 и РНТ. Первые два типа (РН1 и РН2) — рейки односторонние штриховые цельные, применяются для нивелирования I и II классов. Рейка РН3 — двусторонняя цельная шашечная, применяется для нивелирования III и IV классов. РН4 и РНТ — складные двусторонние шашечные, применяются для нивелирования IV класса и технического нивелирования. На рис. VII.5 показаны типы шкал реек.

Нивелирная рейка представляет собой деревянный брусок двутаврового сечения шириной 8—10 см и толщиной 2—3 см.

Рейки бывают цельные (рис. VII.6, а) и раскладные (рис. VII.6, б). Длина цельной рейки — 3 м, раскладной 3—4 м. На двусторонних трехметровых рейках на одной стороне поочередно (рис. VII.6, а) нанесены черные и белые шашки (черная сторона), а на другой стороне — красные и белые (красная сторо-

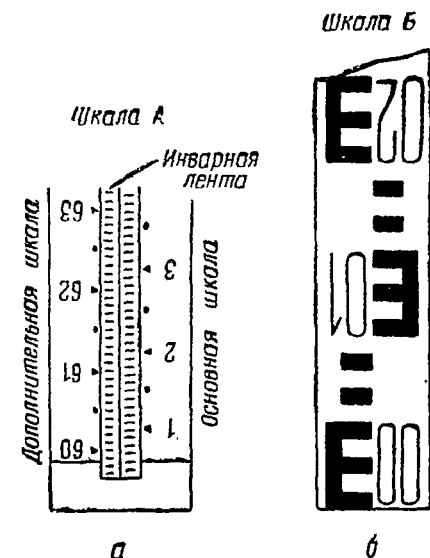


Рис. VII.5. Шкалы реек:
а — штриховая; б — шашечная

на). Цена наименьшего деления рейки (шашки) 1 или 2 см. Каждый дециметр подписывается, а сантиметровые деления для облегчения отсчета объединяют в группы по пять шашек. Оцифровка делений на рейках перевернута, поэтому в поле зрения трубы изображения их будут прямыми.

На черной стороне рейки нуль делений совпадает с пяткой, эта шкала называется основной. На красной стороне с пяткой совпадает отсчет, не равный нулю. Эта шкала называется дополнительной.

Рейки должны поставляться комплектами по две штуки. Рейки РН3 и РН4 выпускают в комплекте под номерами 1 и 2. Основные шкалы этих реек имеют нули делений на уровне пятки рейки, дополнительная шкала рейки № 1 имеет отсчет на уровне пятки 4687, а рейки № 2 — 4787 или 4683 и 4783.

Применение двусторонних реек позволяет дважды определять превышение по разности отсчетов как по черной стороне, так и по красной при одном и том же горизонте инструмента. Разница в отсчетах по красной стороне реек на 100 мм используется для контроля в правильном чередовании реек на связующих точках (задняя, передняя, задняя; передняя и т. д.).

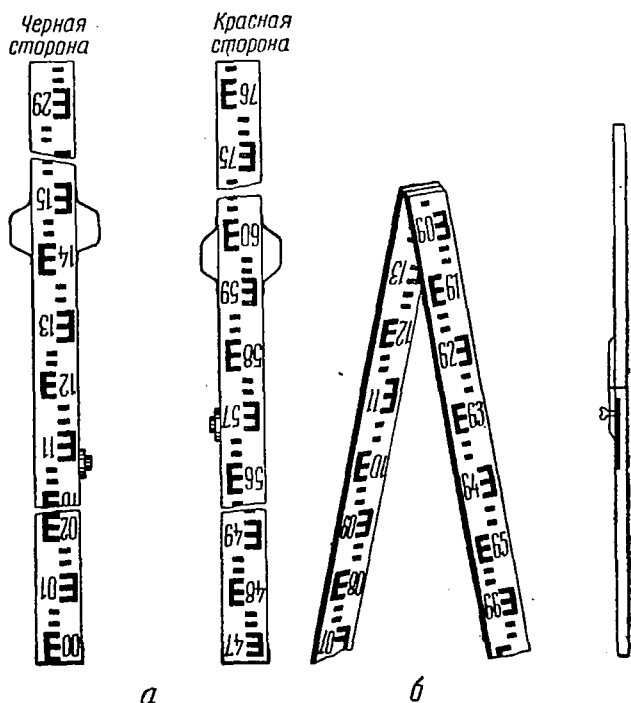


Рис. VII.6. Нивелирные рейки:
а — цельная двусторонняя; б — раскладная

Рейки РНТ, применяемые для технического нивелирования, имеют на основной шкале двухсантиметровые деления, а на дополнительной — пятисантиметровые шашечные деления. На дополнительных шкалах с пяткой совпадает отсчет, равный 0083 мм.

При нивелировании связующих точек рейки ставят на вбитые в землю кольшки. Если не требуется закреплять на местности точки установки реек, то вместо кольшков применяют переносные башмаки или костыли (рис. VII.7).

Отсчеты по рейке берут при отвесном ее положении. Для более точной установки реек в отвесное положение их снабжают круглым уровнем.

Рейки при техническом нивелировании не имеют уровней и в отвесное положение устанавливаются на глаз. Случайный наклон рейки по линии визирования нивелировщик не замечает, и отсчет

может иметь ошибку из-за неправильного положения рейки. Для того чтобы исключить эту ошибку, во время отсчета рейку немного наклоняют вперед и назад. При покачивании рейка проходит через отвесное положение. Нивелировщик в поле зрения трубы видит меняющиеся отсчеты и берет наименьший, который и будет соответствовать отвесному положению рейки. На рис. VII.8 отсчет при отвесном положении рейки 1078.

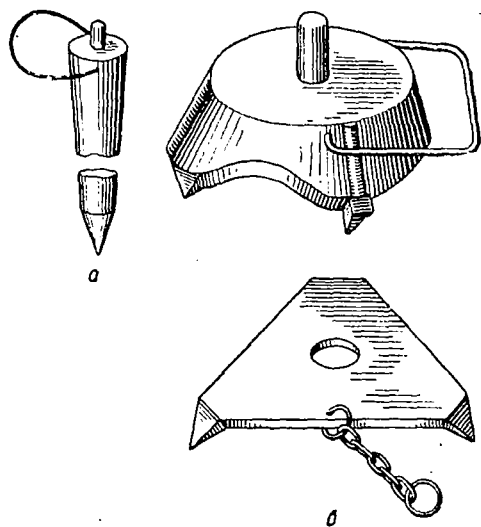


Рис. VII.7. Опоры для установки реек:
а — костыль; б — башмаки

При отсчетах менее 1 м качать рейку не следует.

Перед началом работ производят следующее исследование и проверки реек.

Поверхность рейки, на которой нанесены деления, должна быть плоскостью. Для проверки рейку укладывают на ребро, вдоль поверяемой поверхности натягивают капроновую нить и оба конца ее прижимают к

концам рейки. Рейка считается пригодной, если стрела прогиба (расстояние между нитью и поверхностью рейки) не превышает 15 мм. Проверяются обе плоскости.

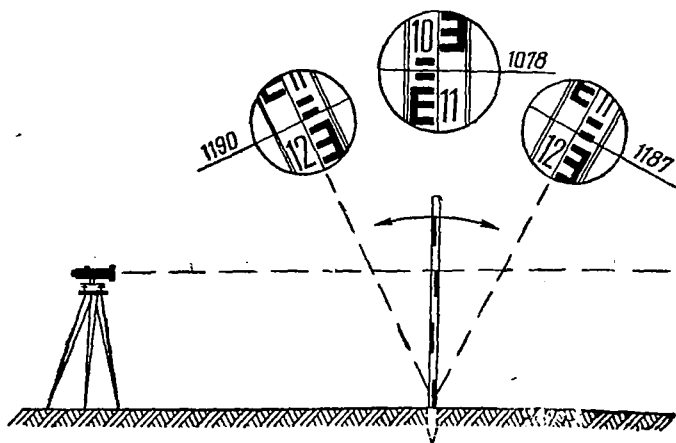


Рис. VII.8. Качание нивелирной рейки при взятии отсчета

Правильность нанесения делений на рейках проверяют с помощью специального контрольного метра, а при его отсутствии —

стальной компарированной рулеткой с миллиметровыми делениями. Вначале поверяют длину метров и дециметровых делений в пределах каждого метра, а затем сантиметровые деления каждого дециметра. Случайные ошибки в дециметровых делениях для реек, применяемых при нивелировании IV класса, не должны превышать ± 1 мм, а длина всей рейки — ± 2 мм.

Определение разности нулей черной и красной сторон для каждой пары реек проверяется следующим образом. Устанавливают нивелир, и от него на расстоянии примерно 20 м забивают в землю костыль. Затем на костыль поочередно ставят рейки и берут отсчеты 3—4 раза. Отсчеты по черным сторонам реек должны быть одинаковы, а разности отсчетов по красной и черной сторонам дадут искомые разности нулей реек.

Кроме того, у складных реек проверяют правильность соединений между собой отдельных частей рейки.

На рейках с круглыми уровнями проверяют правильность установки уровня (ось круглого уровня должна быть параллельна продольной оси рейки). Поверка выполняется следующим образом. Рейку ставят на расстоянии 50—60 м от нивелира и по команде нивелировщика устанавливают ее так, чтобы вертикальная нить сетки совпала с продольной осью (ребром) рейки. Если при этом пузырек уровня не находится в нульпункте, то исправительными винтами уровня приводят его в нульпункт. Поверку повторяют, поворачивая рейку на 90 и 180°.

§ 5. НИВЕЛИРЫ, ИХ УСТРОЙСТВО И ПОВЕРКИ

Нивелиром называется геодезический инструмент, визирная ось которого в рабочем положении горизонтальна. ГОСТ 10528—69 утверждены к серийному выпуску девять типов нивелиров.

По точности определения превышений нивелиры делятся на три группы: высокоточные — для нивелирования I и II классов, к ним относятся типы Н1, Н2 и НС2; точные — для нивелирований III и IV классов, к ним относятся типы Н3, НС3 и НС4 и технические — для инженерно-геодезических работ, к ним относятся типы НТ, НТС и НЛС.

Современные нивелиры имеют следующие основные части: зрительную трубу с сеткой нитей для визирования в горизонтальной плоскости, систему приспособлений для приведения визирной оси трубы в горизонтальное положение (цилиндрический уровень или самоустанавливающийся компенсатор) и подставку (трегер) с подъемными винтами.

В зависимости от особенности конструкции нивелиры подразделяются на следующие три группы:

- глухие с уровнем при зрительной трубе (Н);
- с самоустанавливающейся линией визирования (НС);
- с наклонным лучом визирования (НЛС).

Основные параметры нивелиров даны в табл. VII.1.

Основные параметры нивелиров

№ по пор.	Наименование параметра	Типы нивелиров								
		Н1	Н2	НС2	Н3	НС3	НС4	НТ	НТС	НЛС
1	Средняя квадратическая погрешность на 1 км хода в м.м, не более	0,5	1,0	1,0	4,0	4,0	8,0	15,0	15,0	30,0
2	Средняя квадратическая погрешность определения превышения на станции в м.м, не более, при расстоянии между нивелирами и рейками, м:									
	—50	0,15	0,20	0,30	—	—	—	—	—	—
	—75	—	—	—	1,5	1,5	—	—	—	—
	—100	—	—	—	—	—	3,0	4,0	4,0	10,0
	—150	—	—	—	—	—	—	6,0	6,0	15,0
3	Длина зрительной трубы в м.м, не более	430	400	400	220	220	220	160	160	190
4	Увеличение зрительной трубы	45×	40×	40×	30×	30×	30×	20×	20×	30×
5	Наименьшее расстояние визирования в м, не более	4,5	2,0	2,0	2,0	2,0	2,0	1,5	1,5	2,0
6	Масса нивелира, кг	7,0	6,5	7,0	2,0	2,5	2,5	2,0	2,5	3,0

Для инженерно-геодезических работ при строительстве и восстановлении железных и автомобильных дорог широкое применение находят нивелиры НВ-1, НСМ-2А, НС4 и НЛ-3.

Нивелир НВ-1 (рис. VII.9) согласно новому ГОСТ после некоторой модернизации будет выпускаться под названием НЗ. Он относится к типу глухих нивелиров с горизонтальной линией визирования. Выпускается для нивелирования III и IV классов и широко применяется при техническом нивелировании.

Зрительная труба 10 с внутренним фокусированием имеет увеличение 31×, ее фокусируют с помощью кремальеры 7. Нивелир крепится к штативу с помощью станкового винта и пружинящей пластинки 1. Ось вращения нивелира в отвесное положение приводится по круглому уровню 5 с помощью подъемных винтов 2, винтовая нарезка которых входит в гнезда трегера 3. Для грубого наведения трубы на рейку служит целик 9 и мушка 11. В этом положении труба укрепляется закрепительным винтом 14. Точное наведение трубы осуществляется наводящим винтом 4. Резкость изображения сетки нитей достигается вращением окулярной трубочки (на рисунке не видна).

Перед каждым отсчетом по рейке визирная ось устанавливается в горизонтальное положение по цилиндрическому уровню 13 с помощью элевационного винта 6. Цилиндрический уровень заклю-

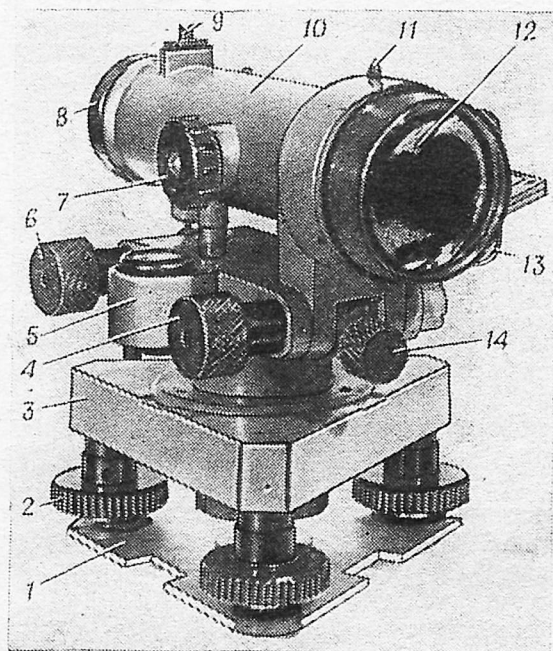


Рис. VII.9. Нивелир НВ-1:

1 — пластинка; 2 — подъемные винты, 3 — трегер; 4 — наводящий винт; 5 — круглый уровень; 6 — элевационный винт; 7 — кремальера; 8 — крышка; 9 — целик; 10 — труба; 11 — мушка; 12 — объектив; 13 — цилиндрический уровень; 14 — закрепительный винт

чен в коробку и освещается через длинную прорезь в ней с помощью откидного зеркала. Уровень со стороны окуляра имеет четыре исправительных винта, закрытых подвижной крышкой 8. Изображение половинок пузырька уровня через систему призм передается в поле зрения трубы (рис. VII.10). Таким образом, через окуляр зрительной трубы нивелировщику одновременно видны контактный уровень и нивелирная рейка, по которой делается отсчет. Если при визировании на рейку изображения концов пузырька уровня в виде двух половинок расходятся, то это означает отклонение пузырька уровня от нуляпункта, а следовательно-

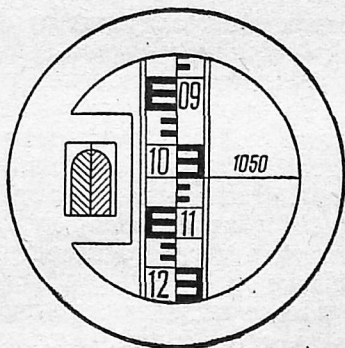


Рис. VII.10. Поле зрения трубы нивелира НВ-1

но, и линии визирования от горизонтального положения. При отсчетах по рейкам концы пузырька уровня должны быть совмещены (находятся в контакте). В этот момент берется отсчет по средней горизонтальной нити сетки с точностью до 1 мм (на рис. VII.10 он равен 1050).

Кроме окуляра в окулярной части трубы укреплена диафрагма с сеткой нитей, нарезанной на стекле, укрепленная четырьмя исправительными винтами, которые позволяют перемещать ее в двух взаимно перпендикулярных направлениях. Для предохранения исправительные винты закрываются крышкой 7. Сетка имеет одну горизонтальную нить и два симметричных относительно нити дальномерных штриха с коэффициентом дальномера, равным 100.

Подъемные винты при плотно завинченном становой винте должны вращаться легко и плавно. При тугом или чрезмерно свободном ходе их необходимо отрегулировать, для чего винты вывинчивают до тех пор, пока не станут видны отверстия регулировочных гаек. При этом должны совпасть углубления, имеющиеся во внутренней втулке подъемного винта. В это углубление необходимо вставить шпильку и повернуть втулку так, чтобы ослабить ход винта или сделать его более тугим.

Ход наводящего элевационного винта должен быть плавным. При слишком свободном или тугом ходе необходимо вставить шпильку в отверстие регулировочной гайки и вращением ее добиться плавности хода.

При подготовке нивелира к работе его устанавливают на штатив так, чтобы наконечники подъемных винтов вошли в пазы головки штатива. Затем завинчивают становой винт так, чтобы вращение подъемных винтов было не слишком тугим. После этого с помощью подъемных винтов приводят пузырек круглого уровня на середину, в результате чего вертикальная ось нивелира займет отвесное положение.

Затем выполняются проверки нивелира.

Так как у нивелира НВ-1 ось вращения приводится в отвесное положение по круглому уровню, то в первую очередь проверяют соблюдение следующего условия: *ось круглого уровня должна быть параллельна оси вращения нивелира.*

Для этого вращением подъемных винтов устанавливают пузырек круглого уровня в центре ампулы и поворачивают трубу нивелира на 180°. Если пузырек уровня остается в центре ампулы, условие выполнено. Если пузырек сошел с центра, необходимо исправительными винтами круглого уровня переместить пузырек к центру на половину дуги отклонения, а затем подъемными винтами подвести его в центр. Для контроля поверку повторяют несколько раз.

После выполнения этой проверки, проверяют правильность установки сетки нитей: *вертикальная нить сетки должна быть параллельна оси вращения нивелира, а горизонтальная — перпендикулярна к ней.*

Завод-изготовитель гарантирует перпендикулярность нитей сетки и поэтому проверяют только вертикальную нить по отвесу, закрепленному на расстоянии 20—30 м от нивелира. Перед этой проверкой устанавливают в отвесное положение ось вращения нивелира по круглому уровню, после чего наводят вертикальную нить сетки на нить отвеса. Если вертикальная нить сетки и нить отвеса совпадают, условие выполнено. Если же нить сетки пересекает нить отвеса, требуется исправление. Для исправления снимается

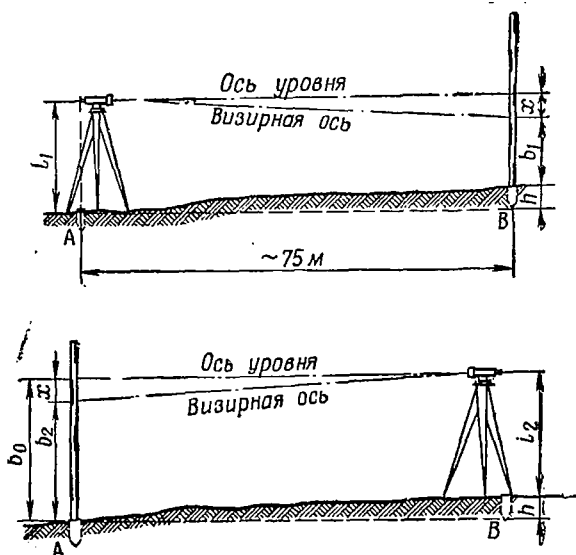


Рис. VII.11. Проверка параллельности оси цилиндрического уровня и визирной оси трубы путем двойного нивелирования способом вперед

крышка окулярной части и ослабляются винты, удерживающие оправу сетки в корпусе трубы. Затем сетка нитей вместе со своей оправой поворачивается на необходимую величину за счет люфта в отверстиях винтов, после чего винты оправы сетки закрепляются и надевается колпачок.

Третья проверка — ось цилиндрического уровня должна быть параллельна визирной оси трубы. Проверку производят двойным нивелированием линии длиной около 75 м с небольшим уклоном, способом вперед (рис. VII.11). Для этого в точках А и В забивают колья. В точке В устанавливают рейку, а в точке А — нивелир так, чтобы его окуляр проецировался на центр кола. Устанавливают по круглому уровню ось вращения нивелира в отвесное положение. Рулеткой или нивелирной рейкой измеряют высоту инструмента l_1 , т. е. расстояние от точки А до центра окуляра. Трубу нивелира наводят на установленную в точке В рейку, вращая элевационный винт, совмещают изображение концов пузырька цилиндрического уровня и берут отсчет b_1 по рейке. Затем нивелир

и рейку меняют местами, измеряют высоту инструмента i_2 и при положении пузырька уровня в нульпункте берут отсчет по рейке b_2 . Полученные данные позволяют дважды вычислить превышение точек A и B .

Предположим, что визирная ось не параллельна оси уровня и наклонена вниз. В этом случае вместо правильных отсчетов по рейкам мы получим их с ошибкой, равной x . Абсолютные значения превышения точки B над точкой A при нивелировании со станции A $h = i_1 - (b_1 + x)$ и со станции B $h = (b_2 + x) - i_2$ должны быть равны между собой, так как в обоих случаях нивелировались одни и те же точки. Следовательно, $i_1 - (b_1 + x) = (b_2 + x) - i_2$, откуда ошибка в отсчете по рейке

$$x = \frac{i_1 + i_2}{2} - \frac{b_1 + b_2}{2}. \quad (\text{VII.15})$$

Если вычисленная по (VII.15) величина $x \leq 4$ мм, то можно считать, что условие практически выполнено.

При $x > 4$ мм оси считают непараллельными. В таком случае для станции в точке B вычисляют верный отсчет $b_0 = b_2 + x$, соответствующий параллельности визирной линии и оси уровня.

Например, $i_1 = 1300$, $b_1 = 925$, $i_2 = 1100$, $b_2 = 1525$, $x = \frac{i_1 + i_2}{2} - \frac{b_1 + b_2}{2} = \frac{1300 + 1100}{2} - \frac{925 + 1525}{2} = 1200 - 1225 = -25$. Тогда верный отсчет $b_0 = 1525 + (-25) = 1500$ мм.

Вращением элевационного винта наводят среднюю горизонтальную нить на вычисленный отсчет b_0 по рейке, установленной на точке A , в результате чего визирная ось трубы займет горизонтальное положение. При этом концы пузырька уровня в поле зрения трубы разойдутся. Затем вертикальными исправительными винтами цилиндрического уровня точно совмещают изображения концов пузырька, видимых в поле зрения трубы. После исправления поверку повторяют.

Эту поверку рекомендуется производить ежедневно перед началом работ упрощенным способом. Превышения между двумя точками определяют дважды. Первый раз точно из середины, затем второй раз нивелир устанавливают в 4—5 м от одной из реек и снова определяют превышение между этими точками. При разностях в превышениях более 4 мм необходимо произвести третью поверку полностью.

Нивелир НСМ-2А (рис. VII.12) относится к типу нивелиров с самоустанавливающейся линией визирования. Такие нивелиры имеют приспособления для автоматического приведения линии визирования в горизонтальное положение. Это приспособление называется компенсатором. Компенсатор этого нивелира позволяет работать при наклоне оси вращения инструмента в пределах $\pm 10'$.

Нивелир предназначен для нивелирования III и IV классов и технического. Состоит из подставки 2 с тремя подъемными винтами 1 и зрительной трубы 4 с линзовым компенсатором. Подставка не имеет закрепительного винта. Зрительная труба вращается с некоторым усилием и после грубой наводки сохраняет требуемое положение. Точное наведение трубы на рейку производится бесконечным наводящим винтом 3. Наводящий винт находится в зацеплении с шестерней, расположенной внутри между основанием трубы и подставкой. Шестерня специальными пружинами

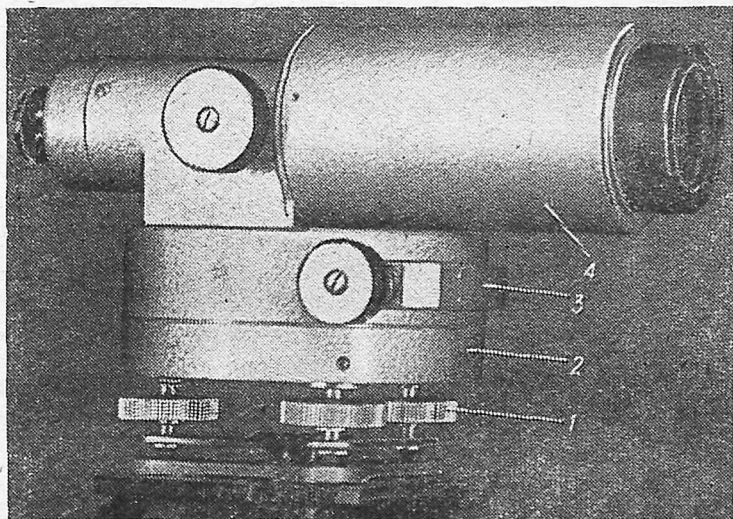


Рис. VII.12. Нивелир НСМ-2А:

1 — подъемные винты; 2 — подставка; 3 — наводящий винт; 4 — труба

прижата к втулке оси вращения трубы. При грубом наведении на рейку шестерня вращается вместе с трубой. При точном наведении на рейку наводящим винтом шестерня остается неподвижной, а труба медленно вращается вокруг вертикальной оси.

Зрительная труба 4 с внутренним фокусированием имеет увеличение $30,5\times$. Труба скреплена с подставкой 2.

Нивелир имеет два взаимно перпендикулярных цилиндрических установочных уровня, цена деления которых $8'$ на 2 мм.

Оптический компенсатор нивелира состоит из двух линз 1 и 2 (рис. VII.13), установленных перед сложным объективом зрительной трубы L. Линза 2 плоско-выпуклая, положительная, закреплена жестко в оправе объектива, другая отрицательная, плоско-вогнутая линза 1, вставлена в отдельную втулку, надеваемую с некоторым люфтом на объективный конец трубы и подвешенную на стальных упругих проволочках 3 к корпусу трубы. Подвижная втулка линзы 1 показана в виде стержня 4. Вся подвижная система уравновешивается контргрузом 5.

Наклон зрительной трубы на небольшой угол α вызовет смещение отрицательной линзы 1 относительно положительной на величину h , пропорциональную углу α и плечу l . Фокусное расстояние линзы 1 и плечо l подобрано так, что смещение отрицательной линзы на величину h вызовет отклонение линии визирования на угол α в противоположную наклону трубы сторону. Таким образом благодаря действию компенсатора линия визирования автоматически займет горизонтальное положение, а изображение точки A остается в точке A_1 на горизонтальной нити сетки. Отсчет по рейке остается неизменным. Точность автоматической установки линии визирования в горизонтальное положение состав-

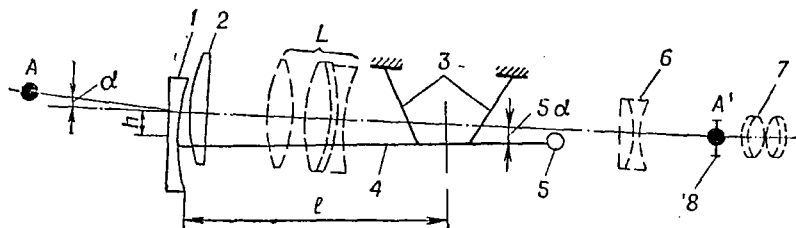


Рис. VII.13. Схема оптической системы трубы и компенсатора нивелира НСМ-2А:

1 — плоско-вогнутая отрицательная линза компенсатора; 2 — плоско-выпуклая положительная линза компенсатора; 3 — система подвески; 4 — подвижное звено; 5 — противвес; 6 — фокусирующая линза; 7 — окуляр; 8 — пластинка с сеткой нитей; L — трехлинзовый объектив; l — плечо компенсатора; h — смещение отрицательной линзы; α — угол наклона зрительной трубы

ляет $\pm 2''$. Гашение колебаний подвесной системы производится специальным воздушным успокоителем — демпфером. Время затухания колебаний около 2 сек.

Действие линзового компенсатора ограничено наклоном визирной оси зрительной трубы на угол α . При большем наклоне произойдет разгрузка проволочек и подвесная система утратит свободу перемещения, вследствие чего заметно ухудшится качество изображения. Поэтому на каждой станции нивелирования ось вращения нивелира приводят в отвесное положение по двум взаимно перпендикулярным цилиндрическим уровням. Нивелир считается установленным, если пузырек каждого уровня отклоняется от нуля не больше чем на половину деления ампулы.

Порядок производства отсчетов тот же, что и при нивелире НВ-1, но операции по установке визирной оси в горизонтальное положение нет, так как горизонтальное положение линии визирования автоматически корректируется линзовым компенсатором. Нивелиры с самоустанавливающейся линией визирования позволяют сократить время процесса нивелирования примерно на 25—30%.

Нивелир имеет три поверки.

Первая поверка: оси установочных уровней должны быть перпендикулярны оси вращения инструмента. Поверку и исправление выполняют по одному из уровней, для чего уровень установ-

ливают по направлению двух подъемных винтов и, вращая их в разные стороны, приводят пузырек на нульпункт. Поворачивают зрительную трубу на 180° . Если пузырек не сместился с нульпункта или отклонился от него не более чем на половину деления, условие считается выполненным. В противном случае исправительным винтом уровня пузырек перемещают на половину отклонения от нульпункта. После исправления поверку повторяют.

Второй уровень исправляют винтами после приведения оси вращения нивелира в отвесное положение с помощью первого уровня.

Вторая поверка: *вертикальная нить сетки должна быть параллельна оси вращения нивелира, а горизонтальная — перпендикулярна этой оси*. Эта поверка выполняется так же, как и для нивелира НВ-1.

Третья поверка: *линия визирования должна быть горизонтальна*. Выполняется двойным нивелированием способом вперед, как и при поверке нивелира НВ-1. Условие считается выполненным, если величина $x \leq 4$ мм. В противном случае двумя исправительными винтами при сетке нитей устанавливают горизонтальную нить на отсчет $b_0 = b + x$.

Нивелир НСМ-2А требует бережного обращения. В противном случае может произойти обрыв проволочных подвесок. При перевозке, переноске и установке следует избегать резких толчков. Нельзя работать, если подвижные части имеют тугий ход; следует выяснить и устранить причины тугого хода.

Нивелир НС4 (рис. VII.14) с самоустанавливающейся линией визирования выпускается вместо НСМ-2А с 1971 г. и предназначен для определения превышений между двумя точками методами геометрического нивелирования IV класса.

Зрительная труба нивелира НС4 имеет трехлинзовый объектив, фокусирующую линзу, сетку нитей и окуляр. Перемещение фокусирующей линзы осуществляется вращением кремальеры. Между фокусирующей линзой и сеткой нитей расположен призменный компенсатор, самоустанавливающий в пределах $\pm 15'$ линию визирования нивелира в горизонтальное положение. Колебания компенсатора гасятся демпфером поршневого типа.

Установка нивелира в горизонтальное положение производится подъемными винтами по круглому $10'$ уровню. Крупный шаг резьбы подъемных винтов и грубый уровень позволяют сократить время на установку нивелира в горизонтальное положение. Труба

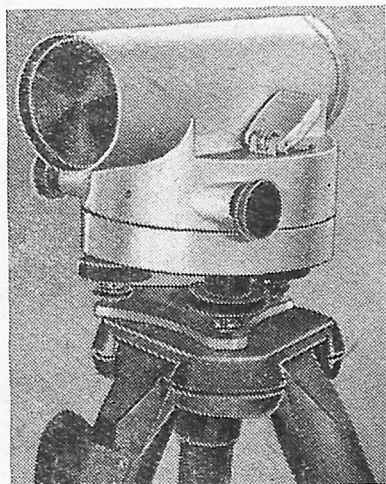


Рис. VII.14. Нивелир НС4

вращается относительно подставки на цилиндрической оси с разгружающим подпятником.

Точная наводка осуществляется наводящим винтом, который входит в зацепление с шестерней. Момент силы трения, возникающий при вращении шестерни во втулке, отрегулирован так, что при вращении наводящего винта шестерня остается неподвижной, а зрительная труба медленно поворачивается на цилиндрической оси.

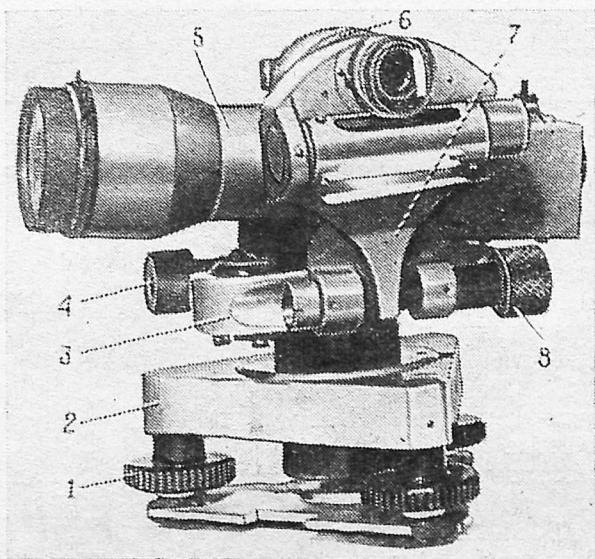


Рис. VII.15. Нивелир НЛ-3:

1 — подъемные винты; 2 — трегер; 3 — круглый уровень;
4 — наводящий винт; 5 — зрительная труба; 6 — кожух с защитным стеклом; 7 — опорные стойки; 8 — наводящий винт трубы

При грубой наводке нивелира на рейку труба вращается вместе с шестерней.

Порядок работ следующий. Нивелир крепится на штативе становым винтом. Подъемными винтами приводится ось вращения инструмента в отвесное положение по уровню. Добиваются резкого изображения сетки нитей вращением окулярного кольца. Зрительную трубу наводят на рейку грубо рукой и точно — наводящим винтом.

Исправность компенсатора проверяется вращением подъемного винта на $2-3^\circ$. Отсчет по рейке при этом должен оставаться неизменным, если общий наклон нивелира не превышает предел работы компенсатора.

В нивелире НС4 в отличие от нивелира НСМ-2А качество изображения при наклонах нивелира не ухудшается. Поверки нивелира

лира и последовательность их выполнения такие же, как у нивелира НСМ-2А.

Нельзя работать с нивелиром, если подвижные его части имеют тугой ход. При работе и переноске нельзя подвергать нивелир резким толчкам.

Нивелиром НЛ-3 (рис. VII.15) можно определять превышение как горизонтальным, так и наклонным лучом визирования. Зрительная труба имеет увеличение $31\times$. Она жестко связана с полый горизонтальной осью и может вращаться в вертикальной плоскости в пределах угла наклона $\pm 3^\circ 30'$.

Нивелир снабжен оптическим высотомером. В полый горизонтальной оси трубы помещен стержень, к наружному концу которого прикреплен кронштейн с контактным цилиндрическим уровнем, а к внутреннему — зеркало-отражатель. Таким образом, цилиндрический уровень имеет жесткую связь не с трубой, а с зеркалом, которое находится внутри трубы. После приведения пузырька уровня на нульпункт зеркало всегда устанавливается под углом 45° к горизонту.

Зеркало-отражатель — одна из деталей оптического высотомера. Другая деталь высотомера — сетка с высотным штрихом. Она находится под защитным матовым колпаком над зеркалом-отражателем. Пучок света, проходя через сетку, проектирует высотный штрих на зеркале, после чего отраженное изображение его передается через систему линз и призм на посеребренную полоску призмы-сетки с дальномерными штрихами.

В поле зрения трубы (рис. VII.16) передаются изображения рейки и сетки-призмы. Слева — посеребренная полоска 1 и высотный штрих 2, справа — два коротких дальномерных штриха 4 и средний штрих 3, являющийся горизонтальной нитью сетки. В том случае, если изображение высотного штриха совмещено со средней горизонтальной нитью, а пузырек контактного цилиндрического уровня находится на нульпункте, визирная ось трубы будет горизонтальна. Нивелирование выполняется горизонтальной линией визирования обычным способом.

С изменением наклона зрительной трубы на угол α высотный штрих 2 меняет свое положение относительно средней горизонтальной нити. Причем смещение посредством подбора увеличения оптической системы высотомера рассчитано так, что соблюдается равенство

$$d \operatorname{tg} \alpha = K(n_b - b), \quad (\text{VII.16})$$

где d — расстояние между нивелиром и рейкой;
 α — угол наклона визирной оси трубы;

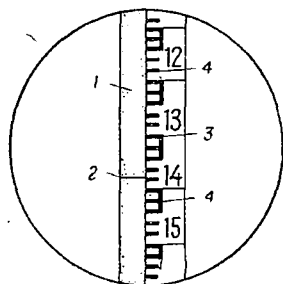


Рис. VII.16. Поле зрения трубы нивелира НЛ-3

n_b — отсчет делений рейки по средней горизонтальной нити на передней точке;

b — отсчет делений рейки по высотному штриху на передней точке;

K — коэффициент высотомера, равный 5.

При тригонометрическом нивелировании превышение $h = d \operatorname{tg} \alpha + i - v$,

где i — высота инструмента;

v — высота точки визирования на рейке, соответствующая отсчету n_b по средней горизонтальной нити.

Следовательно, при нивелировании с наклонным лучом превышение вычисляют по формулам:

$$\text{— при способе вперед } h = K(n_b - b) + i - n_b; \quad (\text{VII.17})$$

— при способе из середины

$$h = K(a - b) - (K - 1)(n_a - n_b), \quad (\text{VII.18})$$

где n_a и n_b — отсчеты по рейкам, взятые по средней нити на задней и передней точках;

a и b — отсчеты по рейкам, взятые по высотному штриху на задней и передней точках.

При нивелировании вперед можно среднюю нить сетки наводить на высоту инструмента, тогда

$$h = K(n_b - b). \quad (\text{VII.19})$$

Если среднюю нить сетки при нивелировании из середины наводить на один и тот же отсчет, т. е. $n_a = n_b$, то

$$h = K(a - b). \quad (\text{VII.20})$$

Последовательность работ на станции: по круглому уровню устанавливается ось вращения нивелира в отвесное положение, а зрительную трубу на рейку наводят грубо по целику и мушке. Точную наводку выполняют при зажатых закрепительных винтах наводящим винтом. Затем вращением установочного винта цилиндрического уровня точно совмещают изображение концов пузырька и вращением наводящего винта (при зажатом закрепительном винте) совмещают среднюю нить с каким-либо целым дециметровым делением рейки, после чего берут отсчеты по рейке, по высотному штриху и по средней горизонтальной нити сетки. При нивелировании горизонтальным лучом пузырек цилиндрического уровня приводят на середину ампулы, затем наводящим винтом совмещают среднюю горизонтальную нить сетки с высотным штрихом и берут отсчет по рейке.

Поверки нивелира. Первая поверка — ось круглого уровня должна быть параллельна оси вращения нивелира — производится так же, как в нивелире НВ-1.

Вторая поверка — при горизонтальном положении визирной оси высотный штрих должен совпадать со средним горизонтальным штрихом сетки. Поверку производят двойным нивелированием впе-

ред так же, как и третью поверку нивелира НВ-1. Отсчеты делений рейки берут при совмещенном положении высотного штриха со средним горизонтальным штрихом сетки и при положении пузырька контактного уровня в нульпункте. По формуле (VII.15) вычисляют x . Условие считается выполненным, если $x \leq 4$ мм. В противном случае, получив вычисленный отсчет $b_0 = b_2 + x$, действуют установочным винтом контактного уровня и перемещают высотный штрих на отсчет b_0 , а исправительными винтами контактного уровня совмещают изображение концов уровня.

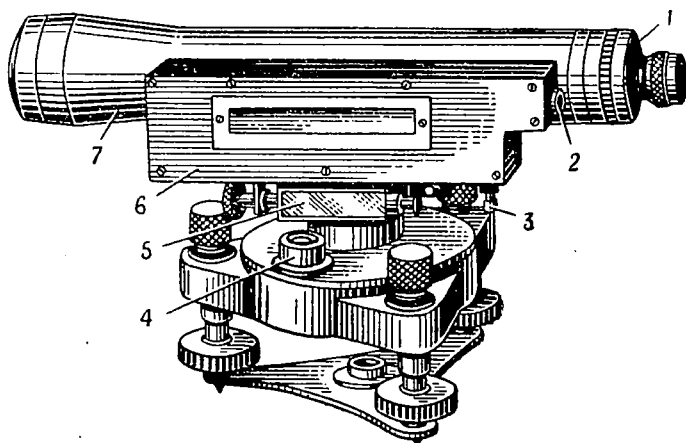


Рис. VII.17. Нивелир НГ:

1 — крышка, закрывающая исправительные винты сетки нитей; 2 — отверстие с лупой для наблюдения положения пузырька уровня; 3 — исправительный винт уровня; 4 — круглый уровень; 5 — иллюминатор для освещения уровня; 6 — цилиндрический уровень (в коробке); 7 — зрительная труба

Третья поверка — коэффициент высотомера должен равняться пяти. На местности выбирают две точки на расстоянии одна от другой 100—150 м, с превышением несколько более 1 м и закрепляют их кольями. Определяют горизонтальным лучом визирования из середины 10—20 раз превышение между этими точками. Затем, наводя 10—20 раз среднюю нить сетки на равные отсчеты по задней и передней рейкам ($n_a = n_b$), каждый раз берут отсчеты a и b по высотному штриху. Разделив среднее превышение h на среднюю разность отсчетов ($a - b$) по высотному штриху, получают коэффициент высотомера. Если полученное значение коэффициента высотомера не равно 5, то определяют поправочный коэффициент $K' = 0,2K$. Тогда величины превышений вычисляют с коэффициентом 5 и затем полученный результат умножают на поправочный коэффициент.

Глухой нивелир НГ (рис. VII.17) имеет подставку с тремя подъемными винтами и круглым уровнем, зрительную трубу с внутренним фокусированием, закрепительным и наводящим винтами. С трубой скреплен цилиндрический контактный уровень, изображение концов пузырьков которого с помощью

системы призм можно наблюдать через лупу, расположенную слева от окуляра. Нивелир не имеет элевационного винта, поэтому перед каждым подсчетом по рейке пузырек цилиндрического уровня приводится в нульпункт подъемными винтами. Увеличение зрительной трубы $31\times$, цена деления цилиндрического уровня $17-25''$ на 2 мм.

Проверки нивелира.

1. *Ось цилиндрического уровня должна быть перпендикулярна оси вращения инструмента.* Устанавливают ось нивелира в отвесное положение по круглому уровню. Затем ось цилиндрического уровня устанавливают параллельно двум подъемным винтам и, действуя ими, приводят пузырек в нульпункт. Поворачивают трубу с уровнем на 180° . Если пузырек остался в нульпункте, то условие выполнено. В противном случае исправительным винтом уровня пузырек перемещают к середине на половину дуги отклонения, на вторую половину подъемными винтами. Проверку повторяют.

2. *Вертикальная нить сетки должна быть параллельна оси вращения нивелира, а горизонтальная — перпендикулярна этой оси.* Проверка производится так же, как и у других нивелиров.

3. *Ось цилиндрического уровня должна быть параллельна визирной оси трубы.* Определяют величину x так же, как и при соответствующей проверке нивелира НВ-1. Если величина x превышает 4 мм, то на станции B (рис. VII.11) вычисляют верный отсчет $b_0 = b_2 + x$. Затем снимают крышку и вертикальными винтами сетки нитей подводят горизонтальную нить на правильный отсчет по рейке. Для контроля проверку повторяют.

§ 6. ИСТОЧНИКИ ОШИБОК ПРИ ГЕОМЕТРИЧЕСКОМ НИВЕЛИРОВАНИИ И МЕРЫ БОРЬБЫ С НИМИ

Вследствие неизбежности ошибок при нивелировании полученное превышение может быть искаженным. Для того чтобы установить величины возможных ошибок в превышениях, необходимо рассмотреть источники их появления и меры борьбы с ними.

При геометрическом нивелировании имеют место следующие основные источники ошибок.

1. Ошибка установки визирной оси зрительной трубы в горизонтальное положение. Эта ошибка вызывается неточностью установки пузырька в нульпункт и в некоторых случаях недостаточной чувствительностью его. Невооруженным глазом можно улавливать перемещение пузырька уровня не менее $0,1$ деления ампулы ($0,2$ мм). Средняя квадратическая ошибка в отсчете по рейке, возникающая из-за неправильной установки визирной оси, пропорциональна расстоянию от нивелира до рейки и ошибке установки пузырька уровня в нульпункте. Эта ошибка при расстоянии от нивелира до рейки в 150 м будет составлять $2,2$ мм.

2. Отсчеты по рейкам содержат некоторую ошибку, вызываемую недостаточной разрешающей способностью трубы. При $20\times$ увеличении трубы и расстоянии нивелира от рейки, равном 150 м, ошибка будет составлять $\pm 2,2$ мм. Причем величина ошибки пропорциональна расстоянию от нивелира до рейки и обратно пропорциональна кратности увеличения трубы.

3. Ошибка при непараллельности визирной оси и оси цилиндрического уровня. Отсчет по рейке искажается при этом пропорционально расстоянию от нивелира до

рейки и углу между осью уровня и визирной осью. При равных расстояниях до нивелируемых точек эти ошибки компенсируются. Однако при неблагоприятных условиях местности, а также с целью повышения производительности труда технические инструкции по нивелированию допускают производить работы при некотором неравенстве расстояний от нивелира до реек. Поэтому при нивелировании следует добиваться наиболее полного соблюдения параллельности визирной оси и оси цилиндрического уровня. Нарушение этого условия происходит в основном под влиянием изменения температуры инструмента. Поэтому нивелир на станции должен защищаться зонтом от влияния солнечных лучей. Перед началом работ необходимо ежедневно производить третью поверку нивелира, а связующие точки хода нивелировать по возможности из середины.

4. Ошибка из-за наклона рейки. Образование ошибок и меры борьбы рассмотрены в § 4.

5. Ошибка округления при отсчете по рейке. Эта ошибка складывается из неточности глазомерной оценки десятых долей деления рейки и влияния внешних метеорологических условий. Средняя квадратическая ошибка округления при отсчете по рейке может быть принята 0,1 наименьшего деления. Если наименьшее деление 2 см, ошибка ± 2 мм.

6. Ошибки в делениях рейки. Случайные ошибки в дециметровых делениях не должны превышать ± 1 мм.

Анализ возможных ошибок нивелирного хода показывает, что они слагаются из ошибок систематических и случайных.

Некоторые систематические ошибки можно устранить, а другие свести к минимуму. Для этого при геометрическом нивелировании необходимо:

— нивелир и рейки перед работами тщательно исследовать, а инструмент выверить;

— нивелировать из середины только при равных плечах, которые не должны быть более допустимых для данного нивелира;

— не брать отсчеты по рейке при расстояниях визирного луча от земли меньше 0,75 м;

— выполнять работы только в благоприятных для нивелирования условиях, а именно: при хорошем освещении реек, спокойном изображении, прозрачной атмосфере.

Случайные же ошибки зависят от ошибок отсчета, которые оказывают существенное влияние на точность нивелирования.

§ 7. ТОЧНОСТЬ ПРИ ГЕОМЕТРИЧЕСКОМ НИВЕЛИРОВАНИИ

При рассмотрении источников ошибок при геометрическом нивелировании в § 6 указывалось, что существенными ошибками, влияющими на результат измерения являются: ошибка установки визирной оси в горизонтальное положение — m_2 , ошибка, вызываемая разрешающей способностью трубы, — $m_{тр}$; ошибка в делениях рейки — $m_{дел}$ и ошибка округления при отсчете — m_0 .

Из теории ошибок известно, что квадрат средней квадратической ошибки алгебраической суммы любого числа аргументов, полученных из независимых измерений, равен сумме квадратов средних квадратических ошибок слагаемых. Поэтому можно написать

$$m_{\text{взгл}}^2 = m_{\text{г}}^2 + m_{\text{тр}}^2 + m_{\text{дел}}^2 + m_0^2. \quad (\text{VII.21})$$

В § 6 указывались численные значения величин:

$$m_{\text{г}} = \pm 2,2 \text{ мм}; m_{\text{тр}} = \pm 2,2 \text{ мм}; m_{\text{дел}} = \pm 1 \text{ мм}; m_0 = \pm 2 \text{ мм}.$$

Подставим значения в формулу (VII.21), тогда $m_{\text{взгл}} \cong \pm 4 \text{ мм}$. Но так как превышение равно разности взглядов на заднюю и переднюю рейки, то согласно (III.13) средняя квадратическая ошибка превышения на одной станции

$$m_{\text{h ст}} = m_{\text{взгл}} \sqrt{L} \quad (\text{VII.22})$$

или $m_{\text{h ст}} = 4 \text{ мм} \sqrt{2} = \pm 6 \text{ мм}$, что соответствует требованиям ГОСТ 10528—69 для технических нивелиров. При расстояниях между нивелирами и рейками в 150 м нивелирный ход длиной в 1 км будет иметь четыре станции. Поэтому средняя квадратическая ошибка суммы превышений нивелирного хода в 1 км согласно формуле (III.14)

$$m_{\text{к.м}} = \pm m_{\text{ст}} \sqrt{n}, \quad (\text{VII.23})$$

где n — количество станций на 1 км хода.

$$\text{При } n = 4 \quad m_{\text{к.м}} = \pm 6 \sqrt{4} = 12 \text{ мм}.$$

Согласно теории ошибок по величине средней квадратической ошибки можно определить предельную ошибку, а именно $\Delta_{\text{пред}} \leq \leq 3m$, тогда можно записать, что предельная ошибка или предельная (допустимая) невязка суммы превышений нивелирного хода длиной в 1 км будет доп. $f_{\text{h к.м}} \leq \text{пред. } \Delta \text{ км} \leq 3 \text{ м км} \leq \pm \pm 36 \text{ мм}$.

Предельная допустимая невязка суммы превышений нивелирного хода длиной L км

$$\text{доп. } f_{\text{h}} \leq \text{пред. } \Delta \text{ км} \sqrt{L} \quad (\text{VII.24})$$

или

$$\text{доп. } f_{\text{h}} \leq \pm 36 \sqrt{L}. \quad (\text{VII.25})$$

При выводе этой формулы не были учтены возможные ошибки из-за наклона реек, непараллельности визирной оси и оси уровня, ошибок, источником которых являются внешние условия и др. Поэтому технической инструкцией установлен больший допуск, а именно:

$$\text{доп. } f_{\text{h}} \leq \pm 50 \sqrt{L}. \quad (\text{VII.26})$$

Главтранспроектom по согласованию с ГУГК установлены для изыскательских работ несколько другие формулы допустимых ошибок нивелирования. Если нивелирный ход проложен между реперами государственного нивелирования, предельная ошибка в превышении должна быть

$$\text{доп. } f_h \leq \pm 50 \sqrt{L} \quad (\text{VII.27})$$

на окончательных изысканиях и

$$\text{доп. } f_h \leq \pm 150 \sqrt{L} \quad (\text{VII.28})$$

на предварительных изысканиях.

§ 8. ПОНЯТИЕ О ВЫСОТНОЙ ОПОРНОЙ СЕТИ СССР

На территории СССР создана сеть закрепленных на местности пунктов в виде реперов и марок, называемая государственной высотной геодезической сетью. Такая высотная опорная сеть обеспечивает выполнение геодезических работ по всей территории СССР в единой системе высот. Абсолютные высоты знаков получены в результате геометрического нивелирования и вычислены от среднего многолетнего уровня Балтийского моря (от нуля Кронштадтского футштока).

Государственные опорные сети подразделяют на нивелирные сети I, II, III и IV классов, для которых установлены допустимые невязки в мм по высоте $3\sqrt{L}$, $5\sqrt{L}$, $10\sqrt{L}$ и $20\sqrt{L}$ мм соответственно, где L — длина хода в километрах.

При проложении нивелирных ходов закрепляют пункты высотной опорной сети фундаментальными реперами и рядовыми знаками в виде стенных и грунтовых реперов и марок. При нивелирных ходах I и II классов фундаментальные реперы устанавливаются через 50—80 км, рядовые знаки через 5—7 км. Пункты при нивелирных ходах III и IV классов закрепляют на местности рядовыми знаками через 5—7 км.

Нивелирные ходы I класса прокладывают вдоль железных и автомобильных дорог, берегов морей и больших рек. Они образуют систему полигонов, которые составляют нивелирную сеть I класса. Периметры таких полигонов достигают 800—1000 км.

Нивелирная сеть II класса состоит из замкнутых ходов, опирающихся на реперы нивелирования первого класса и образующих полигоны с периметрами 500—600 км.

Нивелирная сеть III класса прокладывается внутри полигонов II класса. Полигоны II класса разбиваются на 6—9 полигонов периметром 150—200 км каждый. Нивелирные ходы опираются на реперы I и II класса.

Нивелирная сеть IV класса является сгущением нивелирной сети III класса. Каждый нивелирный ход IV класса

должен опираться обоими концами на знаки нивелирования старших классов или образовывать замкнутые полигоны.

Следует отметить, что если для изысканий, проектирования и строительства железных дорог и других объектов народного хозяйства густота пунктов государственной геодезической сети является недостаточной, то создается геодезическая сеть местного значения с привязкой к пунктам государственной опорной сети.

Высотная геодезическая сеть местного значения создается в виде ходов и сетей технического нивелирования, опирающихся на реперы государственной высотной сети. Допускаемая высотная невязка в ходах и полигонах составляет $50 \sqrt{L}$ мм, где L — длина хода в километрах.

Геодезические сети, которые служат непосредственной опорой для съемки подробностей местности, производства изысканий и разбивок, связанных с перенесением проекта сооружения в натуру, называются съемочными сетями.

§ 9. МАРКИ И РЕПЕРЫ

Как отмечалось в § 8, пункты высотной опорной сети закрепляются постоянными и временными знаками. Такими знаками являются стенные марки (рис. VII.18, а) и реперы (рис. VII.18, б) и грунтовые реперы. Стенные марки и реперы отливаются из ковкого чугуна. Их закладывают на цементном растворе в стены каменных или железобетонных зданий, в устои мостов, в стены водонапорных башен и других сооружений. Марки закладываются над поверхностью земли на высоте 1,2—1,5 м, реперы — 0,4—0,6 м. На лицевой стороне марки (репера) указан номер ее и название той организации (сокращенно), которая установила. Высоту марок над уровнем моря определяют для центра отверстия, сделанного в диске, а высоту репера — для вершины угольного выступа (полочки).

При отсутствии в районе нивелирных работ капитальных зданий и сооружений устанавливают грунтовые реперы различных конструкций. На рис. VII.18, в показан трубчатый грунтовый репер. В верхней части трубы закреплена марка, отметка относится к верхней точке полусферического выступа марки. Марка грунтового репера должна находиться на глубине 60—80 см, а основание якоря — на 0,5 м ниже наибольшей глубины промерзания, но не менее 1,8 м от поверхности земли. В настоящее время очень часто закладывают бетонные реперы. Вместо металлической трубы в бетонное основание закладывают железобетонный столб длиной 2 м, сечением 15×15 см.

Для привязки к реперу раскапывают курган, убирают бетонный опознавательный столб, осторожно обнажают марку и на ее головку устанавливают рейку.

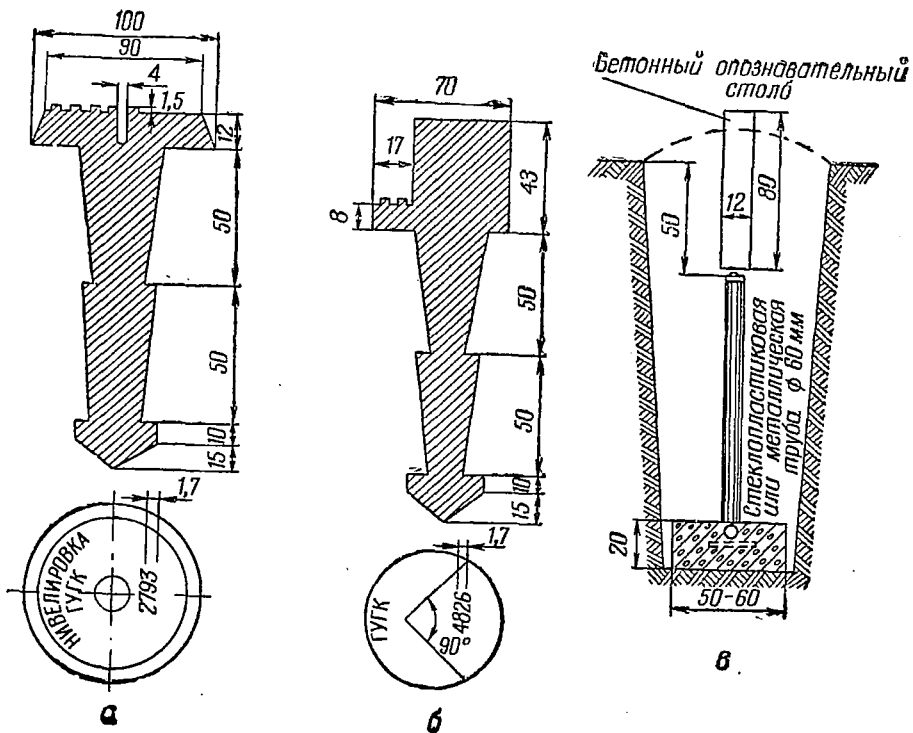


Рис. VII.18. Ивнелирные знаки:
 а — стенная марка; б — стенной репер; в — трубчатый грунтовый репер с маркой

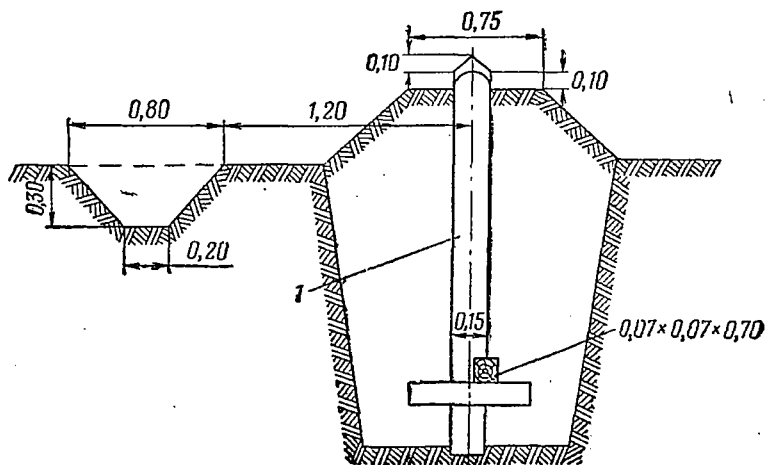


Рис. VII.19. Временный деревянный репер

Временным репером могут служить подферменные площадки опор мостов, оголовки труб, сваи и другие предметы, не меняющие своего высотного положения. При отсутствии таких предметов закладывают деревянный репер — столб диаметром 15 см, длиной 1,5—2 м (рис. VII.19). На таких реперах отмечают масляной краской их номер и место установки рейки.

§ 10. ПРИВЯЗКА К МАРКАМ И РЕПЕРАМ

В практике изысканий и при решении инженерно-геодезических задач нивелирование необходимо начинать с привязки нивелирного хода к знакам высотной государственной сети. Для этого

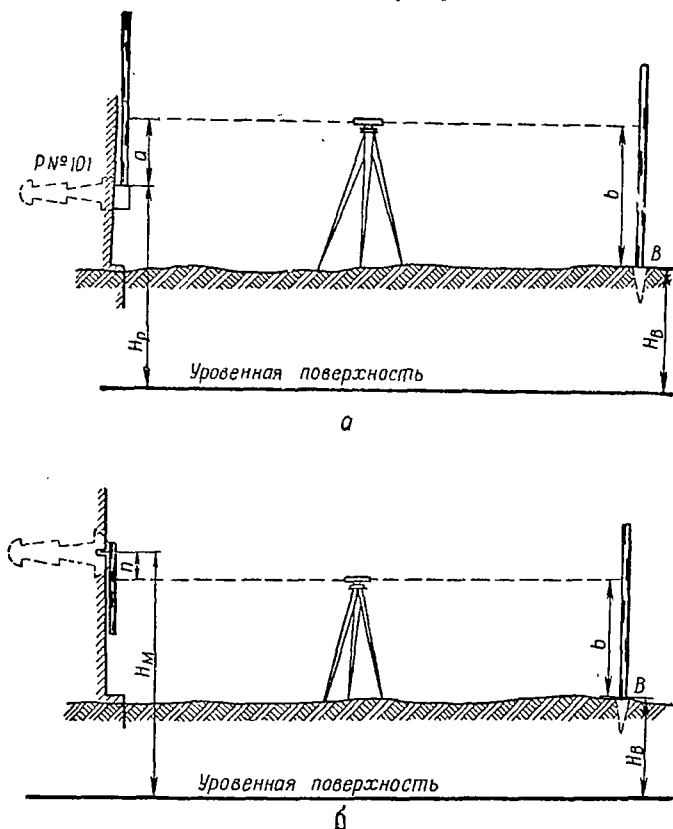


Рис. VII.20. Схемы привязки нивелирного хода:
 а — привязка к реперу; б — привязка к марке

от какой-либо точки трассы прокладывают нивелирный ход к ближайшему реперу или марке. В целях контроля нивелируют в прямом и обратном направлении.

Схема привязки нивелирного хода к стенному реперу показана на рис. VII.20, а. Рейки устанавливаются на полку репера и на точку.

Тогда абсолютная отметка точки равна

$$H_b = H_p + a - b, \quad (\text{VII.29})$$

где H_p — абсолютная отметка репера.

При привязке нивелирного хода к марке общегосударственной опорной сети, на которую нельзя поставить рейку, поступают следующим образом. В отверстие марки посредством штифта прикрепляют специальную подвесную рейку метровой длины с сантиметровыми делениями, нуль которой совпадает с центром штифта (рис. VII.20, б).

Абсолютная отметка какой-либо точки B (H_b), когда марка расположена выше горизонта визирования и отсчет берется по подвесной рейке, будет

$$H_b = H_m - n - b, \quad (\text{VII.30})$$

где H_m — абсолютная отметка марки;

b — отсчет по рейке в точке B ;

n — отсчет по подвесной рейке.

Если марка расположена ниже горизонта визирования, тогда

$$H_b = H_m + n - b. \quad (\text{VII.31})$$

При отсутствии специальной подвесной рейки поступают следующим образом. Под маркой на стенке карандашом проводят черту на высоте средней нити сетки нивелира и измеряют стальной рулеткой отрезок n между центром марки и чертой. Отметку точки B определяют по той же формуле (VII.30).

§ 11. НИВЕЛИРОВАНИЕ IV КЛАССА. ТЕХНИЧЕСКОЕ НИВЕЛИРОВАНИЕ

Нивелирование IV класса имеет целью создание сети точек, отметки которых используются для высотного обеспечения топографических съемок и решения различных инженерных задач. Нивелирование выполняют, как правило, из середины. Расстояние от нивелирных реек до инструмента принимается в среднем 100 м. Неравенство плеч на станции не должно превышать 5 м.

Полевые работы начинаются с составления проекта нивелирных ходов. Нивелирные ходы планируют так, чтобы они своими концами опирались на знаки нивелирования старших классов или представляли собой замкнутые полигоны. По разработанному проекту на местности устанавливают реперы (стенные и грунтовые), причем со времени установки стенных реперов до их нивелирования должно пройти не менее суток, а для грунтовых — не менее 10 дней.

Работа на нивелирных ходах производится в следующей последовательности:

— нивелир устанавливается на первой станции в рабочее положение, а рейки — на точки, которые обозначены прочно вбитыми в землю башмаками или костылями;

— наводят трубу на черную сторону задней рейки и делают отсчеты по верхней и средней нитям, например, 226 (1)* и 596 (2).

Все результаты наблюдения записывают в журнал нивелирования (табл. VII.2).

Т а б л и ц а VII.2

Журнал нивелирования IV класса

№ станции	Дальномерные расстояния l до задней и передней реек	Отсчеты по рейке		Превышение h , мм	Среднее превышение h , мм
		задней a	передней b		
$\frac{1}{M101-1}$	370 (7)	226 (1)	541 (3)		-312 (13)
	368 (8)	596 (2)	909 (4)	-313 (11)	
		5283 (6)	5695 (5)	-412 (12)	
		4687 (9)	4786 (10)	+ 99 (14)	
$\frac{2}{1-2}$	321	444	652		-207
	320	765	972	-207	
		5552	5659	-107	
		4287	4687	-100	
$\frac{3}{2-3}$	301	227	406		-183
	305	528	711	-183	
		5215	5498	-283	
		4687	4787	+100	
$\frac{4}{3-4}$	281	890	1186		-299
	283	1171	1469	-298	
		5958	4689	-200	
		4787	4689	-98	

Контроль:

$$\sum l = 2549(19); \sum a = 25068(15); \sum b = 27071(16); \sum h = -2003(17);$$

$$\sum h_{\text{ср}} = -1001(18); \sum a - \sum b = \sum h = 25068 - 27071 = -2003;$$

$$\sum h_{\text{ср}} = \frac{\sum h}{2} = \frac{-2003}{2} = -1001;$$

— наводят трубу на черную сторону передней рейки и берут отсчеты по верхней 541 (3) и по средней 909 (4) нитям сетки;

* В скобках показывается последовательность записей в журнале нивелирования.

— поворачивают переднюю рейку красной стороной к наблюдателю и берут отсчет по средней нити 5695 (5);

— наводят трубу на красную сторону задней рейки и берут отсчет 5283(6) по средней нити сетки.

Во всех случаях у несамоустанавливающихся нивелиров при взятии отсчета пузырек цилиндрического уровня перед отсчетами приводится в нульпункт. Отсчеты по верхней нити сетки по черным сторонам реек берут лишь для определения расстояний от нивелира до реек. Так, в нашем примере на первой станции расстояние от нивелира до задней рейки будет $596 - 226 = 370(7)$, а до передней рейки $909 - 541 = 368(8)$, т. е. неравенство плеч равно: $370 - 368 = 2$ мм, что при коэффициенте дальномера 100 составит 0,4 м на местности.

После выполнения наблюдений необходимо на станции проверить измерения. Из отсчетов по средней нити сетки определяют разности нулей черных и красных сторон реек. Неравенство нулей для задней рейки $5283 - 596 = 4687(9)$, для передней рейки $5695 - 909 = 4786(10)$. Затем проверяется превышение по отсчетам черной и красной сторон реек. По отсчетам черной стороны реек оно равно $596 - 909 = -313(11)$, а для красной стороны реек $5283 - 5695 = -412(12)$. Среднее превышение будет $-312(13)$. Определяется разность в превышениях по черной и красной сторонам реек $-313 - (-412) = +99(14)$. Эта разность на следующей станции должна иметь обратный знак. Разница в превышениях, полученных по черной и красной сторонам реек с учетом разности нулей красных сторон не должна быть более 5 мм. При большей разности наблюдения повторяются.

Затем наблюдатель переходит на следующую станцию, а речники чередуются: передний становится задним, а задний — передним.

Выбор мест установки реек и нивелира производится так, чтобы визирный луч не проходил ниже чем 0,2 м от поверхности земли и не шел бы выше рейки. Расстояние от нивелира до реек отмеряют тонким тросом или шагами.

Камеральные работы сводятся к обработке нивелирного журнала, составлению ведомости превышений и вычислению отметок выставленных реперов (табл. VII.3).

Сумма превышений в замкнутом ходе должна равняться нулю, а в разомкнутом — разности в отметках конечной точки и репера.

Тогда невязка в превышениях будет

— для разомкнутого хода

$$f = \sum h - (H_{\text{кон}} - H_{\text{нач}}); \quad (\text{VII.32})$$

— для замкнутого хода

$$f_h = \sum h, \quad (\text{VII.33})$$

где $H_{\text{кон}}$, $H_{\text{нач}}$ — отметки реперов, на которые опирается ход;
 $\sum h$ — сумма превышений в ходе.

Ведомость вычисления превышений и отметок

Тип и номер нивелирного знака, год его установки	Местонахождение нивелирного знака	Расстояние, м	Расстояние от начального пункта, м	Даты проложения хода	Измеренные превышения и поправки, мм	Абсолютная отметка, м
Марка 101, 1950 г.	Ст. Гвардейская, пассажирское здание		0		+9	103.641
Грунт, репер 5, 1970 г.	Село Петровка, здание водокачки	3,3	3,3	8.8.70 г.	+6514	110.164
Стенной репер 6, 1970 г.	Устой моста ч/р Свирь у поселка Новый	2,9	6,2	8.8.70 г.	+5405	115.577
Временный репер 1, столб	У перекрестка дорог Свирь—Гвардейское	2,3	8,5	9.8.70 г.	+7 -2322	113.262
Стенной репер 207, 1950 г.	Совхоз „Октябрьский“, здание школы	7,5	16,0	9.8.70 г.	+22 +3083	116.367
		16,0			+12680	

$$H_{\text{кон}} - H_{\text{нач}} = 116,367 - 103,641 = 12726;$$

$$f_h = 12680 - 12726 = -46 \text{ мм}; \text{ доп. } f = \pm 20\sqrt{L} = \pm 20\sqrt{16} = \pm 20 \cdot 4 = \pm 80 \text{ мм}.$$

Для нивелирования IV класса допустимая невязка определяется по формуле доп. $f_h = \pm 20\sqrt{L}$ мм, где L — длина хода в километрах. Если невязка допустима, ее распределяют пропорционально длинам частей хода (секций). Знаки поправок должны быть противоположны знаку невязки. Затем после получения исправленных превышений вычисляют последовательно по ходу отметки всех реперов, беря за исходную отметку марки 101.

Техническое нивелирование — это нивелирование, проводимое в целях проектирования и строительства железных дорог и других инженерных сооружений. В системе геодезических сетей техническое нивелирование относится к геодезическим сетям местного значения. Ходы технического нивелирования, как правило, совмещаются с теодолитными ходами предполагаемой оси трассы, мостов, станций и других сооружений. Съёмки производятся для составления профиля местности по этой линии и плана узкой полосы вдоль нее. Нивелирование в этом случае называется продольным.

Нивелирование выполняется техническими нивелирами по способу из середины. Допускаемое расхождение в превышениях на одной станции не должно превышать ± 10 мм, предельное удаление рейки от нивелира — 150 м, неравенство плеч при установке

нивелира посередине не должно превышать 10 м. Практически считают нивелир установленным в середине, если при визировании на каждую рейку не надо менять фокусировку трубы. Разрешается при нивелировании применять рейки с односторонней шашечной разграфкой. В этом случае наблюдения на каждой станции ведутся при двух высотах инструмента, отличающихся между собой не менее чем на 10 см. Разрешается также устанавливать рейку в отвесное положение на глаз, с покачиванием ее в момент отсчета.

Порядок производства работ при техническом нивелировании изложен в гл. IX.

12. ПОНЯТИЕ О ГИДРОСТАТИЧЕСКОМ НИВЕЛИРОВАНИИ

Гидростатическое нивелирование основано на свойстве жидкости в сообщающихся сосудах сохранять одинаковый уровень независимо от поперечного сечения сосудов, массы жидкости и превышения. Если определить разность высот столбов жидкости в сообщающихся сосудах, то это и будет превышение одной точки над другой, на которых установлены эти сосуды.

Простейший гидростатический нивелир состоит из двух стеклянных трубок, длиной от 40 см до 2 м, вставленных в специальные оправы и соединенных между собой резиновой или полиэтиленовой трубкой (рис. VII.21). На оправе нанесены деления, нуль подписей которых совмещен с пяткой оправы. Если поставить оправы с трубками на две точки, то превышение будет равно разности отсчетов уровня воды в трубках.

Создан ряд конструкций гидростатических нивелиров. Гидростатический нивелир ГСН (рис. VII.22) имеет такую техническую характеристику:

- расстояние между точками (шаг нивелирования) — 50 м;
- пределы измерения превышений точек — $\pm 7,5$ м;
- допустимый диапазон температур — от -10° до $+40^\circ$ С;
- масса без упаковки — 4,5 кг;
- средняя квадратическая ошибка определения одного превышения ± 2 см;
- допустимая невязка нивелирного хода $0,01 \sqrt{L}$ м, где L — в километрах.

Используется этот нивелир на работах при плохой видимости, задымлении, туманах и на труднопроходимой местности, для съемки поперечников, нивелирования оврагов и крутых берегов.

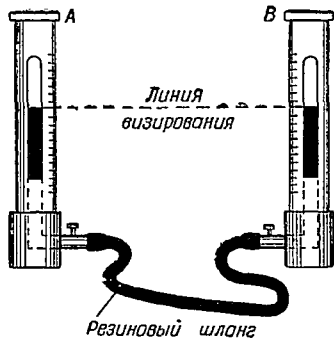


Рис. VII.21. Стеклянный гидростатический нивелир

Нивелир состоит из трех основных частей — стрелочного индикатора 5, гибкой трубки 4 и резинового компенсатора (датчика) 10. Стрелочный индикатор служит для снятия отсчетов разности высот, цена деления шкалы — 2 см. Он состоит из корпуса, в котором вмонтирован мановакуумметр 6 с корректором нуля. Жидкость заливается в трубку 8, которая закрывается герметичной пробкой 7. Гибкая трубка крепится штуцером 9. Для удобства

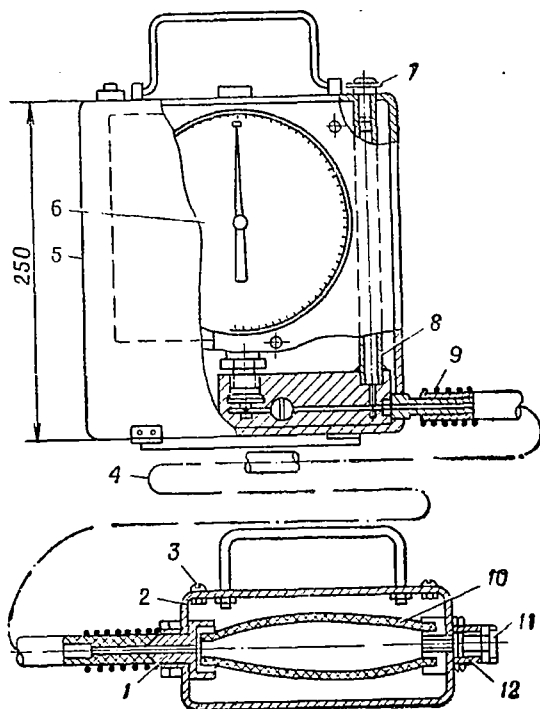


Рис. VII.22. Гидростатический нивелир ГСН:

1 и 12 — обоймы; 2 — кожух; 3 — отверстие; 4 — гибкая трубка; 5 — стрелочный индикатор; 6 — мановакуумметр; 7 и 11 — пробки; 8 — трубка; 9 — штуцер; 10 — компенсатор

снятия отсчетов на внутренней стороне крышки индикатора имеется зеркало.

Гибкая трубка соединяет мановакуумметр и компенсатор, а также создает столб жидкости. Трубка полиэтиленовая сечением $6,5 \times 4,5$ мм, длина ее — до 50 м.

Резиновый компенсатор служит для сохранения свободной поверхности жидкости без утечки ее из системы. Компенсатор заключен в защитный кожух 2. Концы компенсатора удерживаются в двух обоймах 1 и 12. Обойма 12 имеет проходное отверстие, резьбу и герметическую пробку 11. В верхней крышке кожуха имеется

отверстие \mathcal{Z} для связи компенсатора с атмосферой и ручка для переноса.

При положительных температурах система заполняется дистиллированной водой, при отрицательных — незамерзающей жидкостью. При длине трубки 50 м требуется 1 л жидкости. В системе не должно быть воздуха.

Превышения определяются путем постановки индикатора на одну точку (A), а компенсатора на другую точку (B). Стрелка индикатора переместится по шкале на отсчет, равный превышению между точками A и B .

§ 13. КРАТКИЕ СВЕДЕНИЯ О НИВЕЛИРАХ-АВТОМАТАХ И ИХ ПРИМЕНЕНИИ

Впервые нивелир-автомат был сконструирован и изготовлен в России в конце прошлого столетия. Производственное же применение с 1940 г. получил нивелир-автомат М. А. Артанова. С 1948 г.

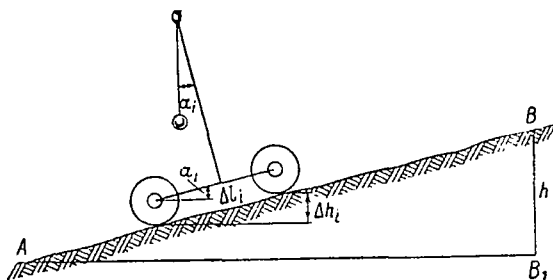


Рис. VII.23. Схема устройства нивелиров-автоматов

началась разработка нивелиров-автоматов, устанавливаемых на автомашинах. За последнее время В. И. Шиллингером созданы нивелиры-автоматы ВА-1М, ВА-56 и АВА, смонтированные на автомашинах или специальных тележках. Производственного применения эти нивелиры пока еще не получили.

Устройство существующих нивелиров-автоматов основано на следующем принципе:

Превышение h точек A и B (рис. VII.23) можно представить как сумму превышений Δh_i точек местности, на которых последовательно находятся колеса нивелира-автомата. Тогда

$$h = \sum_1^n \Delta h_i. \quad (\text{VII.34})$$

Допустим, что на малом участке Δl_i линии AB угол наклона α является постоянным. В этом случае превышение на таком участке будет

$$\Delta h_i = \Delta l_i \cdot \sin \alpha_i. \quad (\text{VII.35})$$

При коротких участках Δl_i превышения h можно определить

$$h = \sum_1^n \Delta l_i \cdot \sin \alpha_i,$$

где n — число участков Δl_i в линии AB длиной L .

Очевидно, выражение будет тем точнее, чем короче участки Δl_i , а при $\Delta l_i \rightarrow 0$ получим

$$dh = dl \cdot \sin \alpha_i. \quad (\text{VII.36})$$

Тогда

$$h = \int_A^B \sin \alpha_i \cdot dl. \quad (\text{VII.37})$$

Превышение h можно выразить также через скорость движения нивелира-автомата $v = \frac{dl}{dt}$. Подставив в формулу (VII.37) значение dl , получим превышение в зависимости от скорости

$$h = \int_{t_1}^{t_2} v \cdot \sin \alpha \cdot dt, \quad (\text{VII.38})$$

где t_1 и t_2 — время прохождения нивелира через точки A и B .

Нивелиры-автоматы, которые работают по методу прерывного действия, основаны на решении выражения VII.35, а работающие на принципе непрерывного действия, — на решении выражения VII.37 или 38.

Из полученных формул следует, что для определения превышения h прибор должен измерять углы наклона местности α и определять синусы этих углов, измерять путь L или Δl или dl , проходимый прибором, или скорость движения v .

В большинстве существующих нивелиров-автоматов угол наклона α измеряется с помощью маятника, пройденный путь измеряет колесо. Превышение h между точками местности по значениям α_i и Δl_i определяется счетно-решающим устройством. Прибор оборудуется счетчиками превышений и автоматическим копировщиком продольного профиля в заданных горизонтальном и вертикальном масштабах.

Средняя квадратическая ошибка нивелирования нивелиром-автоматом Артанова колеблется в пределах $\pm 0,15 \div 0,5$ м на 1 км нивелирного хода.

В нивелирах-автоматах ВА-1М, ВА-56 и АВА датчиком угла наклона является свободный от механических связей маятник. Маятник компенсированный, компенсация достигается магнитным полем. Кроме того, в приборе имеется магнитный успокоитель (демпфер), который служит для гашения колебаний маятника, возникающих от различных воздействий. Такое устройство позволяет производить нивелирование со скоростью до 30 км/ч. В дан-

ных нивелирах-автоматах имеются электронно-вычислительные устройства для интегрирования, счетчики превышений и расстояний.

Основные технические характеристики нивелиров-автоматов приведены в табл. VII.4.

Таблица VII.4

Характеристика	Механический нивелир-автомат М. А. Артанова	Электромеханический нивелир-автомат ВА-1М	Электромеханический нивелир-автомат ВА-56	Электромеханический нивелир-автомат ВАА
Вид транспорта для крепления прибора	Двухколесная тележка велосипедного типа	Автомобиль ГАЗ-69	Автомобиль ГАЗ-69	Трехколесная тележка-прицеп к автомобилю ГАЗ-69
Предельная скорость движения, км/ч . . .	4 (с малым ускорением)	30	30	10
Предельный угол наклона местности . .	45°	15°	15°	15°
Масштабы записи профиля:				
горизонтальный . .	1 : 5000	1 : 4000	Отметки вычисляются по показаниям счетчика	1 : 500
вертикальный . . .	1 : 500	1 : 200		1 : 250
Цена делений, м:				
счетчика превышений	0,1	0,1	0,1	0,05
счетчика расстояний	—	1,0	1,0	0,1
Средняя квадратическая ошибка нивелирования на 1 км двойного хода, см . .	±50	±25	±20	±10

Нивелиры-автоматы могут найти широкое применение в военное время при строительстве железнодорожных обходов, изыскания и проектирование которых должны выполняться в сжатые сроки.

ГЛАВА VIII

НАЗЕМНЫЕ ИНЖЕНЕРНЫЕ СЪЕМКИ

§ 1. ВИДЫ НАЗЕМНЫХ ИНЖЕНЕРНЫХ СЪЕМОК

Наземные инженерные съемки производятся в целях создания контурного или топографического планов в крупных масштабах (от 1:500 до 1:5000). Такие планы необходимы при составлении технических проектов железнодорожных линий, автомобильных дорог и других инженерных сооружений.

Различают два вида наземных съемок — горизонтальную и топографическую. Горизонтальной или контурной называют такую съемку, которая выполняется для составления плана без изображения рельефа, а топографической — когда получают план или карту с изображением контуров и рельефа земной поверхности.

Горизонтальная съемка выполняется с помощью угломерных инструментов, главным образом теодолита, и приборов для измерения линий. Поэтому такую съемку называют еще теодолитной (угломерной).

Топографическая съемка в зависимости от применяемых инструментов и приборов может быть тахеометрической, мензульной, нивелирной и фототеодолитной.

Все виды съемок местности и составление планов должны выполняться в единой системе координат и высот, принятой в СССР. При ускоренных железнодорожных изысканиях и проектировании различных обходов и веток разрешается выполнять наземные инженерные съемки в условной системе координат и высот с обязательной привязкой к существующим железным дорогам в плане и профиле.

Выбор того или иного способа наземной инженерной съемки зависит от задания, топографических условий местности, объема работ, наличия инструментов, а в военное время — и от степени радиоактивного заражения местности, задымления района, завалов и т. д.

Наибольшее применение при изыскании и проектировании железнодорожных линий получили теодолитная, тахеометрическая, нивелирная съемки и аэрофотосъемка.

§ 2. ТЕОДОЛИТНАЯ СЪЕМКА. АБРИС

Теодолитная съемка применяется для составления технического проекта железнодорожных линий на сравнительно ровной местности в условиях сложной ситуации, а также при выборе площадок для размещения железнодорожных узлов, отдельных пунктов и в других случаях.

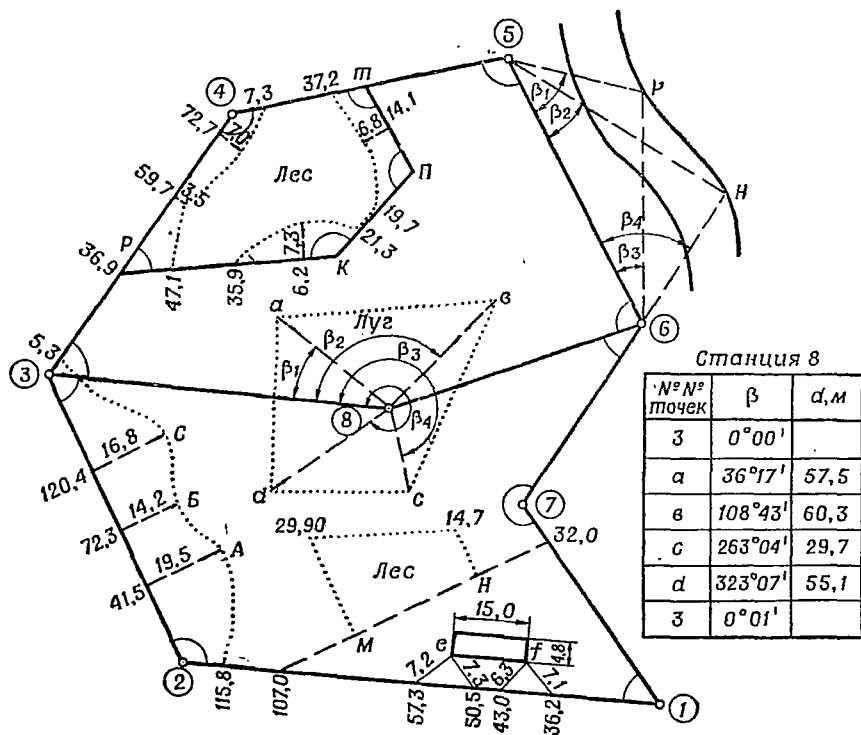


Рис. VIII.1. Абрис. Способы съемки ситуации

Работы по теодолитной съемке ведутся по принципу от общего к частному, т. е. сначала создается плановое съемочное обоснование, относительно которого затем производится съемка подробностей. Эти работы состоят из полевых и камеральных.

К полевым работам относятся рекогносцировка снимаемого участка, закрепление вершин углов теодолитных ходов, измерение горизонтальных углов и линий, съемка ситуации (местных предметов). К камеральным работам относятся обработка журнала теодолитной съемки, вычисление дирекционных углов (азимутов) сторон и румбов линий, вычисление и уравнивание координат теодолитных ходов (если теодолитный ход наносят по координатам), составление плана участка. Результаты угловых и линейных измерений заносят в журнал установленной формы, одновременно ведется и абрис.

Характеристика и порядок прокладки теодолитных ходов, закрепления опорных точек на местности, а также измерения горизонтальных углов и линий рассмотрены в предыдущих главах.

Абрис (рис. VIII.1) представляет собой схематический чертеж снимаемой местности, выполненный простым карандашом от руки в определенном масштабе аккуратно и четко. На абрисе показывают все элементы измерений — опорные пункты и линии, с которых производилась съемка, расположение местных предметов и контуров и др. На абрисе делаются необходимые пояснительные надписи — названия рек, водоемов, населенных пунктов и т. п. При сложной ситуации и больших участках абрис составляется для каждой стороны хода самостоятельно. Абрисный журнал является документом, с помощью которого составляется план съемки.

§ 3. СЪЕМКА МЕСТНЫХ ПРЕДМЕТОВ

Взаимное положение местных предметов и контуров относительно опорных точек и линий теодолитного хода может быть определено следующими способами: прямоугольных координат, полярных координат, обхода, угловых засечек, линейных засечек и створов.

При способе прямоугольных координат положение характерных точек контуров и местных предметов определяется координатами, за начало которых принимается вершина теодолитного хода. Сторону теодолитного хода принимают за ось абсцисс (x), а перпендикулярное направление — за ось ординат (y). Например, на рис. VIII.1 характерные изгибы дороги вдоль стороны 2—3 определяются координатами точек A (x_a, y_a), B (x_b, y_b) и C (x_c, y_c). Абсциссы этих точек измеряют стальной мерной лентой от начальной точки 2 теодолитного хода нарастающим итогом. Перпендикуляры (ординаты) опускают на линию теодолитного хода с помощью экера и измеряют их рулеткой. Способ прямоугольных координат называют также способом перпендикуляров.

При способе полярных координат положение характерных точек контуров и местных предметов определяют относительно точки хода горизонтальным углом и расстоянием. Например, над точкой 8 (полюсом) устанавливают теодолит (рис. VIII.1), приводят его в рабочее положение, а затем, приняв сторону теодолитного хода 8—3 за полярную ось, измеряют углы $\beta_1, \beta_2, \beta_3$ и β_4 на характерные точки контура a, b, c и d . Расстояния (радиусы-векторы) $\delta-a, \delta-b, \delta-c$ и $\delta-d$ определяют нитяным дальномером зрительной трубы теодолита. Вместо углов можно измерять магнитные азимуты.

Сущность способа обхода состоит в том, что по границе контура прокладывается съемочный теодолитный ход m, n, k, p (рис. VIII.1). Углы съемочного хода измеряют одним полуприемом, а расстояния — мерной лентой или дальномером. От проло-

женного хода производится съемка контура способом перпендикуляров.

Способ угловых засечек не требует измерения линий. Положение труднодоступных точек, находящихся, например, на противоположном берегу реки, определяют измерением горизонтальных углов $\beta_1, \beta_2, \beta_3$ и β_4 с вершин B и C теодолитного хода на снимаемые точки P и H (рис. VIII.1). Углы при этом измеряют одним полуприемом от нулевого направления, за которое принимается сторона теодолитного хода. Величина углов засечек должна быть не менее 30° и не более 150° . Этот способ применяется обычно при определении положения удаленных точек контура при неприступных расстояниях в открытой местности.

При способе линейных засечек положение контурных точек определяется измерением до них расстояний от двух точек, лежащих на теодолитном ходе (точки e и f на рис. VIII.1). Способ линейных засечек не требует измерения углов. Применяется он при величине засечек не более 20 м (длина рулетки).

Сущность способа створов состоит в том, что линию контура (MN на рис. VIII.1) провешивают до пересечения со сторонами теодолитного хода $1-2$ и $7-1$. Точки пересечения (107,0 м и 32,0 м) определяют положение створной линии, относительно которой производят съемку контура местности. Данный способ целесообразно применять в открытой местности при густой сети теодолитных ходов. При этом способе не требуется производить измерения углов.

Выбор и применение того или иного способа съемки подробностей диктуется местными условиями. При съемке одного и того же участка могут найти применение все способы, сочетаемые один с другим.

§ 4. НАНЕСЕНИЕ ТЕОДОЛИТНОГО ХОДА ПО РУМБАМ И ДЛИНАМ СТОРОН. СОСТАВЛЕНИЕ ПЛАНА

После выполнения всех полевых работ по теодолитной съемке производят камеральные работы и составление плана. Сначала на план наносят теодолитный ход, а затем ситуацию каким-либо из описанных ранее способом.

Теодолитный ход наносится на план по румбам или дирекционным углам с помощью транспортира, циркуля-измерителя, масштабной линейки и треугольника. На листе бумаги прочерчивается вертикальная линия, которая принимается за направление истинного или магнитного меридиана $C-YO$ (рис. VIII.2), а затем намечается положение первой точки так, чтобы полигон разместился симметрично по середине листа. От линии меридиана откладывают транспортиром румб первой линии и сносят направление с помощью треугольника и линейки к точке I . На проведенной через точку I линии наносят длину стороны $1-2'$ полигона, предварительно измерив ее по поперечному масштабу, и получают

положение точки 2'. Поступая подобно описанному, наносят на план остальные точки теодолитного хода.

В сомкнутом теодолитном ходе после отложения на плане длины последней линии ее конец должен совпадать с начальной (опорной) точкой хода. В действительности же из-за погрешностей при полевых измерениях и графическом построении плана конец последней линии не совпадет с начальной опорной точкой хода 1,

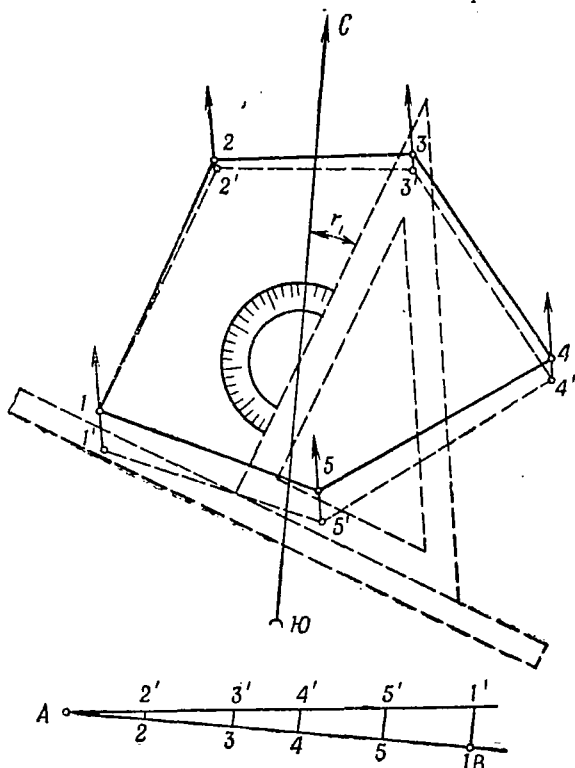


Рис. VIII.2. Накладка теодолитного хода по румбам и длинам сторон и график определения величины поправок допустимой линейной невязки

а попадет в другую точку 1'. Расстояние между точками 1—1', измеренное на плане циркулем по масштабу и выраженное в метрах, называется абсолютной линейной невязкой хода f_p . Линия 1—1' определяет не только величину, но и направление линейной невязки. Отношение f_p к периметру хода (полигона) P называется относительной линейной невязкой. При составлении плана с использованием поперечного масштаба невязка считается допустимой, если она меньше $\frac{1}{300} P$, т. е.

$$f_p \leq \frac{1}{300} P. \quad (\text{VIII.1})$$

Если f_p превосходит допустимую, то вначале проверяют наладку хода и, если последняя верна, съемку теодолитного хода производят заново. При допустимой невязке полигон или ход увязывают способом параллельных линий. Для этого через вершины теодолитного хода проводят линии, параллельные направлению невязки f_p , и на них откладывают поправки $2-2'$, $3-3'$ и т. д. Величины этих поправок возрастают пропорционально удалению соответствующих точек хода от начальной точки. Для определения величины поправок строят специальный график. На прямой AB (рис. VIII.2) откладывают в произвольном (уменьшенном) масштабе последовательно все длины сторон теодолитного хода так, что вся линия AB будет периметром полигона. В точке I (B) восстанавливают перпендикуляр, на котором откладывают в масштабе плана величину невязки f_p . Точку I' соединяют с точкой A . Из точек $2'$, $3'$, $4'$ и т. д. восстанавливают перпендикуляры до пересечения с линией $A-I'$ (гипотенузой треугольника $AI'B$). Длины этих перпендикуляров $2'-2$, $3'-3$ и т. д. и будут искомыми поправками. Они берутся с графика циркулем-измерителем и переносятся на план. Полученные точки 2 , 3 , 4 , 5 соединяют прямыми линиями и получают увязанный теодолитный ход. После увязки хода наносят, используя абрис, расположение местных предметов. Контуры ситуации изображают на плане условными топографическими знаками.

§ 5. НАНЕСЕНИЕ ТЕОДОЛИТНОГО ХОДА ПО КООРДИНАТАМ

Для составления плана теодолитного хода по координатам необходимо вычислить координаты вершин съемочного хода, определить размер листа бумаги для плана, построить на выбранном листе координатную сетку и оцифровать ее, нанести на план вершины теодолитного хода и ситуацию.

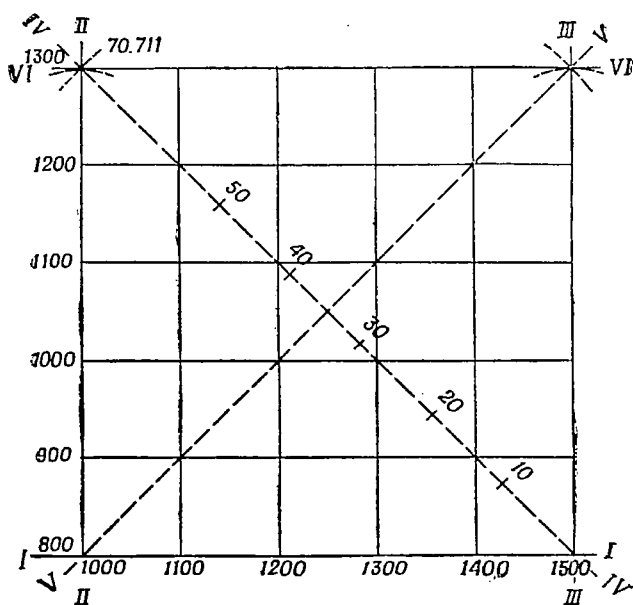
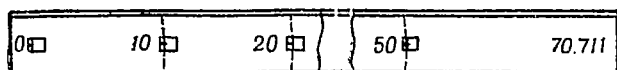
Порядок вычисления координат вершин теодолитного хода рассмотрен в гл. VI.

Размер листа бумаги для плана определится, если взять алгебраическую разность между наибольшей и наименьшей абсциссой (ординатой) в масштабе плана и добавить к этому 15—20 см на надписи, условные обозначения и поля. Так, например, протяжение полигона по оси x (см. табл. VI.4) будет $x_2 - x_6 = 1223,26 - (-801,63) = 2024,89$ м. Если план составляется в масштабе 1:2000, то на чертеже это дает $2024,89 : 2000 = 1,0124$ см. Наибольшее протяжение полигона по оси y будет $y_4 - y_1 = 1584,23 - (-1000,00) = 2584,23$ м, а на плане — 29 см. С учетом запаса для подписей на плане надо взять лист бумаги 41×49 см. Формат листов определяется по ГОСТ 2.301—68.

На выбранном листе бумаги строится координатная сетка, которая служит для повышения точности и ускорения нанесения на план опорных точек по их координатам. Величина стороны квадрата сетки обычно принимается равной ста метрам в масштабе плана, поэтому при масштабе плана 1:1000 размер стороны ква-

драта сетки будет составлять 10 см, а при масштабе 1:2000 — 5 см.

На листах бумаги (формат № 11 и 12 по ГОСТ) координатная сетка может быть построена с помощью циркуля-измерителя и линейки. Точность построения квадратов проверяется измерением диагоналей циркулем-измерителем. Все диагонали квадратов должны быть равны или отличаться в пределах точности графических построений (0,2 мм).



б

Рис. VIII.3. Линейка Дробышева (ЛД-1):

а — линейка; б — порядок построения сетки квадратов с помощью линейки (римскими цифрами указана последовательность засечек)

На больших листах бумаги (формат № 22 и 24 по ГОСТ) построение координатной сетки выполняют с помощью специальной линейки Дробышева (ЛД-1) или линейки ЛБЛ. Применяются для этой цели и другие приборы — координатограф или координатная доска.

Разбивка координатной сетки линейками основана на принципе построения прямоугольного треугольника засечкой. Линейка ЛД-1 (рис. VIII.3) представляет собой металлическую полосу шири-

ной 42 мм и толщиной 5 мм, у которой по оси располагаются шесть прямоугольных вырез-окон на расстоянии 10 см одно от другого. У линейки ЛБЛ вырезы расположены через 8 см.

Каждое прямоугольное окно имеет скошенный левый край, скос первого окна сделан по прямой. Скошенные края остальных окон, а также скошенный правый торцевой край линейки имеют дуги окружностей с радиусами соответственно 10, 20, 30, 40, 50

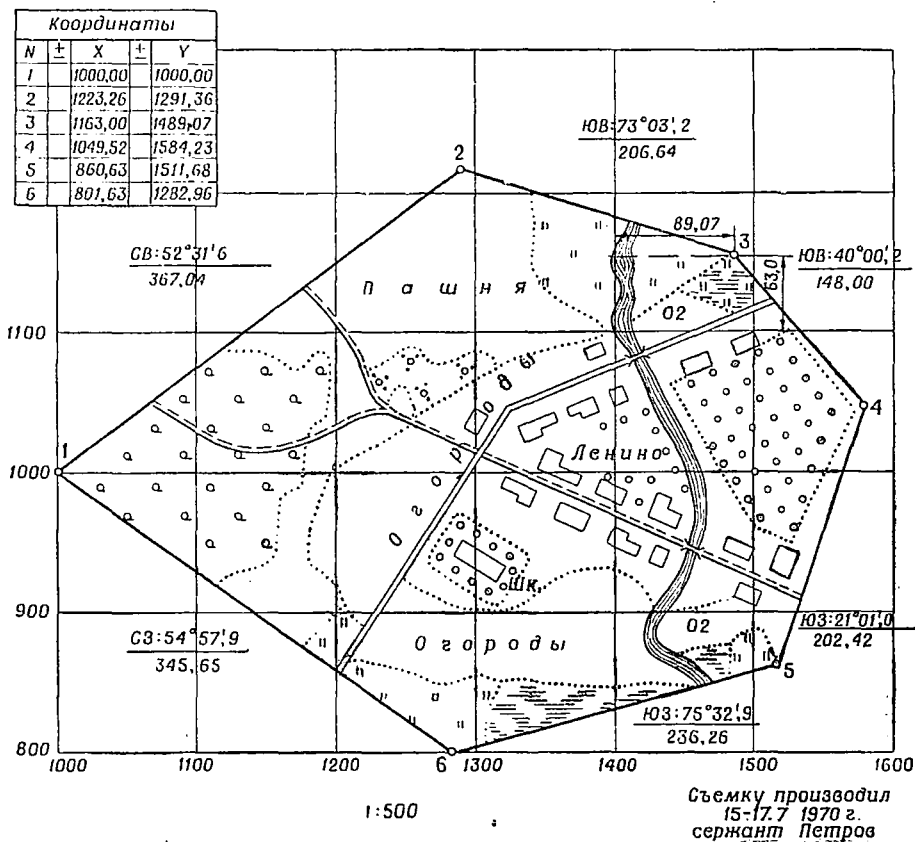


Рис. VIII.4. План угломерной съемки

и 70,711 см. Расстояние между штрихом на скошенном крае первого (нулевого) окна и скошенным торцевым правым концом линейки называется длиной линейки, которая равна гипотенузе прямоугольного треугольника с катетами по 50 см.

Последовательность построения координатной сетки с помощью линейки ЛД-1 показана на рис. VIII.3, б. Соединив засечки на противоположных сторонах квадратов прямыми линиями, получают сетку квадратов. Точность построения квадратов проверяется измерением диагоналей. В заключение сетку квадратов

подписывают, т. е. указывают расстояния от начала координат по оси x и y с таким расчетом, чтобы полигон разместился в центре листа бумаги.

После построения сетки квадратов на план наносят по координатам все опорные точки теодолитного хода (рис. VIII.4).

Например, требуется нанести точку Z с координатами $x=1163,00$ и $y=1489,07$ на план масштаба $1:1000$, сетка построена через 10 см (рис. VIII.4). Система координат принята произвольная. Точка с указанными координатами будет располагаться по направлению x в квадрате между линиями 1100 и 1200 , а по направлению y — между линиями 1400 и 1500 . Определив квадрат, в котором должна находиться точка, откладывают с помощью поперечного масштаба и циркуля-измерителя от линии 1100 вверх отрезки по $63,00$ м на линиях 1400 и 1500 и проводят через эти точки линию. Далее откладывают $89,07$ м по прочерченной линии вправо от линии сетки 1400 . Пересечение этих линий дает положение искомой точки. В такой же последовательности наносят по координатам все другие точки теодолитного хода. Правильность нанесения точек контролируется в результате сравнения длин линий, измеренных между точками на плане, с их длинами, взятыми из координатной ведомости. Затем нанесенные точки соединяют линиями.

Нанесение теодолитного хода по координатам обеспечивает высокую точность составления плана, так как каждая вершина хода наносится независимо от предшествующих.

Местные предметы наносятся на план по абрису с помощью поперечного масштаба, транспортира и циркуля-измерителя теми же способами, которые применялись при их съемке.

§ 6. ОСОБЕННОСТИ СЪЕМКИ ЖЕЛЕЗНОДОРОЖНЫХ СТАНЦИЙ И УЗЛОВ

Съемка железнодорожных станций и узлов производится в масштабе $1:1000$ или $1:2000$.

Рабочим обоснованием такой съемки являются теодолитные ходы, которые прокладываются в виде полигонов или магистралей. Кроме съемочных, на железнодорожной станции создаются базисные ходы. Они прокладываются по оси главного пути или, если путь расположен на кривой, в междупутье параллельно хордам главного пути. Связанные между собой съемочные ходы и базис образуют систему геодезического рабочего обоснования снимаемой площади.

На крупных узлах для сгущения сети опорных точек и контроля измерений разрешается прокладывать для съемки ответвлений всякие съемочные ходы, опирающиеся на пункты съемочной сети, а также диагональные ходы. При съемке малых отдельных пунктов (разъезды, промежуточные станции) теодолитные ходы не прокладываются, а разбивается лишь съемочный базис по оси главного пути.

Точки съемочной сети закрепляются долговременными (металлические трубки) или временными (деревянные кольца) знаками. На съемочных ходах и базисах разбивается пикетаж, высоты точек которого определяются геометрическим нивелированием. Нивелировочные ходы привязываются к реперам высотной сети. Местными реперами могут служить и знаки опорных точек съемочной сети.

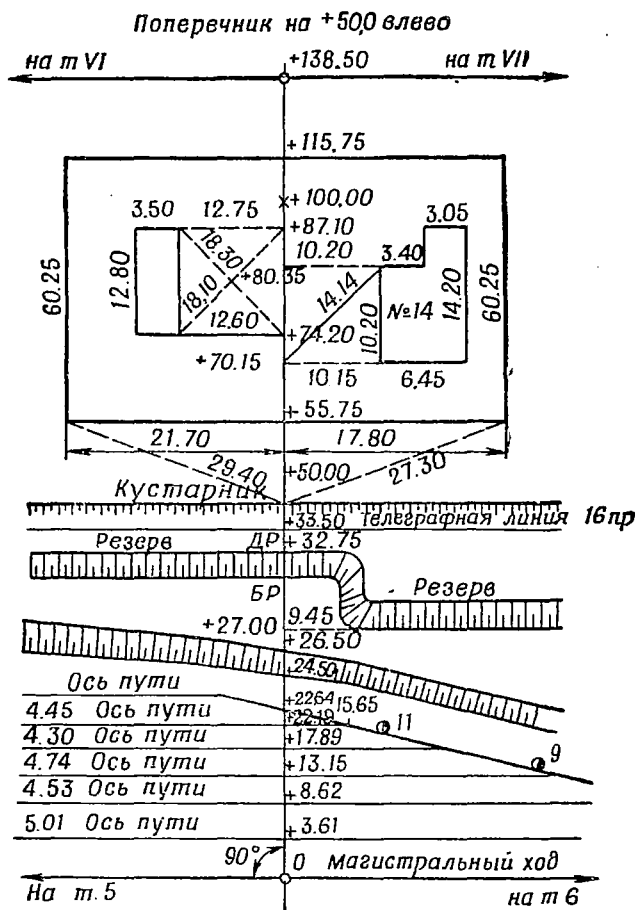


Рис. VIII.5. Поперечник для съемки путевого развития станции

Координаты точек опорной сети вычисляют в общегосударственной или условной системе. За начало координат в условной системе принимают обычно точку пересечения оси пассажирского здания и главного базиса.

Для съемки путевого развития станции разбиваются поперечники (рис. VIII.5) перпендикулярно к базису через 50 м и

чаще в зависимости от сложности путевого развития. Разбивка поперечников производится теодолитом с измерением длины стальной мерной лентой. В пределах путевого развития поперечники отмечают краской на шейках рельсов, за его пределами — точками и сторожками.

В процессе измерений по поперечнику ведется абрис, на котором отмечают расстояния от начала поперечника до рабочих кантов рельсов всех пересекаемых путей и далее — до бровок и подошвы балластного слоя, земляного полотна, канав, до линии связи, контактной сети, заборов, зданий и т. п.

Съемке подлежат все устройства, расположенные на территории станции: железнодорожные пути, стрелочные переводы, линии связи и электропередачи, водопровод, канализация, пассажирское здание и т. д. Положение контурных точек различных местных предметов определяется относительно рабочего обоснования описанными выше способами. Длина перпендикуляров не должна превышать 10 м. Перпендикуляры длиной более трех метров должны восстанавливаться с помощью экера. Положение гидроколонн, опор пешеходных мостов, центров поворотных кругов, углов главнейших сооружений станции должно быть определено в координатах.

Из элементов путевого развития наиболее точно должно быть определено положение центров стрелочных переводов. По каждому стрелочному переводу устанавливаются следующие данные: его номер, марка крестовины, сторонность перевода, тип рельсов, основные размеры, способ управления. С большой точностью определяется положение центров столбов сигнализации, контактной сети, освещения и связи.

На плане часто не удается изобразить графически необходимый объем сведений о станции и ее сооружениях, полученных при съемке. Поэтому к плану составляется приложение в виде ведомости, которая должна содержать сведения о типах рельсов, марках крестовин, материалах зданий и сооружений, отметках реперов, сведения о состоянии объектов и другие данные.

§ 7. ТАХЕОМЕТРИЧЕСКАЯ СЪЕМКА

Тахеометрическая съемка представляет собой сочетание горизонтальной и вертикальной (топографической) съемок. При этом виде измерений получают топографический план с изображением контуров и рельефа местности. Плановое положение характерных точек местности определяется методом полярных координат, а их превышения — тригонометрическим нивелированием. Тахеометрическая съемка производится на местности с выраженным рельефом, планы составляются в крупных масштабах (1:1000—1:5000) и предназначаются для различных целей. Так, при изыскании и проектировании железных дорог и мостовых переходов по крупномасштабным планам уточняется положение трассы на участках со сложным рельефом и на подходах к мосту.

Для выполнения тахеометрической съемки требуются следующие инструменты: теодолит-тахеометр типа Т-30 (ТТ-5), Т-20 или Т-10 (ТТ-4) или тахеометр типа ТА (ТА-2), ТП или ТВ; две нивелирные или две дальномерные рейки (рис. VIII.6), одна мерная 20-метровая стальная лента и одна рулетка (10—20 м), сигнальные флажки и топографические зонты.

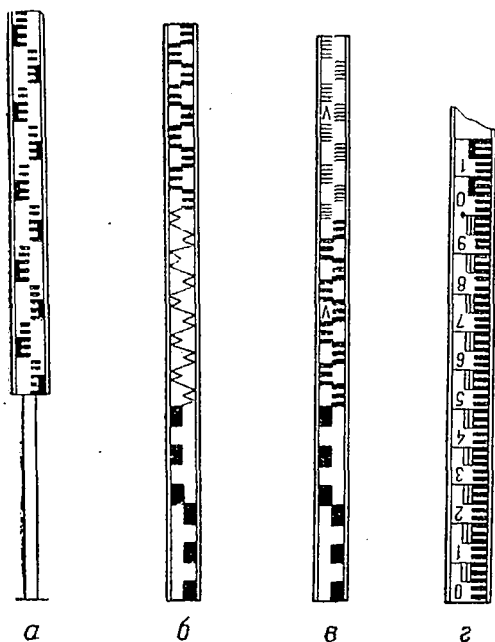


Рис. VIII.6. Тахеометрические рейки:

а — рейка с нижним выдвижным концом; б и в — дальномерные рейки с коэффициентом $C=100$; з — дальномерная рейка для ТА-2

Тахеометр ТА автоматически дает горизонтальные проложения линий и превышения между точками. Он имеет горизонтальный и вертикальный круги. Для отсчета по горизонтальному кругу (при измерении горизонтальных углов) имеется шкаловый микроскоп, окуляр которого расположен рядом с окуляром зрительной трубы.

На вертикальном круге нанесены деления через $10'$ с оцифровкой через 1° и диаграмма кривых для снятия отсчетов по рейке превышений и расстояний. Диаграмма имеет основную (нулевую) кривую H (рис. VIII.7), кривую D для определения горизонтальных проложений с коэффициентом 100 и кривые для определения превышений с коэффициентами ± 10 , ± 20 , ± 100 . Изображение диаграммы и делений вертикального круга передается в поле зрения трубы только при круге лево.

Отсчет по горизонтальному кругу берется с точностью до $1'$ после смыкания изображений рейки и правой вертикальной грани

полоски, на которой изображены кривые. Место нуля у ТА-2 должно быть равно 90° , тогда угол наклона вычисляется по формуле $\alpha = 90^\circ - \text{КЛ}$.

Для определения горизонтальных проложений d и превышений h основная кривая H наводится на нулевой отсчет рейки, который должен находиться на высоте инструмента. Отсчеты производятся по соответствующим кривым диаграммы. Так, горизон-

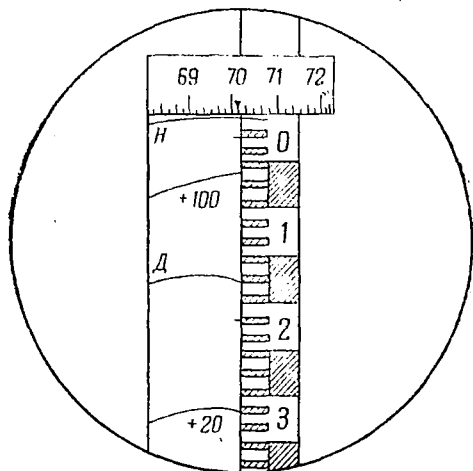


Рис. VIII.7. Поле зрения зрительной трубы тахеометра ТА-2

тальное расстояние (см. рис. VIII.7) определено по кривой D и составляет:

$$d = n_d \cdot 100 = 0,173 \cdot 100 = 17,3 \text{ м.}$$

Превышение между точками определено по кривым $+20$ и $+100$ и равно

$$h = n_h(+20) = 0,311 \cdot (+20) = +6,22 \text{ м;}$$

$$h = n_h(+100) = 0,062 \cdot (+100) = +6,20 \text{ м.}$$

На полоске-призме кроме кривых имеются короткие дальнометрические горизонтальные штрихи для измерения с коэффициентом 100 расстояний, не приведенных к горизонту. На рис. VIII.7 показано расстояние, равное 19,4 м при угле наклона $\alpha = \text{МО} - \text{КЛ} = 90^\circ - 70^\circ 10' = +19^\circ 50'$.

§ 8. ФОРМУЛЫ ТРИГОНОМЕТРИЧЕСКОГО НИВЕЛИРОВАНИЯ

При тригонометрическом нивелировании разность высот двух точек определяется по углу наклона и расстоянию между ними. Для определения превышения h между точками A и B методом тригонометрического нивелирования устанавливают в точке A

теодолит-тахеометр (рис. VIII.8), а в точке B рейку или вешку высотой v (высота визирования). Приводят теодолит в рабочее положение, измеряют высоту инструмента i и записывают в журнал (табл. VIII.1). Устанавливают визирную ось трубы на верх вешки (точка M), измеряют угол наклона α и горизонтальное расстояние d между точками A и B непосредственным измерением или наклонное расстояние D по дальномеру. Угол наклона измеряется с помощью вертикального круга теодолита так, как указано в гл. IV.

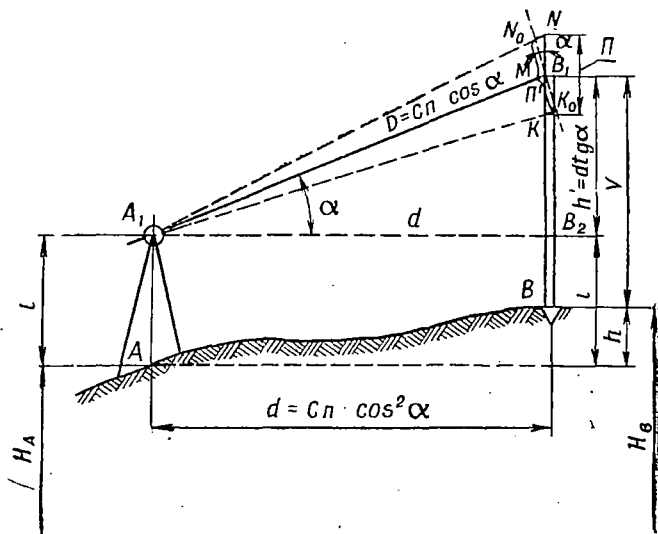


Рис. VIII.8. Схема тригонометрического нивелирования

Если не учитывать влияния кривизны Земли и рефракции, то превышение методом тригонометрического нивелирования определяется по формуле

$$h = h' + i - v. \quad (\text{VIII.2})$$

Значение h' определяется из прямоугольного треугольника $A_1B_1B_2$ (рис. VIII.8) по формулам:

$$h' = d \cdot \operatorname{tg} \alpha \text{ или} \quad (\text{VIII.3})$$

$$h' = D \cdot \sin \alpha. \quad (\text{VIII.4})$$

Значение D определяется по формуле

$$D = Cn \cdot \cos \alpha.$$

Тогда h' определяется по формуле

$$h' = Cn \cdot \cos \alpha \cdot \sin \alpha = \frac{1}{2} Cn \cdot \sin 2\alpha. \quad (\text{VIII.5})$$

ЖУРНАЛ ТАХЕОМЕТРИЧЕСКОЙ СЪЕМКИ

№ точки наблюдения	Отсчеты по рейке	Читаные расстояния	Отсчеты по горизонтальному кругу	Отсчеты по вертикальному кругу	Угол наклона α	Горизонтальное расстояние d	Превышение $h' = d \cdot \operatorname{tg} \alpha$	Высота наводки v	Превышение $h = h' + i - v$	Отметки H
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11

Станция III

$$i = 1,40 \quad MO = 359^{\circ}59'; \quad H = 53,70$$

Отсчеты взяты при КД

IV

0°00

1 — угол сарая . . .	106	21°15'	1°10'	—1°11'	106,0	—2,19	1,40	—2,19	51,51
2 — угол болота . . .	150	56°40'	1°24'	—1°25'	150,0	—3,71	1,40	—3,71	49,99
3 — дерево . .	165	98°03'	1°41'	—1°42'	165,0	—4,90	1,40	—4,90	48,80
4 — угол пашни	158	165°30'	1°56'	—1°57'	158,0	—5,38	3,00	—6,98	46,72
5 — седловина	125	181°50'	3°15'	—3°16'	124,60	—4,74	1,40	—4,74	48,98

Подставляя полученное значение h' в формулу VIII.2, будем иметь два вида формул для тригонометрического нивелирования:

$$\left. \begin{aligned} h &= d \cdot \operatorname{tg} \alpha + i - v; \\ h &= \frac{1}{2} \cdot Cn \cdot \sin 2\alpha + i - v. \end{aligned} \right\} \quad (\text{VIII.6})$$

Формулы VIII.6 применяются для вычисления превышений в зависимости от того, что измерялось: горизонтальное проложение или наклонное расстояние по дальномеру. Поправку за кривизну Земли и рефракцию не учитывают, если расстояния между теодолитом и рейкой не превышают 300 м. В таких случаях величина указанной поправки достигает 0,6 см. Поэтому расстояния D при тахеометрической съемке более 300 м не допускаются.

Если среднюю горизонтальную нить наводят на отсчет по рейке v , равный высоте инструмента i , т. е. когда $v = i$, формулы VIII.6 примут вид:

$$\left. \begin{aligned} h &= d \cdot \operatorname{tg} \alpha; \\ h &= \frac{1}{2} \cdot Cn \cdot \sin 2\alpha. \end{aligned} \right\} \quad (\text{VIII.7})$$

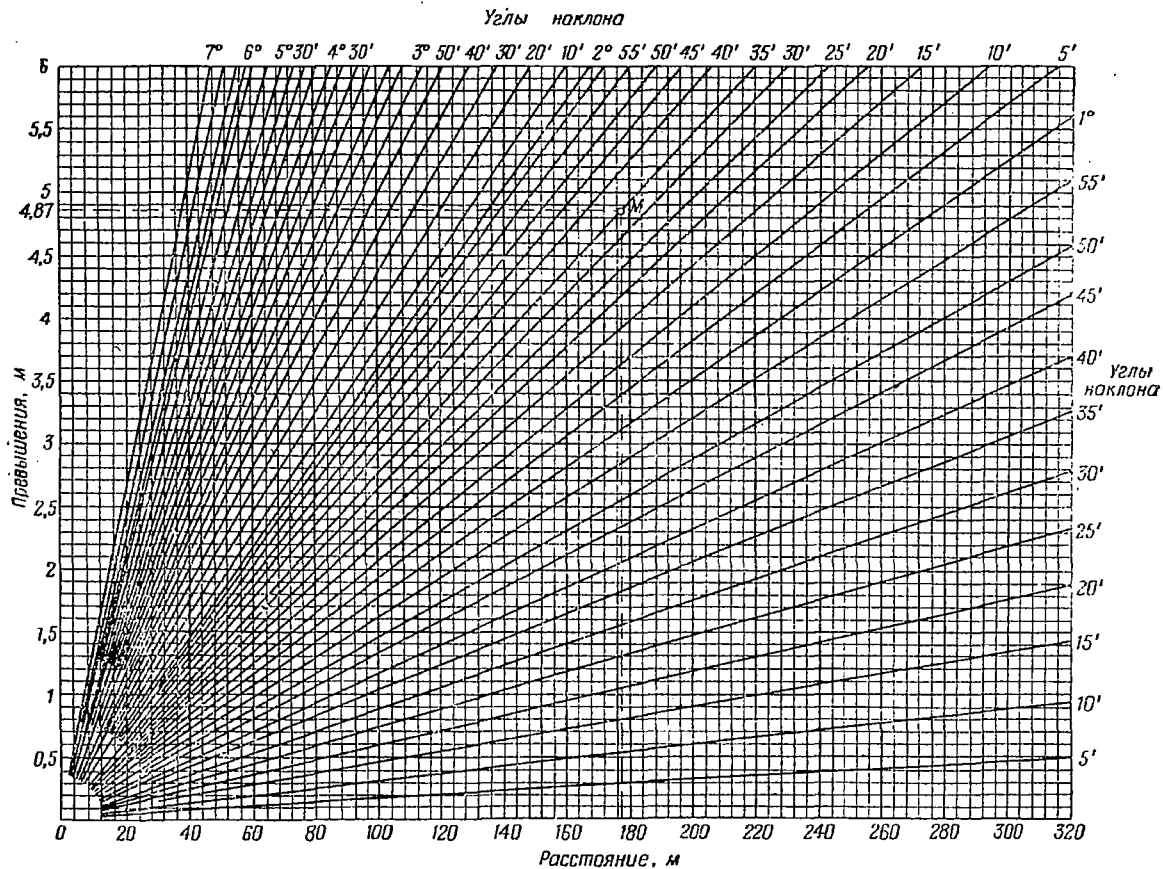


Рис. VIII.9. Номограмма для определения превышений при тригонометрическом нивелировании

Знак превышения определяется знаком угла наклона: при повышении местности $+\alpha$, а понижении $-\alpha$.

Вычисления сводятся к определению превышений с помощью таблиц или номограмм (рис. VIII.9). Так, например, требуется найти превышение для $d=168,0$ м при угле наклона $\alpha=1^{\circ}35'$. Для этого, пользуясь номограммой на вертикальной линии 168 м, находят точку M в пересечении с наклонной линией, подписанной $1^{\circ}35'$. Затем эту точку проектируют горизонтальной линией на вертикальную нулевую линию и читают соответствующее значение $h=4,87$ м.

Если известна высота станции A , то отметка точки B определяется по формуле

$$H_B = H_A + h.$$

§ 9. ПРОИЗВОДСТВО ТАХЕОМЕТРИЧЕСКОЙ СЪЕМКИ

Работы по тахеометрической съемке состоят из полевых и камеральных. К полевым относятся работы по созданию рабочего обоснования, съемке контуров и рельефа местности, а к камеральным — обработка полевых измерений и составление топографического плана.

Рабочее обоснование тахеометрической съемки составляют геодолитно-высотные и тахеометрические ходы, опирающиеся на пункты государственной или местной геодезической сети.

В зависимости от конфигурации снимаемого участка планово-высотные ходы могут быть сомкнутые, разомкнутые и висячие. При съемке узкой полосы местности (железнодорожной или дорожной трассы) рабочей основой является разомкнутый опорный ход (магистраль), обычно совпадающий с осью полосы съемки (трассы). Когда снимаемый участок расположен в стороне от трассы, то прокладываются висячие ходы длиной не более 0,5 км. Такой ход должен опираться на одну из точек магистрали.

Прокладка тахеометрических ходов начинается с рекогносцировки местности, в задачу которой входит выбор поворотных точек хода. Такие точки служат станциями, относительно которых снимается окружающая ситуация и рельеф местности. Поэтому они выбираются в местах с хорошим круговым обзором при обязательном обеспечении видимости на предыдущую и последующую точки хода. Пункты рабочего обоснования закрепляются на местности кольями и нумеруются римскими цифрами. Расстояния между станциями назначаются в пределах 150—200 м. В инструкции по топографо-геодезическим работам указываются следующие пределы длин сторон хода: для масштаба 1:1000 — 100 м; 1:2000 от 150 до 200 м; 1:5000 от 200 до 250 м.

Расстояния между станциями опорных тахеометрических ходов измеряются дважды стальной мерной 20-метровой лентой. При наличии уклона местности свыше $1^{\circ},5$ необходимо измерять углы

наклона и вводить поправку за наклон линии. Длины сторон съемочных ходов измеряют дальномером в прямом и обратном направлениях. В этом случае относительная ошибка измерения не должна превышать 1:400 длины.

Горизонтальные углы, обычно правые по ходу, измеряют теодолитом полным приемом со смещением лимба. Измеряют по буссоли магнитные азимуты съемочных ходов.

Отметки станций определяют из тригонометрического нивелирования измерением углов наклона линий при двух положениях вертикального круга в прямом и обратном направлениях. Превышения вычисляют по формулам VIII.6 или VIII.7. Расхождения в превышениях в прямом и обратном направлениях не должны превышать 4 см на каждые 100 м длины хода. Такая проверка производится в поле на каждой станции. Результаты полевых измерений заносятся в журнал тахеометрической съемки (табл. VIII.1).

Одновременно с проложением планово-высотного хода съемочной сети выполняется съемка контуров и рельефа местности. При этом на каждой станции прежде всего выполняются измерения, относящиеся к опорным или съемочным ходам, а затем уже производится съемка подробностей. Точки, в которых устанавливаются рейки при съемке подробностей, называются реечными или пикетными точками и нумеруются арабскими цифрами в возрастающем порядке. Речные точки на местности ничем не закрепляются. Выбираются они с таким расчетом, чтобы на плане можно было изобразить все особенности рельефа и местные предметы. Количество речных точек на станции зависит от характера рельефа местности, сложности ситуации и масштаба съемки. Их берут столько, чтобы расстояния между ними на плане были не более 2—3 см.

Работы на станции при съемке подробностей выполняют в следующей последовательности. Устанавливают инструмент над точкой и приводят его в рабочее положение; одновременно устанавливают вешку на предыдущую и последующую точки (станции) хода. Измеряют высоту инструмента i и записывают в журнал (табл. VIII.1). На рейке отмечают ее яркой тесьмой. Определяют MO вертикального круга, значение которого также записывают в журнал. Ориентируют лимб по стороне хода, например по стороне III—IV (рис. VIII.10). Для этого совмещают нули лимба и алидады, наводят трубу на веху в точке IV и в этом положении закрепляют лимб. Отсчет по горизонтальному кругу, равный $0^{\circ}0'$, записывают в журнал. Устанавливают рейки (с отмеченной на них высотой инструмента) на выбранные точки контуров и рельефа, прикрепляют алидаду и последовательно наводят на эти рейки трубу инструмента. При каждом наведении производят отсчеты по горизонтальному и вертикальному кругам и по дальномеру. Измерения горизонтальных и вертикальных углов производятся при одном положении вертикального круга (КП или КЛ). Перед каждым отсчетом по вертикальному кругу пузырек уровня при алидаде приводится на середину. Закончив наблюдения на все реч-

ные точки, зрительную трубу вновь наводят на начальную точку, чтобы по отсчету убедиться в неподвижности лимба.

Если отдельные контурные точки не нужны для определения рельефа, то вертикальные углы на такие точки не измеряются. Все данные измерений записываются в журнал. Кроме того, на каждой станции составляются кроки.

§ 10. КРОКИ. ТАХЕОМЕТРИЧЕСКИЙ ЖУРНАЛ. СОСТАВЛЕНИЕ ПЛАНА СЪЕМКИ

Кроки — это схематический чертеж, на котором на глаз изображаются ситуация и рельеф местности. На кроки наносится положение точки стояния (станция) и точки наведения, а также по-

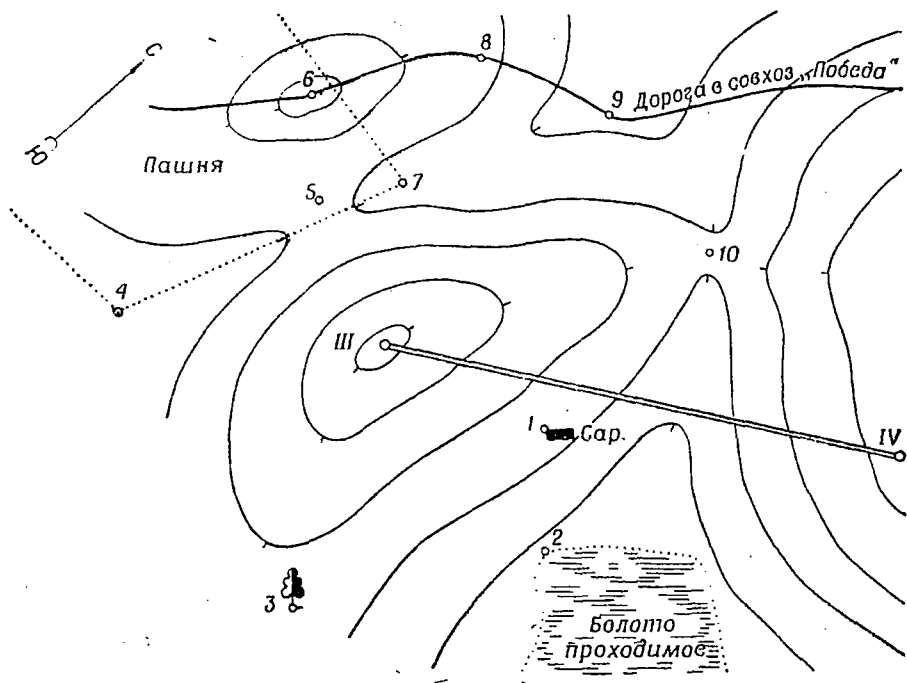


Рис. VIII.10. Кроки тахеометрической съемки

ложение всех речных точек. Направления скатов показываются стрелками (рис. VIII.10). Ситуация рисуется полностью, а рельеф изображается с помощью условных горизонталей. Кроки — это документ, по которому совместно с журналом составляется план тахеометрической съемки. Номера речных точек на кроки и в журнале должны быть одинаковыми.

Перед составлением плана съемки производят все необходимые вычисления в тахеометрическом журнале. Вычисляют горизонтальные расстояния до речных точек, определяют их отметки,

Затем на план наносится опорный тахеометрический ход. Опорные точки хода обычно наносятся по координатам или по горизонтальным расстояниям и дирекционным углам или румбам сторон. Порядок нанесения хода указанными способами изложен в § 4 и 5.

Около каждой станции подписывают ее номер и отметку. Затем, руководствуясь кроки, наносят реечные точки по горизонтальным углам и расстояниям, пользуясь транспортиром, циркулем и масштабной линейкой. При этом удобно пользоваться круговым транспортиром. Его совмещают нулевым диаметром с линией тахеометрического хода и по окружности определяют направления ряда точек по измеренным углам. После этого по каждому направлению откладывают горизонтальные расстояния и определяют положение реечных точек. Рядом с найденными точками проставляют их номера и отметки в виде дроби: числитель — номер, знаменатель — отметка.

Затем по нанесенным точкам вычерчивают ситуацию местности, а по отметкам и данным кроки проводят горизонтали. Составленный в камеральных условиях в карандаше план сверяют в поле с местностью и после внесения необходимых исправлений окончательно вычерчивают тушью по условным знакам.

§ 11. ТАХЕОМЕТРИЧЕСКАЯ СЪЕМКА ПРИ ТРАССИРОВАНИИ ОБХОДОВ БАРЬЕРНЫХ МЕСТ

При трассировании обходов барьерных мест, когда работы производятся в сложных условиях и в сжатые сроки, выгодно применять тахеометрическую съемку, которая позволяет быстро проводить полевые измерения при минимальных затратах сил и средств. Сущность такой съемки состоит в том, что определение превышений и высот точек совмещается с измерением линий и углов и разбивкой пикетажа по трассе.

До начала полевых работ камерально обрабатывается вариант трассы обхода по топографическим планам (картам) или по аэрофотоснимкам масштаба 1:5000 и крупнее. Такой вариант трассы исполнителем переносится на местность и закрепляется кольями. Укладка трассы начинается обычно с концов примыкания или с фиксированных точек, легко опознаваемых на местности, соотносясь с конкретными местными условиями (радиационное заражение, задымление и др.). Если на трассе производят съемку несколько групп одновременно, то работа их организуется навстречу одна другой.

В процессе переноса трассы с плана или фотосхемы на местность производится ее корректировка в целях улучшения (уточнения) камерального решения. При производстве полевых работ применяется инструмент и оборудование, указанные в § 7.

На исходной станции устанавливают теодолит, ориентируют его по местным предметам или азимуту (дирекционному углу) и отбивают направление трассы на очередную вершину угла поворота.

Станции назначаются в вершинах углов поворота, а при отсутствии прямой видимости — на переломных точках трассы. Работа на станции производится приемами и методами, рассмотренными в § 9.

При нахождении теодолита над вершиной угла поворота трассы производится разбивка кривой по главным точкам.

Положение пикетных точек назначается, как правило, на переломах профиля. Если местность имеет однообразный характер, то точки по трассе назначаются на расстоянии 300—400 м. Расстояния при этом определяют по дальномеру. При трассировании обхода ведется пикетажный журнал.

В ходе полевых работ выполняются необходимые вычисления и составляется полевой продольный профиль, по которому корректируется камеральный продольный профиль. Отметки на промежуточных точках позволяют найти наиболее рациональный вариант трассы, близкий к оптимальному.

§ 12. НИВЕЛИРНАЯ СЪЕМКА. СПОСОБЫ НИВЕЛИРОВАНИЯ ПОВЕРХНОСТИ

Нивелирование поверхности применяется для съемки слабо выраженного рельефа местности. При этом план с изображением предметов и рельефа в горизонталях составляется на основе теодолитных ходов и геометрического нивелирования поверхности. *Нивелирную съемку применяют только в тех случаях, когда требуется особенно точное изображение рельефа:* например, при производстве земляных и планировочных работ на строительных площадках, при осушении болот, при отводе воды от зданий и в других случаях.

Существует несколько способов нивелирования поверхности: параллельных линий, квадратов, полигонов. Каждый из указанных способов имеет свою область применения.

Способ параллельных линий применяется преимущественно в закрытой местности для получения топографического плана узкой, но длинной полосы. При этом посередине участка прокладывают магистральный ход *АВ* (рис. VIII.11), который закрепляется знаками. Начало и конец хода привязывают к реперам. По магистральному ходу производится разбивка пикетажа. На пикетах и в характерных местах (ПК6+40 и ПК7+50) разбивают поперечники экером или гониометром на всю ширину полосы. Расстояние между поперечниками назначают в зависимости от характера местности и принимают таким, чтобы можно было полнее изобразить рельеф местности на плане. У точек поперечников устанавливают сторожки, на которых пишут номер пикета и расстояние от магистрали. Буквой указывают сторону (П — право и Л — лево). При разбивке магистрального хода и поперечников одновременно производится съемка местных предметов и ведется абрис.

Магистральный ход нивелируется как трасса, в прямом и обратном направлениях, а поперечники — одиночным ходом с точек I, II, III. По данным нивелирования вычисляют и увязывают отметки магистрального хода, вычисляют отметки точек поперечников и составляют топографический план. Отметки точек выписывают на план округленными до сантиметров.

Способ квадратов применяется на открытой местности со слабо выраженным рельефом. Сущность способа заключается в том, что вся площадь, подлежащая нивелированию, разбивается

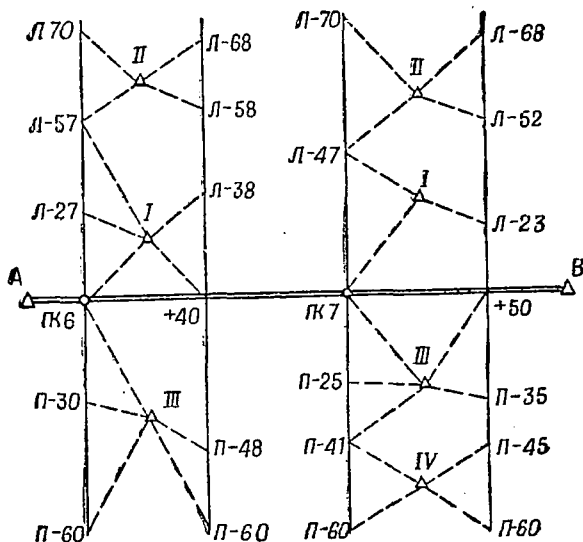


Рис. VIII.11. Нивелирование поверхности по способу параллельных линий

с помощью теодолита (или гониметра) и мерной ленты на квадраты. Сначала разбивают сетку больших квадратов *азик* (рис. VIII.12) со сторонами 100—200 м и более. Затем внутри таких квадратов строят мелкие квадраты со стороной 10—50 м в зависимости от рельефа местности и масштаба плана. Взаимно перпендикулярные линии квадратов обозначают цифрами и буквами. На всех вершинах мелких квадратов забивают сторожки, на которых пишут номера точек, например 2—в, 3—в, 4—г и т. д. Если на сторонах квадратов имеются точки переломов местности (характерные точки рельефа), то они также отмечаются сторожками. Положение таких плюсовых точек определяется расстоянием от вершины квадрата. Одновременно с разбивкой квадратов производится съемка местных предметов и ведется абрис.

По схеме расположения квадратов намечают места установки инструмента и связующие точки так, чтобы при возможно меньшем числе станций произвести нивелирование всей площади. В качестве связующих точек принимают или вершины больших ква-

дратов или точки, образующие сомкнутый нивелирный ход (0—2, 4—ж, 7—д, 4—а). Расстояния между связующими точками назначают в пределах 200—300 м. На этих точках забивают колья для установки на них реек, а на всех промежуточных точках рейки ставят на землю. На каждой станции сначала нивелируют связующие точки, на которых берут по рейкам два отсчета, после чего нивелируют остальные вершины квадратов как промежуточные точки и берут на них лишь по одному отсчету. Отметки вершин

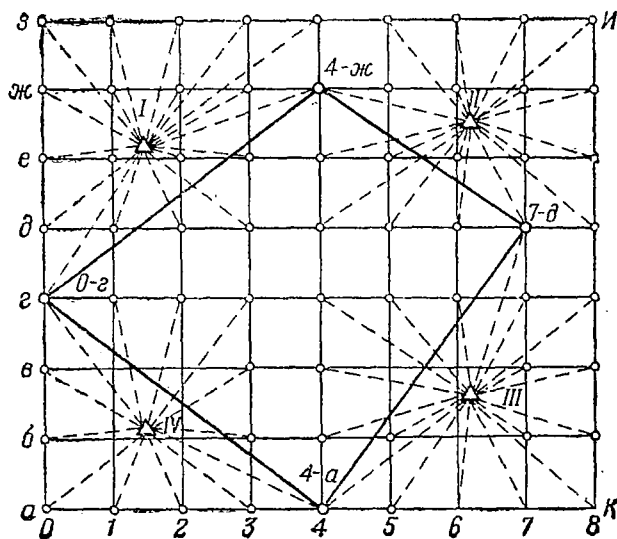


Рис. VIII.12. Нивелирование площади по квадратам

квадратов вычисляют после увязки отметок связующих точек. Для вычисления абсолютных отметок нивелирный ход привязывают к высотной опорной сети.

Способ полигонов применяется при нивелировании площади с ярко выраженным рельефом. Сущность способа состоит в том, что по характерным линиям рельефа — водораздельным линиям, тальвегам и т. п. — прокладывают магистральные замкнутые теодолитно-нивелирные ходы. На таких ходах при необходимости разбивают поперечники. Одновременно с разбивкой производится съемка ситуации. На магистральных ходах и поперечниках разбивается пикетаж. Затем производится нивелирование точек поверхности с магистрального хода.

По результатам нивелирования поверхности указанными ранее способами составляется топографический план. Вначале наносят в заданном масштабе магистральные ходы и поперечники. Затем на плане определяют положение пикетов и плюсовых точек. Подписывают у соответствующих точек отметки, округленные до 1 см, проводят горизонтали заданного сечения и наносят ситуацию.

§ 13. ОПРЕДЕЛЕНИЕ ПЛОЩАДЕЙ НА ПЛАНЕ

Площади контуров, изображенных на плане в виде многоугольников или фигур, ограниченных кривыми линиями, могут быть определены графическим, механическим и аналитическим способами или с помощью палетки.

Сущность графического способа определения площадей заключается в том, что данные для определения площади получают в результате измерения линий по плану с помощью масштабной линейки. На плане участок, ограниченный прямыми линиями, разбивается на простейшие геометрические фигуры (треугольники или трапеции). Для определения площадей простейших фигур устанавливают по поперечному масштабу их основания и высоты. Затем по известным формулам геометрии производятся вычисления и, суммируя площади отдельных фигур, получают площадь всего многоугольника.

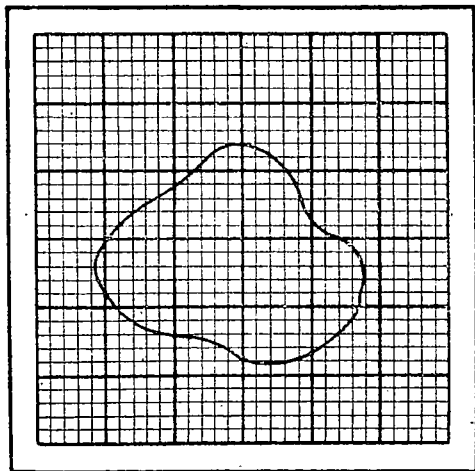


Рис. VIII.13. Определение площади контура с помощью палетки

Для контроля и повышения точности определения площадей указанные выше вычисления повторяют два раза. При этом необходимо в каждой фигуре изменять основание и высоту или изменять форму фигуры. Расхождения между вторными определениями площади не должны превышать $\frac{1}{200}$ величины площади измеряемой фигуры. За окончательную площадь принимают среднюю из двух результатов.

Точность определения площади графическим способом зависит от масштаба плана и составляет 1 : 150—1 : 200.

С помощью палетки определяют площади небольших фигур, имеющих криволинейные очертания. Палетка изготовляется из прозрачного материала (кальки, целлулоида или органического стекла), разграфленного на квадраты. Величину стороны квадрата принимают равной 2 мм. Сеть сантиметровых делений выделяется утолщенными линиями (рис. VIII.13).

Для определения площади палетку накладывают на криволинейную фигуру и подсчитывают число квадратов, помещившихся внутри контура. При этом площади неполных квадратов определяют на глаз. Затем подсчитывают общее количество квадратов фигуры. Площадь фигуры на плане будет равна произведению числа квад-

ратов палетки, уместившихся в пределах контура фигуры, на площадь одного квадрата с учетом масштаба плана. Например, площадь фигуры, занимающей 40 квадратов со стороны 2 мм, в масштабе 1:500 составит $40 \times 1 \text{ м}^2 = 40 \text{ м}^2$, в масштабе плана 1:1000 — $40 \times 4 \text{ м}^2 = 160 \text{ м}^2$ и т. п.

Подсчет площади палеткой необходимо производить 2—3 раза, располагая ее каждый раз по-другому. Относительная ошибка определения площади палеткой составляет 1:50.

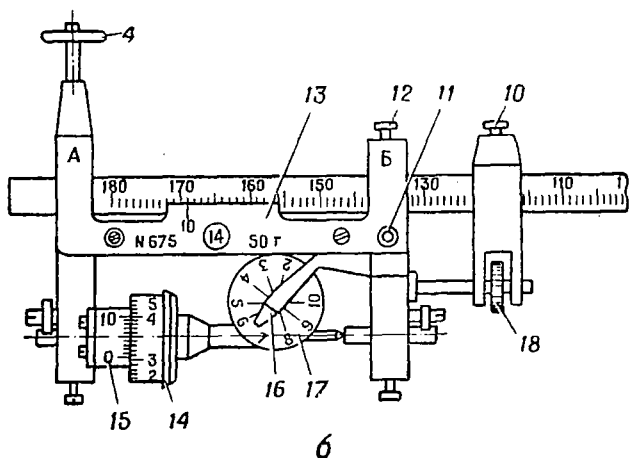
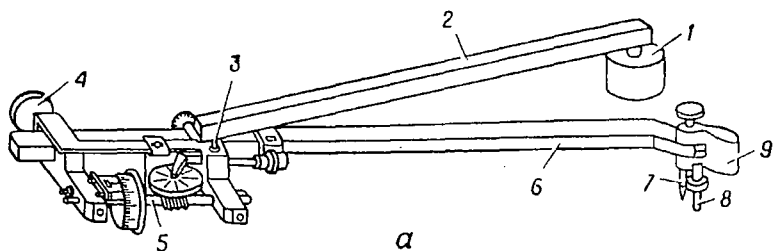


Рис. VIII.14. Полярный планиметр:

а — общий вид; *б* — счетный механизм; 1 — груз с иглой; 2 — полюсный рычаг; 3 — шариковый выступ; 4 — опорное колесо; 5 — счетный механизм; 6 — обводной рычаг; 7 — обводной шпиль; 8 — опорный штифт; 9 — ручка; 10 и 12 — закрепительные винты; 11 — гнездо; 13 — каретка; 14 — счетное колесо; 15 — верньер; 16 — указатель; 17 — счетчик оборотов; 18 — микрометрический винт

Сущность механического способа определения площадей заключается в том, что площадь фигур с различным очертанием границ на плане определяется с помощью полярного планиметра (рис. VIII.14), который состоит из полюсного рычага 2, обводного рычага 6 и счетного механизма 5. Полюсный рычаг имеет на одном конце груз 1 с иглой, а на другом — шариковый выступ 3. Груз (полюс) размещается на плане, вдавливаясь

иглой в бумагу, около которой в процессе измерений вращается планиметр, а шариковый выступ вставляется в гнездо 11 каретки 13 и образует шарнирное соединение полюсного и обводного рычагов. Обводной рычаг имеет на одном конце обводной шпиль 7, опорной штифт 8 и ручку 9, а противоположный конец закреплен в каретке 13. Необходимая длина обводного рычага устанавливается по шкале делений с помощью закрепительных винтов 10 и 12 и микрометричного винта 18.

Счетный механизм располагается между выступами каретки. Он состоит из горизонтального диска 17 (счетчика оборотов), указателя (индекса) 16, счетного колеса (с выступающим ободком) 14 и верньера 15. Для устойчивости счетного механизма на выступе каретки вращается опорное колесо 4. Горизонтальный диск 17 разделен по окружности на 10 равных частей, а счетное колесо 14 разделено на сто равных делений, подписанных от 0 до 10 (через каждые 10 делений).

Отсчет по счетному механизму состоит из четырех цифр. Первая — ближайшая к указателю по горизонтальному диску 17 — целое число оборотов счетного колеса. Вторая и третья цифры выражают десятые и сотые доли оборота колеса; они берутся со счетного колеса относительно нулевого штриха верньера. Четвертая цифра выражает тысячные доли оборота колеса и берется по совпадающему штриху на верньере (на рис. VIII.14, б отсчет по счетному механизму составляет 6309).

В настоящее время применяются планиметры с двумя счетными механизмами, расположенными на одном рычаге, из которых один основной, другой — дополнительный (марка ПП-2К). Такие планиметры вместо обводного шпиля имеют кольцо со стеклом, на котором нанесена кружком обводная точка. Достоинствами планиметра ПП-2К являются уменьшение числа обводов (в два раза по сравнению с обычным планиметром) и повышение точности обвода, так как за совмещением обводной точки с линией обводимой фигуры наблюдают сверху, а не сбоку.

До начала измерений площади необходимо проверить исправность планиметра. Он должен удовлетворять двум требованиям:

— счетное колесо должно вращаться на оси свободно и без боковых колебаний;

— плоскость счетного колеса должна быть перпендикулярна к оси обводного рычага.

Первое требование обеспечивается регулированием винтов при подшипниках. Второе требование проверяется путем обведения одного и того же контура дважды при разных положениях счетного колеса по отношению к полюсу. Если при этом отсчеты будут отличаться не более чем на 2—3 деления по верньеру, то требование считается выполненным. В противном случае при определении площади фигуры необходимо брать из результатов двух отсчетов среднее арифметическое.

При измерении площади небольшой фигуры полюс планиметра устанавливают вне контура. При выбранном положении полюса

делают прикидку возможности обвода всей фигуры, устанавливают обводный шпиль на любую точку контура и замечают ее. Берут первый отсчет по счетному механизму (n_1) и затем плавно обводят шпилем весь контур. При обводе контура необходимо, чтобы выступающий ободок счетного колеса свободно катился по бумаге. По возвращении шпиля в исходную точку делают второй отсчет (n_2).

Площадь обводимой фигуры определяется по формуле — при обводе по ходу часовой стрелки

$$S = P(n_2 - n_1); \quad (\text{VIII.9})$$

— при обводе против хода часовой стрелки

$$S = P(n_1 - n_2). \quad (\text{VIII.10})$$

В этих формулах буквой P обозначается цена одного деления планиметра для данного масштаба плана. Для определения цены деления дважды обводят контур, площадь которого известна (например, квадрат). *Цена деления планиметра равна измеренной площади, деленной на разность отсчетов планиметра, т. е.*

$$P = \frac{S}{n_1 - n_2}. \quad (\text{VIII.11})$$

Для удобства последующего определения площадей фигур по плану цену деления планиметра выражают обычно в квадратных метрах с точностью до третьего десятичного знака.

Пример. Определить цену деления планиметра, если при обводе контура квадрата размером 10×10 см получили отсчеты:

$n_1 = 2828$ и $n_2 = 3969$. Масштаб плана 1 : 1000.

Решение. Определяется площадь обводимой фигуры в масштабе плана. $S = 100 \cdot 100 = 10\,000$ м². Цена деления планиметра

$$P = \frac{10000}{3969 - 2828} = \frac{10000}{1141} = 8,764 \text{ м}^2.$$

Цена деления планиметра, вычисленная для плана одного масштаба, изменяется для плана другого масштаба и может быть определена из соотношения

$$\frac{P}{P_1} = \left(\frac{M}{M_1} \right)^2, \quad (\text{VIII.12})$$

где M и M_1 — знаменатели численных масштабов.

Так, если для плана в масштабе 1 : 1000 цена деления планиметра составляет $P = 8,764$ м², то для плана в масштабе 1 : 5000 цена деления будет равна

$$P_1 = P \left(\frac{M_1}{M} \right)^2 = 8,764 \left(\frac{5000}{1000} \right)^2 = 219,1 \text{ м}^2.$$

Изменяя длину обводного рычага, можно изменить и цену деления планиметра до круглых (не дробных) чисел, например 10, 15, 20 м² и т. д.

Площади больших фигур рекомендуется определять по частям.

Точность определения площадей планиметром зависит от размеров обводимой фигуры и характеризуется относительными ошибками в пределах 1 : 200—1 : 400.

ГЛАВА IX

ГЕОДЕЗИЧЕСКИЕ РАБОТЫ ПРИ ИЗЫСКАНИЯХ ЖЕЛЕЗНЫХ ДОРОГ

§ 1. ПЕРЕНЕСЕНИЕ ПРОЕКТА ТРАССЫ С КАРТ И ПЛАНОВ НА МЕСТНОСТЬ

Трассой железной дороги называют линию, определяющую в пространстве положение продольной оси железнодорожного пути на уровне бровки основной площадки земляного полотна. При переносе трассы на местности производят закрепление проекции оси земляного полотна.

Для того чтобы трассу линии или обхода, запроектированную по карте, крупномасштабной схеме или аэроснимкам, более точно перенести на местность, необходимо точки примыкания трассы, вершины углов поворота и точки, лежащие между взаимно не просматриваемыми вершинами, привязать к резко выраженным контурам местности, которыми могут быть пересечения дорог, искусственные сооружения, углы зданий и т. д. Для отыскания точки трассы на местности в контурной точке устанавливают теодолит и измеряют магнитный румб линии, проходящий через точку на трассе, внося поправку на величину магнитного склонения, определяют румб линии, отмерив расстояние до трассы, получают точку трассы на местности.

На начальной точке забивают вровень с землей точку и сторожок (рис. V.1). В вершинах углов поворота ставят точку и угловой столб (рис. IX.1). После привязки трассы производят измерение углов поворота, промер расстояний с разбивкой пикетажа, детальную разбивку кривых, нивелирование трассы, составление продольных и поперечных профилей земляного полотна, разбивку поперечных сечений насыпей и выемок, разбивку искусственных и других сооружений.

§ 2. ИЗМЕРЕНИЕ ГОРИЗОНТАЛЬНЫХ УГЛОВ НА ТРАССЕ

При изменении направления линии трассы необходимо знать угол поворота трассы, по которому определяют основные элементы кривой. *Под углом поворота понимают угол, составленный продол-*

жением предыдущего направления с новым направлением линии (рис. IX.2). При этом указывают, вправо или влево от продолжения линии сделан поворот.

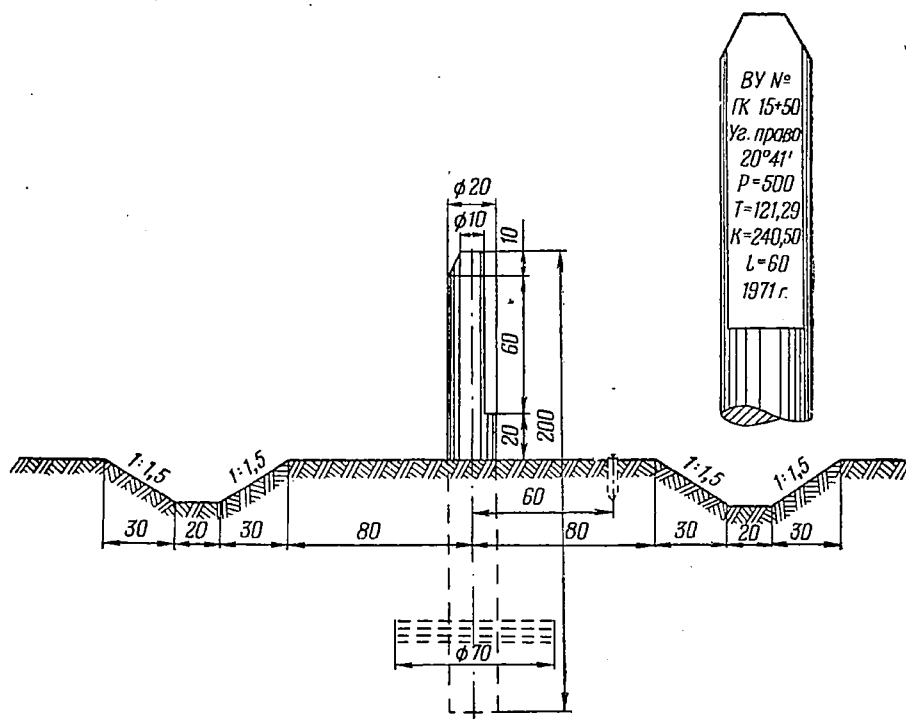


Рис. IX.1. Закрепление угла поворота трассы

Углы поворота α определяют по результатам измерения горизонтальных углов β между предыдущим и последующим направлениями трассы. Как правило, измеряют правые по ходу углы одним

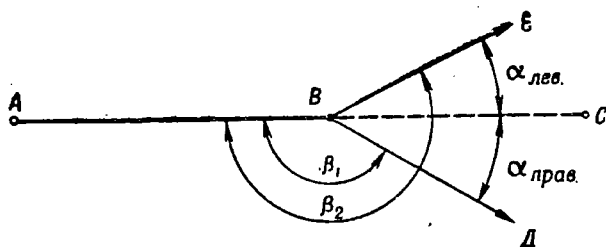


Рис. IX.2. Углы поворота трассы

полным приемом. Все отсчеты записывают в журнал измерения горизонтальных углов. По полученному правому углу вычисляют угол поворота.

При повороте трассы вправо $\alpha_{\text{пр}} = 180^\circ - \beta_1$, влево $\alpha_{\text{лев}} = \beta_2 - 180^\circ$.

Если на продолжении линии AB в достаточном отдалении от точки B может быть выставлена веха C , то измеряют сразу угол поворота CBD или CBE , для чего трубу наводят последовательно на вехи C и D или C и E и берут отсчеты по горизонтальному кругу. Измерение угла в этом случае делают в такой последовательности. Теодолит центрируют над точкой B и устанавливают по уровню. Затем совмещают нули 1-го верньера и лимба и при закрепленной алидаде наводят на веху C . После этого, закрепив лимб и открепив алидаду, наводят трубу на веху D или E и берут отсчет. Если поворот делался вправо, то отсчет даст величину угла поворота, если же поворот делался влево, то для получения величины угла поворота необходимо от 360° вычесть значение отсчета.

§ 3. ИЗМЕРЕНИЕ ЛИНИИ ТРАССЫ И РАЗБИВКА ПИКЕТАЖА

Перед измерением линий производят вешение их. Вешение ведут способом «на себя» с постановкой вех через 80—100 м с помощью теодолита. Вслед за вешением линий производят разбивку пикетажа.

Под разбивкой пикетажа понимают работы, связанные с измерением линии трассы и закреплением каждого 100-метрового участка и точек перелома местности и съемкой ситуации вдоль трассы.

Измерение линии ведут от начальной точки трассы, в створе установленных вех, и через каждые 100 м забивают точку и сторожок. Отрезок длиной 100 м (по горизонтальному проложению) называется пикетом. На сторожке начальной точки пишут номер нулевого пикета (ПК0), а далее пикетные кольца нумеруют по порядку: ПК1, ПК2 и т. д. (рис. IX.3). Если между пикетными кольями встречаются характерные в отношении рельефа места (т. е. точки, где имеется перелом местности), то они также отмечаются кольшками. В этом случае на сторожке надписывается номер ближайшего младшего пикета и плюс то расстояние (с округлением до 1 м), на котором данная точка от него находится. Такие точки называют плюсами или плюсовыми точками. Например, если от ПК2 до точки A расстояние равно 30 м, то на сторожке пишут ПК2+30. Плюсовыми точками отмечают также места пересечения трассы с дорогами, оврагами, реками и т. д. Линии измеряют чаще всего 20-метровой лентой при шести шпильках.

Там, где поперечный скат местности по оси трассы круче 1 : 10, где трасса идет через населенный пункт, площадку проектируемой станции, в местах пересечения дорог, водотоков и т. д., разбивают поперечники перпендикулярно к оси трассы. Длина поперечников должна быть достаточной для проектирования земляного полотна и иных сооружений, располагаемых вблизи земляного полотна. Обычно длину поперечников принимают не менее 60 м в обе сторо-

ны от оси трассы; в отдельных случаях длины поперечников могут быть значительно больше.

Разбивка поперечника обычно ведется с помощью экера и мерной ленты при длине поперечника в каждую сторону от оси трассы до 100 м и с помощью теодолита и ленты при большей длине. На сторожках поперечников должна быть надпись, указывающая номер пикета, сторонность (с правой или с левой стороны трассы), расстояние от пикета и расстояние от оси трассы, например: ПК2+30 П25. Это означает, что точка поперечника разбита на пикете 2+30 вправо в 25 м от оси трассы.

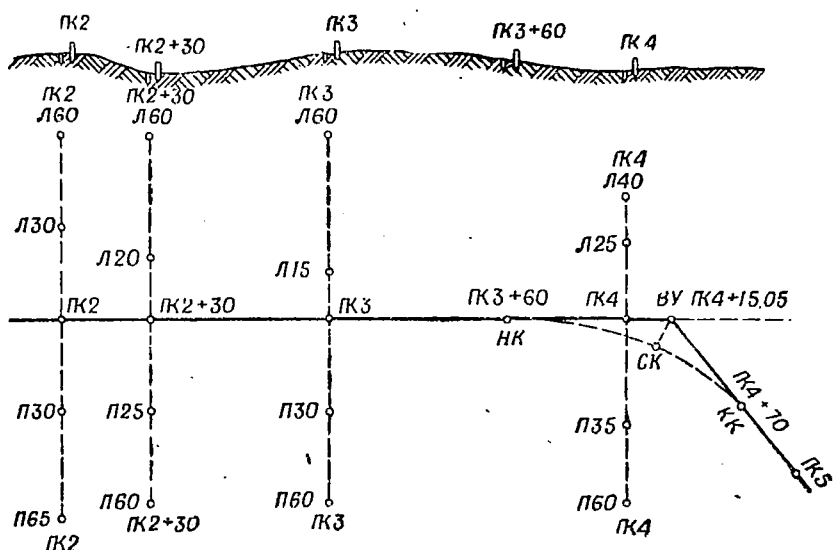


Рис. IX.3. Разбивка пикетажа

Дойдя до вершины угла поворота трассы, измеряют угол поворота, обозначают начало и конец кривой, откладывают биссектрису угла и находят середину кривой.

Если при ведении пикетажа двумя командами навстречу друг другу в месте встречи остается участок меньше 100 м, но более 50 м, то он считается неправильным (резаным) пикетом. Если длина встречного участка менее 50 м, то его присоединяют к одному из пикетов, длина которого будет более 100 м, и его также называют неправильным пикетом. Таким образом, длина неправильного пикета может быть от 50 до 150 м.

Разбивку пикетажа ведет команда в составе четырех человек: двое ведут промер лентой, третий заготавливает и забивает колья, четвертый — пикетажист (старший команды) — нумерует сторожки, ведет пикетажный журнал.

На скоростных изысканиях, например при строительстве обходов на ТВД, может найти способ разбивки пикетажа дальномерами.

Работы при этом выполняются в такой последовательности: на направлении трассы забивают две точки: одну в начале трассы, вторую — в пределах видимости на удалении 200—1000 м. В начальной точке устанавливают теодолит с дальномерной насадкой и наводят на дальнюю точку, затем производят вешение линии. После этого на всех переломах местности забивают точки и сторожки. Сторожки нумеруют по порядку. Вслед идет реечник, поочередно устанавливающий рейку на каждую точку. По дальномеру определяют расстояние от теодолита до каждой точки с одновременным измерением вертикальных углов (для определения поправок за наклон). После измерений на первом участке трассы теодолит переносят вперед и далее работы ведут в той же последовательности. Пикетажный журнал и нивелирование ведут обычным порядком.

При составлении продольного профиля точки перелома местности показывают плюсами с вычисленными отметками, а отметки пикетов могут быть вычислены интерполированием по отметкам смежных плюсовых точек.

Для ускоренного измерения линий при разбивке пикетажа можно использовать и 100-метровый мерный провод — прибор Лукерина.

§ 4. ВЕДЕНИЕ ПИКЕТАЖНОГО ЖУРНАЛА И СЪЕМКА ПОЛОСЫ ВДОЛЬ ТРАССЫ

Все данные по разбивке пикетажа заносят в пикетажный журнал (рис. IX.4), который является основным полевым документом при нанесении на профиль плана линии, пикетажа и ситуации. В этом журнале, сшитом из миллиметровой бумаги размером 10×15 см, записи и зарисовки ведут с последней страницы к первой простым карандашом; длину линий откладывают в масштабе 1 : 2000.

Журнал заполняют по ходу съемки. Посредине страницы проводят карандашом утолщенную линию, обозначающую ось трассы, на которой через каждые 5 см, соответствующие 100 м на местности, наносят поперечные черточки и справа пишут пикеты при их обозначении на местности. Также отмечают и плюсовые точки. Справа и слева от оси трассы на 100 м производится съемка и зарисовка ситуации способом перпендикуляров. Расстояния до снимаемых контуров измеряются рулеткой, если длина перпендикуляра не более 20 м. Перпендикуляры, длина которых более 20 м, измеряют шагами, предварительно определив длину шага. Все строения в полосе съемки измеряют рулеткой. Перпендикулярные линии съемки ситуации обозначают стрелками, а расстояние до снимаемого контура пишут над линией стрелок. Контурные пашен, болот, лесов, лугов наносят черточками; внутри контура пишут вид угодья (пашня, кустарник и т. д.). Дороги, канавы, линии электропередач и связи наносят условными знаками. Если какие-либо контуры (дороги, заборы, реки, здания) пересекают трассу, то точка пересечения обязательно фиксируется.

При повороте трассы из вершины угла проводится стрелка в сторону поворота трассы. Над ней пишут румб или азимут нового направления. Над ней пишут румб или азимут нового направления. На свободном месте пишут номер вершины угла, его положение и пикетаж, величину угла поворота и элементы кривой.

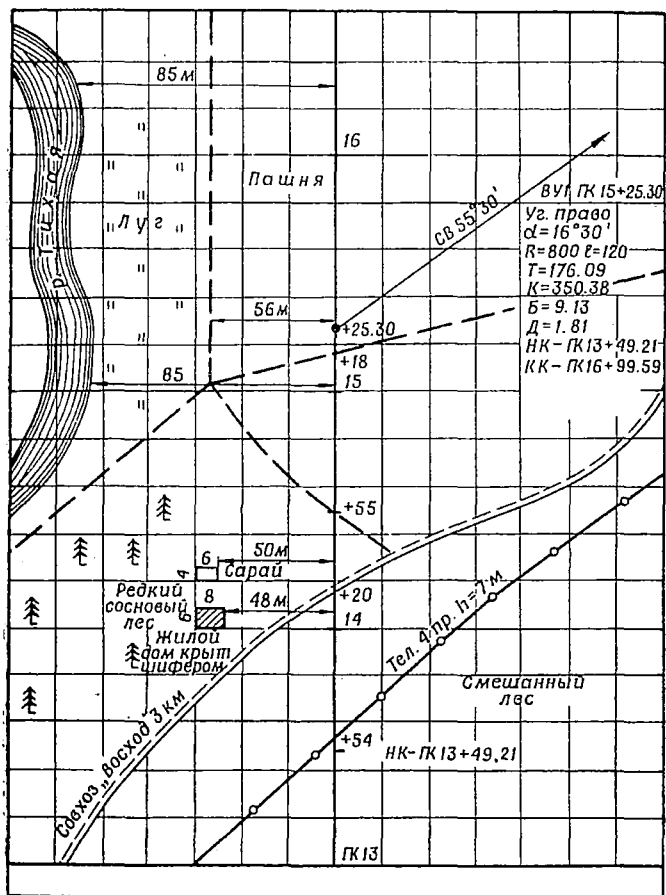


Рис. IX.4. Пикетажный журнал

Трасса по новому направлению продолжает чертиться посередине страницы, т. е. в выпрямленном виде. Новая страница должна начинаться с конечного пикета предыдущей страницы.

§ 5. КРИВЫЕ НА ЖЕЛЕЗНЫХ ДОРОГАХ. ЭЛЕМЕНТЫ КРУГОВЫХ И ПЕРЕХОДНЫХ КРИВЫХ. РАЗБИВКА КРИВЫХ

Трасса железнодорожной линии состоит из прямолинейных участков и кривых. Кривые обеспечивают плавный переход с одного направления трассы на другое. Для сопряжения двух направлений применяются круговые и переходные кривые.

Круговая кривая — это дуга окружности, сохраняющая на всем протяжении постоянство кривизны (и, следовательно, один и тот же радиус). Круговые кривые удобны при строительстве и эксплуатации железных дорог, их расчет и разбивка на местности наиболее просты. Вследствие этого круговые кривые получили распространение на дорогах всего мира. На железных дорогах Советского Союза применяются круговые кривые радиусов определенной величины (стандартные радиусы по СНиП II—Д.1—62): 4000, 3000, 2500, 2000, 1800, 1500, 1200, 1000, 800, 700, 600, 500, 400, 350, 300, 250, 200 и 180 м. При строительстве обходов, соединительных веток и различных переключений на театре военных действий может применяться радиус 150 м.

При движении подвижного состава по круговой кривой радиуса R возникает центробежная сила I , направленная по радиусу в сторону от центра кривой; она равна

$$I = \frac{mv^2}{R},$$

где m — масса единицы подвижного состава;
 v — скорость движения.

Из формулы следует, что при постоянной массе и постоянной скорости подвижного состава на круговой кривой величина центробежной силы обратно пропорциональна величине радиуса кривой, т. е. центробежная сила будет тем больше, чем меньше радиус круговой кривой. Вследствие этого стремятся, как правило, устраивать кривые возможно больших радиусов.

Центробежная сила создает дополнительную нагрузку на наружный рельс, оказывает вредное воздействие на пассажиров, а при весьма больших скоростях может привести к опрокидыванию подвижного состава. Особо вредное воздействие оказывает центробежная сила в начале и конце круговой кривой, где происходит мгновенное ее появление и исчезновение, что приводит к сильным боковым ударам колес в наружный рельс, а следовательно, к расстройству пути, вредному воздействию на пассажиров и преждевременному износу подвижного состава.

Чтобы движение поездов было плавное, необходимо, чтобы центробежная сила нарастала постепенно. С этой целью круговые кривые сопрягают с примыкающими прямыми устройством специальных переходных кривых, радиус которых изменяется от бесконечности до радиуса круговой кривой (рис. IX.5). На подъездных и станционных путях, а также на краткосрочных обходах, где скорости движения поездов не будут превышать 25 км/ч, могут применяться круговые кривые без переходных.

Для того чтобы уравновесить влияние центробежной силы в пределах круговой кривой, делают возвышение наружной нити, т. е. наружную нить поднимают над внутренней нитью, а отвод возвышения делают в пределах переходной кривой.

Чтобы установить точки оси пути на кривой, т. е. произвести разбивку кривой, необходимо знать и уметь определять элементы круговой и переходной кривой.

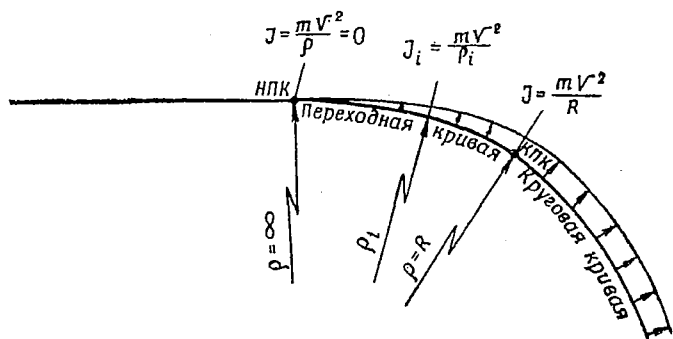


Рис. IX.5. Переходная кривая между прямым участком и круговой кривой

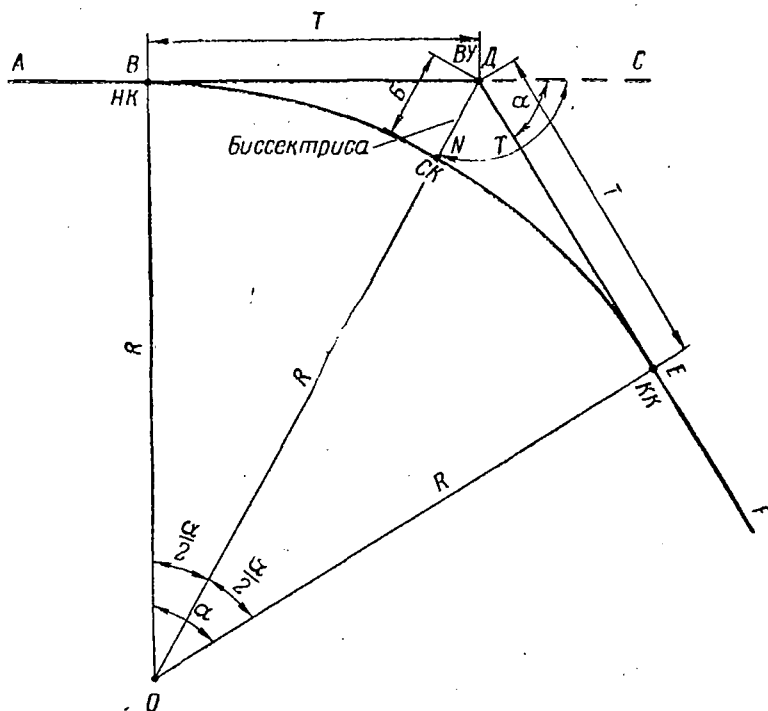


Рис. IX.6. Элементы круговой кривой

Допустим, что линия трассы (рис. IX.6) направления А—С в точке Д делает поворот под углом α и получает новое направление Д—F. Эти два направления соединяются круговой кривой BE радиуса R. Для производства необходимых расчетов при ведении

пикетажа и для разбивки кривых на местности необходимо знать следующие шесть элементов круговой кривой:

- 1) угол поворота $\alpha = \angle CDF = \angle BOE$;
- 2) радиус кривой $R = OB = ON = OE$;
- 3) касательные $T = BD = DE$, обычно называемые тангенсами;
- 4) длину кривой $K = BNE$;
- 5) биссектрису $B = DN$ — расстояние от вершины угла поворота до середины кривой, измеренное по биссектрисе внутреннего угла;
- 6) домер D — разность между суммой длин двух касательных и длиной кривой

$$D = 2T - K. \quad (IX.1)$$

Точки B , N и E , которые обозначают начало (НК), середину (СК) и конец кривой (КК), принято называть главными точками круговой кривой.

Угол поворота α измеряется на местности при разбивке трассы, радиус кривой R задается или выбирается в зависимости от рельефа местности, ситуации и технических условий проектирования.

Если известны угол поворота α и радиус кривой R , то можно определить все остальные элементы:

$$T = R \cdot \operatorname{tg} \frac{\alpha}{2}; \quad (IX.2)$$

$$B = OD - ON; \quad OD = \frac{R}{\cos \frac{\alpha}{2}}; \quad B = \frac{R}{\cos \frac{\alpha}{2}} - R;$$

$$B = R \left(\sec \frac{\alpha}{2} - 1 \right); \quad (IX.3)$$

$$K = \frac{\pi R \alpha}{180^\circ}. \quad (IX.4)$$

Пример. Определить элементы круговой кривой для $\alpha = 10^\circ 24'$ и $R = 700$ м. Применяя формулы (IX.1, IX.2, IX.3, IX.4), получим

$$T = 700 \cdot 0,091000 = 63,70 \text{ м};$$

$$K = \frac{3,14158 \cdot 700 \cdot 10,4}{180} = 127,06 \text{ м};$$

$$B = 700 (1,004128 - 1) = 2,89 \text{ м};$$

$$D = 2 \cdot 63,70 - 127,06 = 127,40 - 127,06 = 0,34 \text{ м}.$$

На практике такие расчеты, как правило, не производят, так как существуют специальные таблицы, в которых приведены элементы кривой в зависимости от угла поворота и принятого радиуса.

В пределах переходной кривой происходит плавное увеличение кривизны, под которой понимают величину $K = \frac{1}{\rho}$, где ρ — радиус кривизны в данной точке. В пределах переходной кривой переменный радиус кривизны ρ плавно уменьшается от бесконечно большого до радиуса круговой кривой R . Отвод возвышения наружного рельса делается по всей длине переходной кривой одинаковым уклоном определенной величины, т. е. возвышение наружного рельса происходит пропорционально расстоянию от начала кривой. При таком отводе возвышения наклон подвижного состава при движении его по кривой будет плавно возрастать; а следовательно, будет постепенно расти и горизонтальная составляющая силы тяжести, направленная в сторону, противоположную направлению центробежной силы.

Поэтому для обеспечения равномерного воздействия результирующей горизонтальной силы необходимо, чтобы центробежная сила также возрастала пропорционально расстоянию от начала кривой. А это будет происходить в случае, если кривизна переходной кривой будет возрастать пропорционально ее длине. Центробежная сила в любой точке переходной кривой определяется по формуле

$$I_x = \frac{mv^2}{\rho_x} \quad (\text{IX.5})$$

Следовательно, переходная кривая должна иметь такую форму, чтобы ее кривизна $\frac{1}{\rho_x}$ изменялась пропорционально изменению длины l_x , т. е.

$$l_x = C \cdot \frac{1}{\rho_x} = C \cdot K, \quad (\text{IX.6})$$

где C — коэффициент пропорциональности, который называется параметром переходной кривой.

Имеется ряд кривых, обладающих таким свойством. На дорогах СССР применяется радиoidalная спираль (рис. IX.7).

Радиус кривизны радиoidalной спирали изменяется обратно пропорционально расстоянию точки от начала кривой, измеряемому по самой кривой. Если радиус кривизны радиoidalной спирали в конце переходной кривой равен, например, R , то в середине между началом переходной кривой и ее концом радиус кривизны будет $2R$, в четверти расстояния от начала кривой $4R$ и т. д. Следовательно, закон изменения радиуса кривизны ρ у радиoidalной спирали может быть выражен формулой $\rho = C \cdot l_x$, где l_x — длина кривой от ее начала до заданной (любой) точки.

Так как радиус кривизны переходной кривой в месте соприкосновения с круговой кривой должен быть равен радиусу круговой кривой R , то при подстановке в формулу (IX.6) вместо l_x полной длины переходной кривой l получим

$$l = C \cdot K = \frac{C}{R} \quad \text{или} \quad C = l \cdot R, \quad (\text{IX.7})$$

т. е. параметр переходной кривой равен произведению длины переходной кривой на радиус круговой кривой.

Для переходной кривой используют часть радиондальной спирали от ее начала до точки, в которой переменный радиус кривизны равен радиусу круговой кривой ($\rho=R$).

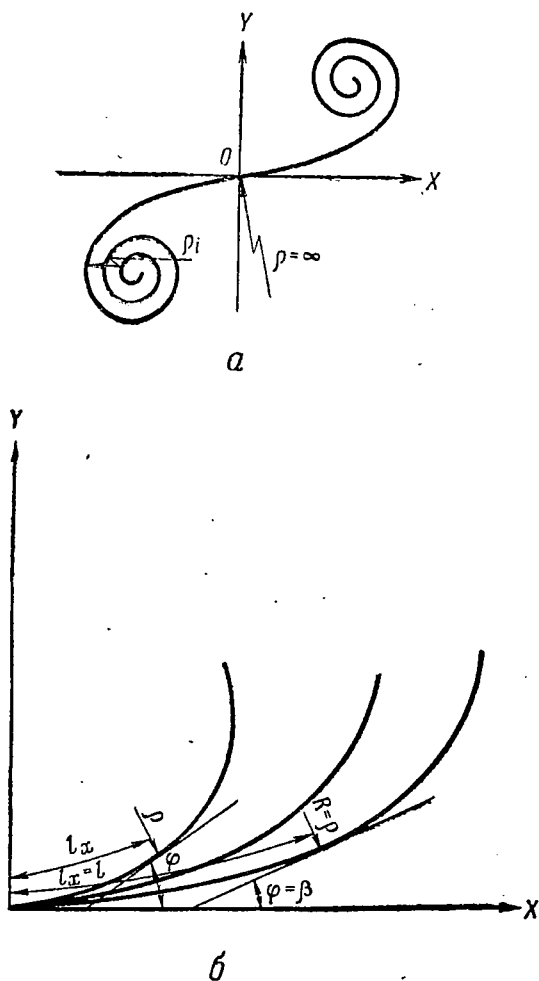


Рис. IX.7. Радиондальные кривые:
 а — общий вид радиондальной кривой; б — радиондальные кривые разных параметров

В координатах x, y (рис. IX.7) уравнение радиондальной спирали выражается в виде ряда

$$y = \frac{x^3}{6C} \left[1 + \frac{2x^4}{35C^2} + \frac{293x^8}{237\,000C^4} + \dots \right].$$

Для производства вычислений координаты радиоидальной спирали выражают через длину l_x и параметр c :

$$x = l_x \left[1 - \frac{l_x^4}{40C^2} + \frac{l_x^8}{3456C^4} - \dots \right];$$

$$y = \frac{l_x^3}{6c} \left[1 - \frac{l_x^4}{56C^2} + \frac{l_x^8}{7040C^4} - \dots \right].$$

Практически при вычислениях, вследствие того что l мало по сравнению с C , приходится пользоваться одним или двумя членами ряда (в скобках), третий член по своей малости не влияет на результат.

Для дальнейших вычислений понадобится угол φ , образуемый касательной к радиоидальной спирали в любой точке с осью абсцисс. Угол этот (в радианах) может быть определен по формуле $\varphi = \frac{l_x^2}{2C}$.

Угол поворота переходной кривой β (рис. IX.7), образуемый касательной к переходной кривой в ее конечной точке, очевидно, может быть получен из той же формулы подстановкой в нее вместо l_x полной длины переходной кривой.

$$\text{Тогда } \beta = \frac{l^2}{2C} = \frac{l}{2R}.$$

Для определения основных элементов переходной кривой и суммированных значений элементов общей кривой применяют расчетную схему сопряжения переходных кривых с круговой кривой со сдвижкой центра круговой кривой (рис. IX.8). В этой схеме центр кривой из точки O_k сдвинут по направлению биссектрисы в точку O на величину $Bp = P \cdot \sec \frac{\alpha}{2}$, а начало и конец круговой кривой (A_1 и B_1), радиуса $R + P$ сдвинуты по направлению касательных на величину $T_p = P \cdot \tg \frac{\alpha}{2}$.

Из точки O описана сдвинутая кривая DD_1 радиусом R , укороченная с каждой стороны на половину длины переходной кривой. Для плавного соединения круговой кривой с прямыми вписаны симметричные ветви радиоидальной спирали AD и D_1B — переходные кривые.

Такой способ сопряжения обеспечивает сохранение проектного радиуса круговой кривой без уменьшения его на величину сдвижки P при вписывании в круговую кривую переходных кривых.

Пользуясь этой расчетной схемой, определяют основные элементы переходной кривой и суммированное значение элементов общей кривой.

К основным элементам переходной кривой относятся:

- 1) параметр переходной кривой C ;
- 2) длина переходной кривой l ;

3) угол поворота переходной кривой β (угол, образованный линией тангенса кривой и касательной, проведенной в конце переходной кривой);

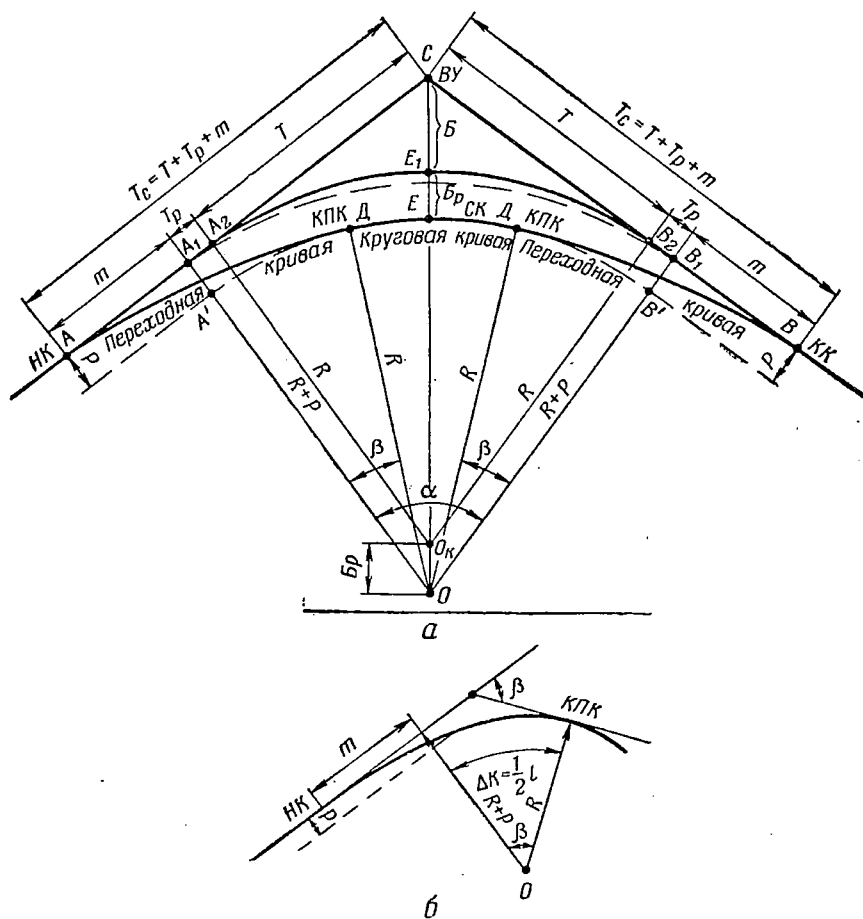


Рис. IX.8. Сопряжение переходных кривых с круговой кривой со сдвижкой центра круговой кривой:
 а — схема сопряжения; б — вписывание переходной кривой

4) удлинение тангенса $m = AA_1 = B_1B$; $m = \frac{l^2}{2} \left(1 - \frac{l^2}{120R^2} + \frac{l^4}{17280R^4} \right)$;

5) сдвижка круговой кривой $P = \frac{l^2}{24R} \left(1 - \frac{l^2}{112R^2} + \frac{l^4}{21120R^4} \right)$;

6) величина сдвижки центра круговой кривой по направлению биссектрисы (удлинение биссектрисы)

$$B_p = 00_k = P \cdot \sec \frac{\alpha}{2};$$

7) проекция сдвижки кривой на тангенс T_p .

При проектировании железных дорог принимаются (задаются) R и l . Параметр C практически определять не требуется.

Длина переходной кривой определяется главным образом по условию плавности отвода возвышения наружного рельса и может быть определена по формуле $l = \frac{h}{i}$. Переходная кривая принимается стандартной длины в зависимости от категории дороги, зон скоростей и величин радиусов круговых кривых в пределах от 20 до 200 м с интервалом в 20 м.

В соответствии с требованиями СНиП II—Д.1—62 длины этих кривых вычислены исходя из параметров C , имеющих значения от 24 000 до 240 000 м² для дорог I категории и от 20 000 до 160 000 м² для дорог II категории.

Угол поворота переходной кривой может быть определен из соотношения (рис. IX.8, б):

$$\Delta K = \frac{l}{2} = \frac{\pi R \beta}{180^\circ}, \text{ откуда } \beta = \frac{90 l}{\pi R}.$$

Из этого следует, что элементы переходных кривых от угла поворота α не зависят и поэтому могут быть вычислены заранее для каждого радиуса кривой и для каждой длины переходной кривой.

Для кривой с переходными кривыми главными точками являются A — начало кривой (НК); B — конец кривой (КК); E — середина кривой (СК); D и D_1 — конец переходной кривой (КПК).

Для определения местоположения главных точек круговой и переходной кривой определяют суммированное значение элементов общей кривой по формулам:

$$T_c = T + T_p + m;$$

$$K_c = K + l, \text{ где } K \text{ — длина круговой кривой } A^1B^1;$$

$$D_c = D + 2T_p - 2(0,5l - T); D_c = 2T_c - K_c;$$

$$B_c = B + B_p.$$

Для определения элементов круговой и переходной кривой составлены специальные таблицы.

Разбивка кривых с большим углом поворота и большой длины в большинстве случаев неудобна. Ординаты при детальной разбивке и выносе главных точек могут иметь длину значительно больше длины ленты. Все это снижает точность разбивки и усложняет работу. Вследствие этого на изысканиях, как правило, делают небольшие углы поворота (не более 30°). В тех случаях, когда необходим большой угол поворота, его делят на несколько меньших углов так, чтобы кривые шли одна за другой и образовывали одну кривую большого угла одним радиусом (рис. IX.9). Таким путем образуются крайние — концевые и проме-

жуточные кривые, причем если концевые кривые имеют переходные, то промежуточные круговые сдвигаются внутрь на величину сдвижки P и тангенсов не касаются. Такие кривые называются сдвинутыми круговыми.

При разбивке большого угла на несколько меньших стараются углы подбирать так, чтобы кривые выражались удобным числом метров, т. е. чтобы длина их была кратна 5, 10 или 100 м. Такие

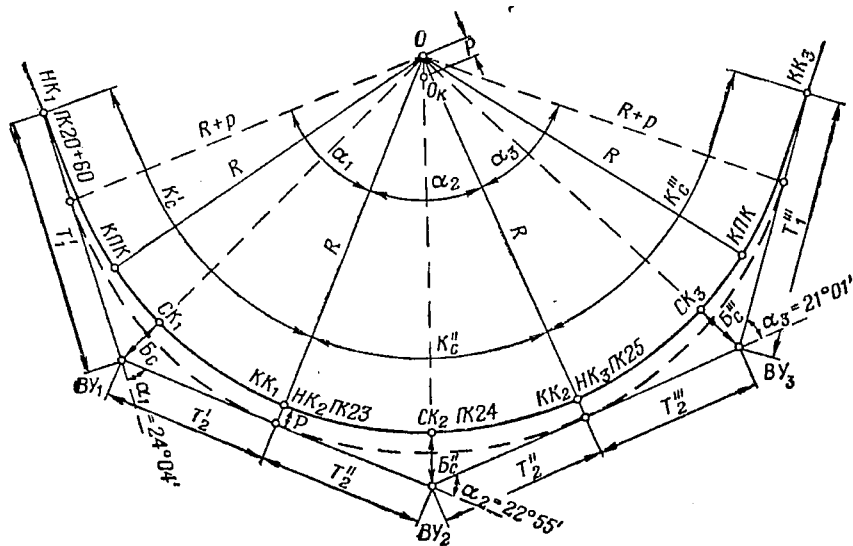


Рис. IX.9. Кривая при большом угле поворота

кривые называют кратными. Подобрать такие углы можно, используя формулу для определения длины окружности $l = \frac{\pi R \alpha^\circ}{180^\circ}$ или $= \alpha_{\text{рад}} \cdot R$, откуда $\alpha^\circ = \frac{l \cdot 180^\circ}{\pi R}$; $\alpha_{\text{рад}} = \frac{l}{R}$.

Подставляя вместо l 10, 20, ..., 100, 200 м, можно для каждого радиуса составить таблицу таких углов.

Чтобы расчет и разбивка были проще, начало кривой стараются совмещать с началом пикета или плюсовой точки, а длину ее подбирают такой, чтобы начальные и конечные точки промежуточных кривых совпадали с пикетами. Такое совмещение уменьшает объем работ по выносу пикетов с тангенсов на кривую.

Определение общих элементов круговых и переходных кривых, образованных несколькими углами поворота (рис. IX.9), производится по формулам:

— для концевых кривых

$$T'_1 = T + T_p + m; T'_2 = T + T_p;$$

$$T''_1 = T + T_p + m; T''_2 = T + T_p;$$

$$K'_c = K + 0,5l; K'''_c = K + 0,5l; D_c = D + 2Tp - (0,5l - m);$$

$$B'_c = B + Br; D''_c = D + 2Tp - (0,5l - m); B'''_c = B + Br;$$

— для промежуточных (сдвинутых) круговых кривых:

$$T^*_2 = T + Tp; K^*_c = K; D^*_c = D + 2Tp; B^*_c = B + Br.$$

§ 6. ТАБЛИЦЫ ДЛЯ РАЗБИВКИ КРИВЫХ

Для быстрого определения основных элементов кривых и получения всех необходимых данных для детальной их разбивки применяют специальные таблицы. В последнее время наибольшее применение находят таблицы, составленные Д. И. Власовым и В. Н. Логиновым*. Они рекомендованы Министерством транспортного строительства СССР в качестве пособия при изысканиях, проектировании и строительстве железных дорог. В книге приведены таблицы, содержащие все необходимые данные для определения и разбивки переходных и круговых кривых. Эти таблицы использованы в приводимых ниже примерах и пояснениях по разбивке кривых.

Таблица 1 «Элементы круговых и переходных кривых» предназначена для определения элементов круговых кривых, если кривая не имеет переходных, и суммированные элементы для кривой, имеющей переходные кривые. Каждая страница содержит три таблицы, образец которых приведен в табл. IX.1. Верхняя предназначена для определения элементов круговой кривой T , K , D и B по заданному радиусу и углу поворота. В средней приведены значения α , T , D и B , вычисленные для круговых кривых, длина которых кратна 1, 5 или 10 м. Внизу страницы приведена таблица определения элементов переходных кривых m и r и приращения элементов круговых кривых Tp и Br для углов поворота, помещенных на данной странице.

Вначале приведены таблицы для радиуса 1000 м при углах поворота от 0 до 60° и радиуса 100 м при углах поворота от 60 до 120°. Затем приведены таблицы для всех других стандартных радиусов от 4000 до 60 м для углов поворота от 12 до 90°. Значение углов поворота α приведены в интервалах 3 и 10 мин, поэтому для получения промежуточных значений T , K , D и B необходимо вносить поправки ΔT , ΔK , ΔD и ΔB , помещенные рядом. Поправки вычислены на 1' и приведены в миллиметрах для радиусов 1000 и 100 м и в сантиметрах для других радиусов.

Порядок пользования таблицами рассмотрим на примерах.

Пример. Определить основные элементы круговой кривой, если дано: $\alpha = 20^{\circ}06'$ и $R = 500$ м.

Для определения элементов находим в таблице заданный радиус $R = 500$ м и угол поворота α , ближайший к заданному ($20^{\circ}10'$).

* Власов Д. И., Логинов В. Н. Таблицы для разбивки кривых на железных дорогах. М., «Транспорт», 1968.

Элементы круговых и переходных кривых $R = 500$

α	T	ΔT	K	ΔK	L	ΔL	B	ΔB
20°00'	88,16		174,53		1,79		7,71	
10	88,91	7,5	175,99	14,6	1,84	0,5	7,84	1,3
20	89,66	7,5	177,44	14,5	1,89	0,5	7,98	1,4
30	90,41	7,5	178,90	14,6	1,93	0,4	8,11	1,3
40	91,17	7,6	180,35	14,5	1,98	0,5	8,24	1,3
50	91,92	7,5	181,81	14,6	2,03	0,5	8,38	1,4
		7,5		14,5		0,5		1,4
21°00'	92,67		183,26		2,08		8,52	
10	93,42	7,5	184,71	14,5	2,13	0,5	8,65	1,3
		7,5		14,6		0,5		1,4
.....
.....
24°00'	106,28		209,44		3,12		11,17	
10	107,04	7,6	210,89	14,5	3,18	0,6	11,33	1,6
		7,6		14,6		0,7		1,6
50	110,08		216,71		3,46		11,98	
25°00'	110,85	7,7	218,17	14,6	3,53	0,7	12,14	1,6

K	α	T	L	B	K	α	T	L	B
175	20°03'	88,40	1,81	7,76	190	21°46'	96,16	2,32	9,16
180	20°38'	90,98	1,96	8,21	200	22°55'	101,36	2,72	10,17
185	21°12'	93,57	2,14	8,68	210	24,04'	106,57	3,14	11,23

l	T_p	m	P	B_p	l	T_p	m	P	B_p
160	0,38—47	79,93	2,13	2,16—18	80	0,09—12	39,99	0,53	0,54—55
140	0,29—36	69,95	1,63	1,66—67	60	0,05—07	30,00	0,30	0,30—31
120	0,21—27	59,97	1,20	1,22—23	40	0,02—03	20,00	0,13	0,14
100	0,15—18	49,98	0,83	0,85	20	0,01	10,00	0,03	0,03

В строке с углом поворота $20^{\circ}10'$ читаем значения элементов T , K , D и B , а чтобы получить значения для $\alpha=20^{\circ}06'$, вносим поправку на $4'$ и находим:

$$T = 88,91 - 0,075 \cdot 4 = 88,91 - 0,30 = 88,61;$$

$$K = 175,99 - 0,145 \cdot 4 = 175,99 - 0,58 = 175,41;$$

$$D = 1,84 - 0,005 \cdot 4 = 1,84 - 0,02 = 1,82;$$

$$B = 7,84 - 0,014 \cdot 4 = 7,84 - 0,06 = 7,78.$$

Пример 2. Определить общие (суммированные) элементы для разбивки главных точек кривой, если дано: $\alpha=20^{\circ}41'$, $R=500$ м и $l=60$ м.

Пользуясь таблицей IX.1, находим

$$T = 91,17 + 0,075 = 91,24.$$

Для определения значений T_p , m , B_p необходимо в нижней таблице отыскать значение заданной переходной кривой $l=60$ м и в этой строке взять значения T_p , m и B_p , причем для T_p и B_p для нашего примера в таблице дано два значения ($T_p=0,05-0,07$): первое значение дано для угла $\alpha=20^{\circ}$, с которого начинается страница, а второе для $\alpha=25^{\circ}$, которым заканчивается данная страница таблиц; чтобы получить данные для других значений, необходимо сделать интерполяцию. Для нашего примера $T_p=0,05$, $B_p=0,30$, $m=30$.

$$T_c = T + T_p + m = 91,24 + 0,05 + 30 = 121,29 \text{ м};$$

$$K_c = K + l = 180,35 + 0,146 + 60 = 240,50 \text{ м};$$

$$D_c = D + 2T_p - 2(0,5l - m) = 1,98 + 2 \cdot 0,05 - 2(0,5 \cdot 60 - 30) = 2,08 \text{ м};$$

$$B_c = B + B_p = 8,25 + 0,30 = 8,55 \text{ м}.$$

Если требуется определить элементы кривой для заданного угла поворота и радиуса, а в таблице такого угла поворота нет, то можно определить элементы кривой следующим образом.

При $\alpha < 60^{\circ}$ элементы круговой кривой и поправки T_p и B_p на переходную кривую l берут для радиуса $R'=1000$ м и заданного угла поворота α . Полученные значения умножают на отношение радиусов $R:1000$ и получают элементы круговой кривой заданного радиуса и угла поворота.

Поправки T_p и B_p определяют по формулам: $T_p = \frac{1000}{R} \cdot T'_p$ и $B_p = \frac{1000}{R} \cdot B'_p$, где T'_p и B'_p — поправки для радиуса $R'=1000$ м.

Величина m от угла поворота α не зависит и поэтому ее берут по заданному R и длине переходной кривой.

Пример. Определить суммированные элементы кривой для $R=600$ м, $\alpha=52^{\circ}30'$ и $l=120$ м.

По таблице 1 (стр. 69) находим для радиуса 1000 м:

$$T' = 493,145; K' = 916,298; D' = 69,993; B' = 114,985; T'_p = 0,30; B'_p = 0,67.$$

Для радиуса 600 м находим коэффициент уменьшения и производим пересчет

$$\frac{R_{600}}{R_{1000}} = 600 : 1000 = 0,6;$$

$$T = T' \cdot 0,6 = 493,145 \cdot 0,6 = 295,887;$$

$$K = K' \cdot 0,6 = 916,298 \cdot 0,6 = 549,779;$$

$$D = D' \cdot 0,6 = 69,993 \cdot 0,6 = 41,996;$$

$$B = B' \cdot 0,6 = 114,985 \cdot 0,6 = 68,99;$$

$$T_p = \frac{1000}{600} \cdot 0,30 = 0,5;$$

$$B_p = \frac{1000}{600} \cdot 0,67 = 1,12;$$

$$m = 59,98;$$

$$T_c = T + T_p + m = 295,887 + 0,5 + 59,98 = 356,367;$$

$$K_c = K + l = 549,779 + 120 = 669,779;$$

$$D_c = D + 2T_p - 2(0,5l - m) = 41,996 + 2 \cdot 0,5 - 2 \cdot (0,5 \cdot 120 - 59,98) = 42,992;$$

$$B_c = B + B_p = 68,99 + 1,12 = 70,11.$$

При $\alpha > 60^\circ$ элементы круговой кривой и поправки T'_p и B'_p берут для радиуса $R' = 100$ м и заданного угла поворота α . Полученные значения умножают на отношение $R : 100$.

Поправки T_p и B_p определяют по формулам $T_p = \frac{l^2}{4R} \cdot T'_p$ и $B_p = \frac{l^2}{4R} \cdot B'_p$, где T'_p и B'_p — поправки для радиуса 100 м.

Поправки T_p и B_p значительно быстрее можно определить с помощью таблиц 1а и 2 (в таблице 2 дается сумма поправки T_p и величины m , т. е. $m + T_p$).

Таблица 1а «Элементы кратных кривых при углах $\alpha < \alpha$ табл. 1» предназначена для определения элементов кратных круговых и переходных кривых при радиусах 300 м и менее и при малых углах поворота, не приведенных в табл. 1, а также элементов переходных кривых с малыми углами поворота и радиусами 300 м и менее. В этом случае элементы круговых кривых определяют по табл. 1 для радиуса 3000 м и менее с уменьшением табличных данных в 10 раз, а элементы переходных кривых берут по табл. 1а для соответствующего угла поворота.

Пример. Определить длину тангенса кривой, радиус которой $R = 250$ м, угол поворота $\alpha = 12^\circ 15'$, длина переходной кривой $l = 40$ м.

По табл. 1 (стр. 125) находим тангенс для $R = 2500$ м и, поделив на 10, получим $T = 26,82$ м.

На стр. 330 находим $T_p = 0,04$ м; $m = 20,0$ м.

Затем находим суммированный тангенс

$$T_c = T + T_p + m = 26,82 + 0,04 + 20,0 = 46,86.$$

Таблица 2. «Элементы кратных кривых при α больших, чем в таблице 1» содержит данные для определения элементов кривых при углах поворота больших, чем помещенные в табл. 1. Расположены за табл. 1 соответствующего радиуса кривых.

§ 7. РАЗБИВКА ГЛАВНЫХ ТОЧЕК КРИВОЙ

Разбивку главных точек кривой производят во время ведения пикетажа. Дойдя с пикетажем до вершины угла поворота и разбив угол поворота, определяют положение главных точек кривой НК,

СК и КК в пикетаже. Для определения пикетажного значения начала круговой кривой НК от известной в пикетаже вершины угла отнимают величину касательной (тангенс). Прибавляя к пикетажному значению НК длину кривой К, получают пикетажное значение конца кривой КК. Для контроля пикетажного значения КК необходимо к пикетажу вершины угла прибавить тангенс и отнять домер.

Таким образом, пикетажное значение НК и КК вычисляют по следующей схеме: $ПК ВУ - T = ПК НК$; $ПК НК + K = ПК КК$. Проверка: $ПК ВУ + T - D = ПК КК$.

Пикетажное значение середины кривой можно определить, прибавляя к началу кривой половину длины кривой или отнимая ее от конца кривой. По такой же схеме ведется вычисление пикетажа и при наличии переходных кривых.

Пример. Дано: вершина угла поворота ВУ № 5 находится на пикете 15+25,30, угол поворота $\alpha = 16^\circ 30'$; радиус кривой $R = 800$ м; длина переходной кривой $l = 120$ м.

По таблицам находим суммированные значения элементов кривой:

$$Tc = 176,09 \text{ м}; Kc = 350,38 \text{ м}; Dc = 1,81 \text{ м}; Bc = 9,13 \text{ м}.$$

Вычисление пикетажа

$$\begin{array}{r} ВУ ПК 15 + 25,30 \\ - Tc \quad \quad 1 + 76,09 \\ \hline НК ПК 13 + 49,21 \\ + Kc \quad \quad 3 + 50,38 \\ \hline КК ПК 16 + 99,59 \end{array}$$

Контроль

$$\begin{array}{r} ВУ ПК 15 + 25,30 \\ + Tc \quad \quad 1 + 76,09 \\ \hline \quad \quad \quad 17 + 0,139 \\ - Dc \quad \quad \quad 1,81 \\ \hline КК ПК 16 + 99,58 \end{array}$$

Расхождение на 1 см допустимо. Оно произошло за счет округления данных при составлении таблиц.

Определение пикетажного значения середины кривой СК.

$$\begin{array}{r} НК ПК 13 + 49,21 \\ + 0,5Kc \quad 1 + 75,19 \\ \hline СК ПК 15 + 24,40 \end{array}$$

Разбивку на местности ведут в таком порядке. Так как в процессе пикетажа до вершины угла пикеты на местности закреплены, то для того чтобы найти начало кривой, нет необходимости от вершины угла отмерять весь тангенс. В нашем примере достаточно от пикета 13 отложить по прямой в сторону ВУ расстояние 49,21 м. В начале кривой забивают точку и сторожок с надписью НК ПК13 + 49,21. Надпись должна быть обращена в сторону начала пикетажа.

Затем, откладывая по направлению биссектрисы значение Bc , обозначают середину кривой СК. Направление биссектрисы задают теодолитом. Теодолит устанавливают в вершине угла и, совместив нули верньера и алидады, визируют на вежу, установленную в направлении НК, если трасса делает поворот влево, или в направлении КК, если трасса делает поворот вправо. После этого, вращая алидаду, устанавливают по лимбу отсчет, равный $\frac{180^\circ - \alpha}{2}$. В этом

направлении ставят вешку, отмеряют рулеткой биссектрису $Bc=9,13$ м и забивают сторожок с надписью СК ПК 15+24,40. Надпись должна быть обращена к вершине угла.

Продолжение пикетажа за вершиной угла в новом направлении ведут с учетом домера. Так как линию трассы измеряют по касательной (по тангенсам), а ее длину необходимо знать по кривой, при ведении пикетажа необходимо исключить домер. Для этого от ВУ вперед откладывают остаток ленты от измерения предыдущей линии. В нашем примере ВУ находится на ПК 15+25,30 и, следовательно, остаток ленты будет $20-5,30=14,70$ м. Ленту поворачивают в вершине угла на новое направление (при этом следят, чтобы отсчет 5,30 м совпадал с ВУ) и на переднем конце ставят шпильку. Затем ленту перемещают вперед на всю длину и закрепляют, после чего пикетажист заднюю шпильку вынимает и переносит вперед на величину домера (в нашем случае $Dc=1,81$ м), а передний мерчик, вынув свою шпильку, перемещается вместе с лентой вперед на величину домера. Далее промер идет обычным порядком.

Дойдя до пикета 17 и отложив в обратную сторону величину 0,42 м, получим конец кривой КК. В конце кривой забивают точку и сторожок с надписью КК ПК 16+99,58.

Разбивка главных точек кратных кривых производится так. Пусть требуется определить элементы и пикетаж главных точек кривой с углом поворота $\alpha=68^\circ$; $R=500$ м и $l=60$ м. Начало кривой на ПК 20+60 (рис. IX.9). Для этого большой угол делят на меньшие углы, причем количество и величину углов принимают, сообразуясь с условиями местности и так, чтобы промежуточные кривые начинались и заканчивались на пикетах, а биссектриса каждой кривой была бы меньше длины ленты.

Элементы первой концевой кривой определяют по таблицам кратных кривых. Для того, чтобы кривая заканчивалась на пикете, по табл. IX.1 подбираем угол $\alpha_1=24^\circ 04'$ и определяем остальные элементы:

$$K'_c = K + 0,5l = 210 + 30 = 240;$$

$$T'_1 = T + Tp + m = 106,57 + 0,07 + 30 = 136,64;$$

$$T'_2 = T + Tp = 106,57 + 0,07 = 106,64;$$

$$D'_c = D + 2Tp - (0,5l - m) = 3,14 + 0,14 - (0,5 \cdot 60 - 30) = 3,28;$$

$$B'_c = B + Bp = 11,23 + 0,31 = 11,54.$$

Для промежуточной кривой по тем же таблицам кратных кривых подбираем такой угол, чтобы длина кривой была кратна 100 м.

Принимаем:

$$\alpha_2 = 22^\circ 55'; KC = K = 200 \text{ м};$$

$$T''_2 = T + Tp = 101,36 + 0,07 = 101,43;$$

$$D''_c = D + 2Tp = 2,72 + 2 \cdot 0,07 = 2,86;$$

$$B''_c = B + Bp = 10,17 + 0,31 = 10,48;$$

$$P = 0,30.$$

Угол поворота второй концевой кривой будет равен $\alpha_3 = 68^\circ - (24^\circ 04' + 22^\circ 55') = 21^\circ 01'$.

Элементы третьей кривой определим по табл. IX.1:

$$K_c''' = K + 0,5l = 183,40 + 30 = 213,40;$$

$$T_1''' = T + Tp + m = 92,74 + 0,05 + 30 = 122,79;$$

$$T_2''' = T + Tp = 92,74 + 0,05 = 92,79;$$

$$D_c''' = D + 2Tp - (0,5l - m) = 2,08 + 2 \cdot 0,05 - (0,5 \cdot 60 - 30) = 2,18;$$

$$B_c''' = B + Bp = 8,53 + 0,30 = 8,83.$$

Полевые работы выполняются в такой последовательности. В начале кривой забивают точку и сторожок с надписью, в нашем случае, НК ПК 20+60. Отмеряют тангенс T и закрепляют BV . Установив теодолит над вершиной угла, отбивают угол поворота и направление биссектрисы. Выносят и закрепляют биссектрису сторожком СК, затем отмеряют тангенс по новому направлению T_2' и точку закрепляют сторожком с надписью $KK_1 - HK_2$. Так как промежуточная кривая сдвинута внутрь кривой на величину $P = 0,30$ м, то для того чтобы вынести точку KK_1 HK_2 на кривую, откладывают $P = 0,30$ перпендикулярно тангенсу и ставят точку и сторожок с надписью К ПК 23, что означает кривая ПК 23. Затем, отложив по линии тангенсов величину T_2 , закрепляют BV_2 . Далее выполняют работы в таком же порядке.

Схема вычисления пикетажа представлена ниже.

НК . . . ПК 20+60,00	НК ₃ . . . ПК 25+ 0,00
+ T_1' . . . 1+36,64	+ T_2''' . . . 92,79
<hr/>	<hr/>
BV_1 . . . ПК 21+96,64	BV_3 . . . ПК 25+92,79
+ T_2' . . . 1+06,64	+ T_1''' . . . 1+22,79
<hr/>	<hr/>
ПК 23+03,28	27+15,58
- D_c' . . . 3,28	- D_c''' . . . 2,18
<hr/>	<hr/>
НК ₂ . . . ПК 23+ 0,00	КК ₃ . . . ПК 27+13,40
+ T_2'' . . . 1+ 1,43	Контроль
BV_2 . . . ПК 24+ 1,43	НК ₁ . . . ПК 20+60,00
+ T_2'' . . . 1+ 1,43	+ K_c' . . . 2+40,00
<hr/>	<hr/>
25+ 2,86	НК ₂ . . . ПК 23+ 0,00
- D_c'' . . . 2,86	+ K_c'' . . . 2+ 0,00
<hr/>	<hr/>
НК ₃ . . . ПК 25+ 0,00	НК ₃ . . . ПК 25+ 0,00
	+ K_c''' . . . 2+13,40
	<hr/>
	КК ₃ . . . ПК 27+13,40

Из приведенного расчета и рисунка (рис. IX.9) видно, что только пикеты № 21, 22, 26 и 27 требуют специального выноса на кривую, а пикеты № 23, 24 и 25 оказались на своих местах в процессе

разбивки главных точек (пикеты № 23 и 25 как концевые точки кривых, а пикет № 24 как биссектриса промежуточной кривой).

В отдельных случаях кривые с большими углами поворота разбивают на ряд кривых с малыми углами, причем углы поворота концевых кривых принимают равными. В этом случае кривые не будут кратными, но зато элементы концевых кривых будут одинаковыми, что уменьшает подсчеты. Порядок расчета и разбивки такой кривой не меняется.

§ 8. ДЕТАЛЬНАЯ РАЗБИВКА КРИВЫХ И ВЫНОС ТОЧЕК ПИКЕТАЖА С КАСАТЕЛЬНОЙ НА КРИВУЮ

На окончательных изысканиях кроме разбивки главных точек производят детальную разбивку кривой, которая заключается в том, что на всем протяжении кривой через равные промежутки устанавливаются колья, расстояние между которыми зависят от радиуса кривой. При радиусе кривой 500 м и более колья устанавливаются, как правило, через 20 м; от 250 до 500 м — через 10 м и при радиусе 250 м и менее — через 5 м. Такая разбивка позволяет более точно определить объем работ, составить проект и выполнить работы по сооружению земляного полотна и укладке верхнего строения пути.

На практике применяются различные способы детальной разбивки кривых, из которых наиболее распространенными являются способы:

- прямоугольных координат;
 - засечек концов хорд;
 - продолженных или последовательных хорд.
- Выбор того или иного способа зависит от местных условий.

При способе прямоугольных координат положение точек кривой определяют в системе прямоугольных координат. Примем начало кривой точку *A* (рис. IX.10) за начало координат, направление касательной *AB* (тангенса) за ось абсцисс, а радиус в точке касания за ось ординат. Тогда из прямоугольного треугольника *СМО* находим координаты точки *C*:

$$X_1 = R \cdot \sin \varphi; \quad Y_1 = R - R \cdot \cos \varphi = R(1 - \cos \varphi) = 2R \sin^2 \frac{\varphi}{2}.$$

В приведенных формулах *R* — величина известная, а угол φ определяется по формуле $\varphi = \frac{180^\circ K}{\pi R}$ или в радианах $\varphi = \frac{K}{R}$.

Координаты следующих точек *D*, *E* и т. д. могут быть вычислены по тем же формулам, но так как следующие точки удалены от НК на расстояние 2*K*, 3*K* и т. д., то угол φ для следующих точек придется удвоить, утроить и т. д.

При разбивке кривых этих вычислений не делают, так как в таблицах для каждого радиуса имеются готовые координаты.

Для удобства разбивки в таблицах дают не самые абсциссы, а разность между длиной кривой данной точки и абсциссой этой же точки, т. е. *K*—*X*. Работы выполняются в следующем порядке. От

начала кривой в сторону вершины угла по касательной отмеряют длину отрезка кривой K и в обратную сторону отмеряют взятую из таблиц 3, 4 или 5 разность $K-X$. В полученной точке восстанавливают перпендикуляр к касательной, на котором рулеткой откладывают ординату и получают точку на кривой. Если детально разбивают круговую кривую, пользуются табл. 5; если разбивается кривая с переходными кривыми, то пользуются табл. 3.

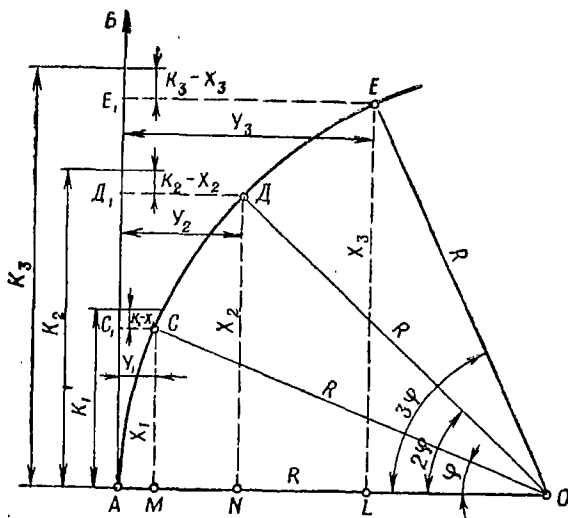


Рис. IX.10. Разбивка кривой способом прямоугольных координат

Для восстановления перпендикуляра пользуются экером или треугольником, образованным с помощью тесьмянной рулетки со сторонами 3, 4 и 5 м. Полученная точка закрепляется сторожкой. Также определяют все остальные точки до середины кривой. Затем переходят в конец кривой и разбивку ведут от конца к середине.

Таблица IX.2

K	R = 400						K
	l = 60		l = 40		l = 20		
	K - X	Y	K - X	Y	K - X	Y	
10	0,00	0,01	0,00	0,01	0,00	0,02	10
20	0,00	0,06	0,00	0,08	0,00	0,17	20
30	0,00	0,19	0,00	0,28	0,01	0,54	30
40	0,00	0,44	0,01	0,67	0,03	1,17	40
50	0,01	0,87	0,03	1,29	0,07	2,04	50
60	0,03	1,50	0,07	2,17	0,13	3,16	60

Пример. Пусть требуется выполнить детальную разбивку кривой с характеристикой $Kc=120$ м, $R=400$ м, $l=40$ м.

По табл. 3 на стр. 421 (в табл. IX.2 приведена часть табл. 3) определяем координаты для $R=400$ м и $l=40$ м.

От НК отложим ленту по касательной в сторону ВУ. По ленте отмерим отрезок $K=10$ м. По таблицам в нашем примере $K-X=0,00$; $Y=0,01$ м. Так как $K-X=0$, то перпендикуляр восстанавливаем напротив 10-метрового отсчета, и, отложив по перпендикуляру 1 см, забиваем сторожок с надписью К10. Затем проходим еще на 10 м вперед и определяем значение $K-X$ и ординату Y для $K=20$ м: $K-X=0,00$; $Y=0,08$ м. Восстановив перпендикуляр напротив 20-метрового деления, отложим ординату $Y=0,08$ м и получим вторую точку кривой. После этого ленту протаскиваем вперед на всю длину и так же находим третью точку. Для четвертой точки от начала кривой $K-X=0,01$ м, а $Y=0,67$ м. Отложим значение $K-X$, для чего отступим назад на 0,01 м и в этой точке восстанавливаем перпендикуляр и откладываем ординату $Y=0,67$ м.

В таблицах для нашего примера данные для $K=40$ м выделены жирным шрифтом. Этим подчеркнуто, что переходная кривая здесь закончилась и далее пойдет круговая кривая. Конец переходной кривой обозначается сторожком, с надписью КПК.

Далее разбивку ведем прежним порядком и, выставив 5-ю и 6-ю точки, дойдем до середины кривой СК. Выполнив разбивку до середины кривой, переходим в конец кривой и от конца ведем разбивку к середине аналогичным порядком.

Если разбивка выполнена правильно, то сторожки 6-й точки должны совпасть с выставленной биссектрисой.

Детальная разбивка кривых с несколькими углами поворота имеет некоторые особенности и выполняется в следующем порядке.

Сначала производят разбивку концевой кривой от НК₁ до СК₁ (рис. IX.9) по табл. 3. Затем переходят в точку КК₁ (НК₂) и разбивку ведут сначала в сторону СК₁, а затем в сторону СК₂. Для этого по линии тангенса от КК₁ (НК₂) протягивается лента, в точке КК₁ (НК₂) откладывается ордината Y , равная P , и проверяется правильность выноса точки КК₁ (НК₂) на кривую при разбивке главных точек кривой. Затем откладывают по ленте величины K и $K=X$, а по перпендикуляру Y и получают точки на кривой. Значения $K=X$ и Y берут в этом случае из табл. 4.

Выполнив разбивку до СК₁, а затем до СК₂, переходят в точку КК₂ (НК₂) и производят разбивку аналогичным порядком в сторону СК₂ и СК₃. Затем разбивку ведут от КК₃ к СК₃ с использованием данных табл. 3.

Способ прямоугольных координат позволяет вести разбивку с высокой точностью. Он прост по исполнению, но в стесненных условиях, например в тоннелях, на застроенной территории, в местах завалов, на высоких насыпях или в глубоких выемках, не может применяться. В этом случае можно применить способ засечек концов хорд.

Способ засечек концов хорд заключается в следующем. Пусть на рис. IX.11 точка A является началом кривой радиуса R с центром в точке O . Разделим дугу окружности на ряд равных по длине дуг $AK_1=K_1K_2=\dots=K$ и соединим эти малые дуги

хордами одинаковой длины $AK_1 = K_1K_2 = \dots = a_0$ (обычно $a_0 = 5, 10$ или 20 м). Из точки A проведем хорды AK_1 ; AK_2 ; AK_3 и т. д.

Обозначим центральный угол дуги AK_1 через α , а углы между касательной AM и хордами AK_1 , AK_2 , AK_3 и т. д. соответственно через δ_1 , δ_2 , δ_3 и т. д.

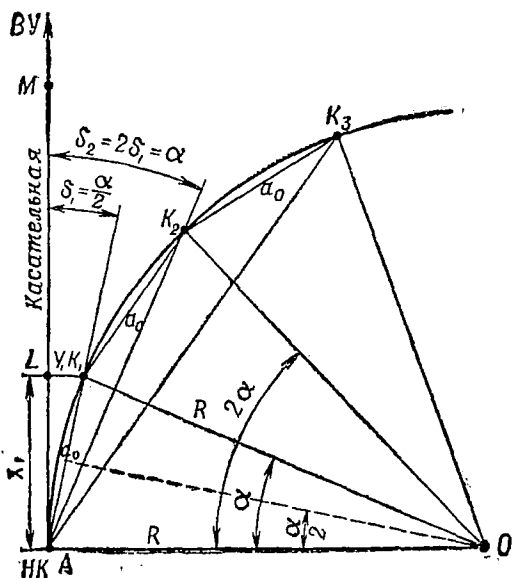


Рис. IX.11. Разбивка кривой засечками концов хорд

Из рис. IX.11 видно, что $\delta_1 = \frac{\alpha}{2}$; $\delta_2 = \frac{2\alpha}{2} = \alpha$ и т. д., а следовательно, $\delta_2 = 2\delta_1$; $\delta_3 = 3\delta_1$ и т. д.

При заданной величине хорды a_0 и при определенном радиусе

$$\delta_1 = \frac{\alpha}{2} = \frac{180K}{2\pi R}. \quad (\text{IX.8})$$

Угол δ_1 может быть получен также из отношения

$$\frac{a_0}{2} = R \cdot \sin \frac{\alpha}{2}, \text{ откуда } \sin \frac{\alpha}{2} = \frac{a_0}{2R}.$$

$$\text{Но } \frac{\alpha}{2} = \delta_1, \text{ тогда } \sin \delta_1 = \frac{a_0}{2R} \text{ или } \delta_1 = \arcsin \frac{a_0}{2R}.$$

Кроме того, углы могут быть определены и по другой формуле: из ΔAK_1L имеем $\frac{y_1}{x_1} = \text{tg } \delta_1$, т. е. тангенс угла равен отношению ординаты точки K к ее абсциссе, или $\delta_1 = \text{arctg } \frac{y_1}{x_1}$.

В таблицах Д. И. Власова и В. Н. Логинова (табл. 7) для разбивки круговых кривых углы подсчитаны по формуле (IX.8), а для кривых с переходными кривыми — по формуле $\delta = \arctg \frac{y}{x}$.

Суть способа разбивки кривых засечками заключается в том, что при разбивке кривой теодолитом, установленным в ее начале, отбивают угол δ_1 , лентой или рулеткой откладывают хорду a_0 и получают точку кривой K_1 . Затем, не меняя стоянки теодолита, откладывают угол δ_2 , протягивают ленту вперед и закрепляют один конец ее в точке K_1 , а другой после натяжения ленты поворачивают относительно точки K_1 до тех пор, пока он не совпадет с визирной осью трубы и таким образом получают точку K_2 . Далее разбивку ведут таким же порядком до середины кривой. Затем теодолит переносят в конец кривой и разбивку ведут от конца кривой к середине таким же порядком. В середине кривой производят контроль правильности разбивки по выставленной точке $СК$.

При работе с 30-секундным теодолитом расхождение последней точки с обозначенной точкой $СК$ может быть до 20 см и более. Полученную невязку можно разогнать путем перестановки забитых сторожков пропорционально расстоянию точек от $НК$ и $КК$. При этом сдвигу любой точки можно определить по формуле

$$X_i = \frac{K_i f}{\frac{K}{2}},$$

где X_i — расчетная сдвигка точки;

$\frac{K}{2}$ — половина длины кривой;

K_i — длина кривой от $НК$ до рассматриваемой точки X ;

f — невязка в середине кривой.

При разбивке кривой большой длины может оказаться, что при наблюдении от $НК$ на какую-либо дальнюю точку визирный луч попадает на препятствие (здание, деревья и т. д.) или данных таблиц недостаточно для продолжения разбивки. В этом случае можно продолжить разбивку кривой засечками из любой точки, расположенной за пределами переходной кривой.

Допустим, необходимо продолжить разбивку из точки 5 (рис. IX.12). В этом случае необходимо определить направление касательной в точке K_5 . Направление касательной задают углом γ между хордой $A = K_5$ и касательной, который определяется по формуле

$$\gamma = \alpha - \delta,$$

где α — центральный угол, соответствующий длине расчетной круговой кривой ($K_k = K_c - 0,5l$);

K_c — общая длина переходной и следующей за ней круговой кривой от точки $НК$ до точки 5;

δ — угол между направлением касательной и лучом визирования.

Последовательность выполнения расчетов и полевых работ рассмотрим на примере.

Пример. Пусть требуется выполнить детальную разбивку кривой при $R=500$ м, $l=40$ м (рис. IX.12).

Расчет ведем по табл. 6 (образец этой таблицы приведем в табл. IX.3).

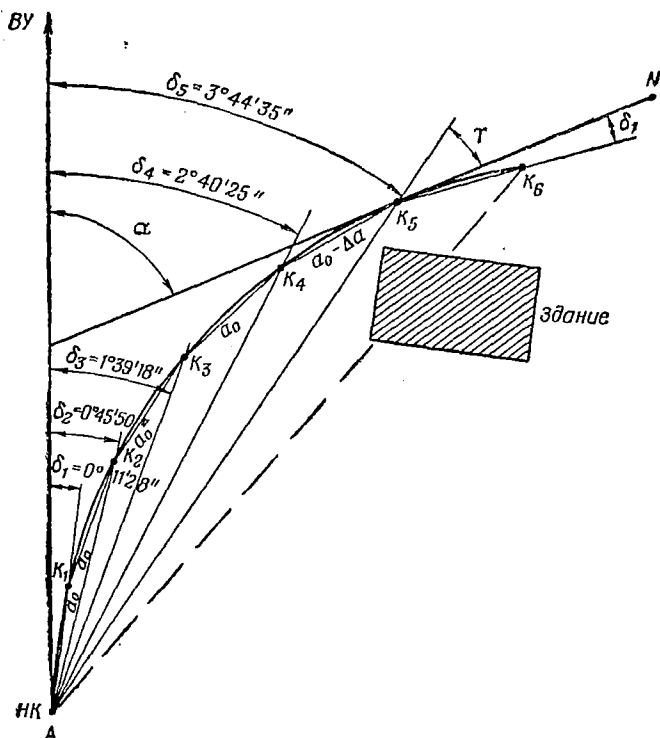


Рис. IX.12. Разбивка длинной кривой засечками с перестановкой теодолита

Таблица IX.3

К	R = 500, a ₀ = 20						К
	l = 80		l = 60		l = 40		
	δ	Δα ₀	δ	Δα ₀	δ	Δα ₀	
20	0°05'44"		0°07'38"		0°11'28"		20
40	0 22 55		0 30 33		0 45 50		40
60	0 51 34		1 08 45		1 39 18		60
80	1 31 40		2 00 19		2 40 25		80
100	2 22 05		2 58 44		3 44 35	1	100

В начале кривой в точке А устанавливаем теодолит. Совмещаем нули лимба и алидады и наводим трубу на вежу, стоящую в направлении ВУ (по линии тангенса).

Из табл. IX.3 для $R=500$ м и $l=40$ м берем хорду $a_0=20$ м. При $K=20$ м угол $\delta_1=0^\circ 11' 28''$. Закрепив лимб, поворачиваем алидаду на угол δ_1 . Натянув ленту или рулетку длиной, равной длине хорды (20 м), из NK по направлению луча визирования, совмещаем конец ленты с вертикальной нитью трубы и получаем точку K_1 на кривой. После этого алидаду поворачиваем до угла $\delta_2=0^\circ 45' 50''$, ленту перемещаем вперед и один конец закрепляем в точке K_1 , а второй натягиваем вперед, вращаем до совмещения с вертикальной нитью и получаем точку K_2 на кривой и т. д.

При определении точки K_5 хорду необходимо уменьшить на 1 см, так как в таблице дана поправка $\Delta a_0=1$ см. Она введена потому, что в таблицах хорды a_0 даны с округлениями, которые должны компенсироваться за счет поправок к отдельным хордам. В нашем случае из точки K_4 по направлению к точке K_5 необходимо отложить хорду длиной 19,99 м.

Предположим, что точка K_5 из NK не видна. В этом случае разбивку продолжаем из точки K_5 , приняв ее за начало кривой. Теодолит переносим в точку K_5 . Определяем угол γ — угол между продолжением хорды $A-K_5$ и касательной в точке K_5 : $\gamma=\alpha-\delta_5$, где δ_5 — угол для разбивки точки K_5 ($\delta_5=3^\circ 44' 35''$).

Из рис. IX.11 видно, что на круговой кривой угол α равен двойному углу, образованному касательной и хордой, а следовательно, $\alpha=2\delta$. А так как α — угол разбитой части круговой кривой, то значение δ необходимо брать для этой длины круговой кривой, т. е. $Kk=Kc-0,5l=100-0,5 \cdot 40=80$ м.

По табл. 7 на стр. 507 для $K=80$ м находим $\delta=4^\circ 35' 01''$, $\alpha=2\delta=9^\circ 10' 02''$, $\gamma=\alpha-\delta_5=9^\circ 10' 02''-3^\circ 44' 35''=5^\circ 25' 27''$.

Установив теодолит в точке K_5 , наводим его на точку A , поворачиваем алидаду на угол $\gamma=5^\circ 25' 27''$, переводим трубу через зенит и по вертикальной нити трубы устанавливаем вешку N .

Дальнейшая разбивка точек K_6, K_7 и т. д. ведется по новой касательной K_5-N углами $\delta_1, \delta_2, \delta_3$ и т. д. по табл. 7 (стр. 507), образец которой приведен в табл. IX.4.

Таблица IX.4

K	$a_0 = 20$						K
	R = 500		R = 400		R = 350		
	δ	Δa_0	δ	Δa_0	δ	Δa_0	
20	1°08'45"		1°25'57"		1°38'13"		20
40	2 17 31		2 51 53		3 16 27		40
60	3 26 16		4 17 50	1	4 54 40		60
80	4 35 01	1	5 43 46		6 32 53		80
100	5 43 46		7 09 43		8 11 06		100

Разбивка способом засечек концов хорд имеет тот недостаток, что ошибка, допущенная в одной точке, передается всем последующим, вследствие чего происходит накопление погрешностей.

В местах очень стесненных, например застроенных в районе завалов и т. п., где невозможно применить описанные выше способы, может найти применение приближенный способ продолженных хорд — только для разбивки круговых кривых (рис. IX.13).

Разбивку ведут в такой последовательности. Первую точку на кривой K_1 определяют с помощью прямоугольных координат X и Y . Длину хорды берут 10 или 20 м. После получения точки K_1 ленту укладывают по продолжению прямой AK_1 и в точке B на расстоя-

нии a , равном длине хорды, ставят шпильку. К этой же точке B прикладывают рулетку, на которой отложено необходимое расстояние d . Затем начинают поворачивать ленту относительно точки K_1 в сторону центра кривой на величину d , а рулетку относительно точки B и в месте пересечения ленты с рулеткой получают точку K_2 . Далее таким же порядком разбивку ведут до середины кривой; вторую половину разбивают с конца кривой.

Разбивку можно вести без применения таблиц, определяя необходимые данные расчетом. Для определения d рассмотрим треугольники OK_1K_2 и K_1BK_2 . Треугольники равнобедренные и имеют по равному углу, следовательно, они подобны.

Из подобия треугольников $\frac{d}{a} = \frac{a}{R}$, откуда $d = \frac{a^2}{R}$. Этот способ прост, но менее точен, нежели предыдущие, и имеет недостаток, связанный с накоплением погрешностей.

Для подготовки трассы к нивелированию производят вынос пикетов и плюсов на кривую. Вынос точек с касательной на кривую производится так же, как и детальная разбивка кривой по способу прямоугольных координат. Разница заключается только в том, что при детальной разбивке кривой откладывают величины K , равные 5, 10, 15 м и т. д., а при выносе пикетных точек вместо K необходимо подставлять расстояние от начала или конца кривой до пикетной точки.

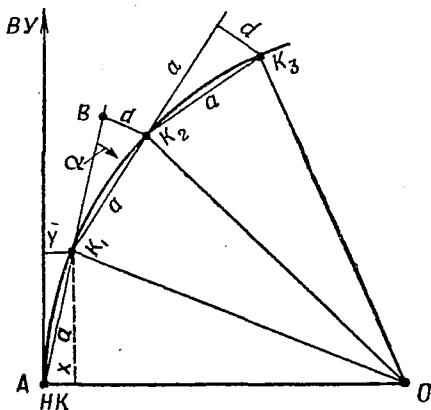


Рис. IX.13. Разбивка кривых способом продолженных хорд

Порядок выполнения работ и расчетов поясним на примере (рис. IX.14). Пусть дана кривая $R=400$ м, $l=40$ м, $Kc=180$ м, $Tc=101,12$ м; начало кривой согласно расчету находится на ПК 14+75, конец кривой на ПК 16+55, т. е. пикет 15 находится на расстоянии 25 м от НК, а пикет 16 на расстоянии 55 м от НК.

Для выноса ПК 15 на кривую по табл. IX.2, интерполируя, найдем значение $K-X=0$ и $Y=0,18$ м. Отмерив по ленте 25 м от начала кривой и восстановив перпендикуляр $Y=0,18$, получим точку ПК 15 на кривой.

Для выноса на кривую ПК 16 от конца кривой необходимо отмерить $K=55$ м и отложить назад величину $K-X=0,05$ м. Из полученной точки восстановить перпендикуляр и отложить ординату $Y=1,73$. Полученная точка будет ПК 16 на кривой.

Разбивка кривой при недоступной вершине угла поворота может потребоваться в сложных условиях местности, например в горных ущельях, в районах завалов, у озер и рек и т. п. (рис. IX.15). Для того чтобы в этих условиях определить угол поворота, элементы кривой и выполнить разбивку, необ-

ходимо соединить два направления трассы (два тангенса) прямой линией DK , возможно ближе придвинутой к вершине угла.

Если в точке C провести вспомогательную линию CM параллельно DK , то нетрудно заметить, что $\alpha = \delta_1 + \delta_2$. Измерив углы δ_1 и δ_2 , найдем α . По найденному углу поворота α и радиусу кривой из таблиц определяем T и B . Из треугольника $ДСК$ находим отрезки $ДС$ и $СК$ и затем находим расстояния $T-ДС=АД$, $T-КС=КВ$. Отложив от точки D расстояние $АД$, а от точки K расстояние $КВ$, получим начало и конец круговой кривой — точки A и B .

Для определения положения середины кривой (точки E) рассмотрим прямоугольный треугольник FCE , в котором $CE=B$.

$$\beta = \frac{180^\circ - \alpha}{2}; FC = GC = \frac{CE}{\cos \beta}; FC - DC = FD; GC - KC = KG.$$

Отложив от точек D и K отрезки DF и KG , получим точки F и G . Разделив линию FG пополам, получим середину кривой.

§ 9. ЗАКРЕПЛЕНИЕ ТРАССЫ

Трасса железнодорожной линии в ходе разбивки должна закрепляться. Закрепление ее должно быть надежным, с тем чтобы в любое время строительства можно было восстановить ось трассы, вершины углов поворота, пикеты, начало, середину и конец кривых и другие необходимые при строительстве точки.

Каждая вершина угла поворота должна закрепляться точкой, угловым столбом и створными столбами.

Ось трассы между вершинами углов поворота не реже чем через 500 м закрепляется деревянными створными столбами длиной 1,5—2 м, диаметром 15—20 см, зарытыми в землю на глубину 1,2—1,5 м. Сверху в столб по линии створа забивается гвоздь.

Створными столбами закрепляется и трасса на мостовых переходах через реки. На каждом берегу реки устанавливается по два столба: первый столб примерно в 50—75 м от уреза воды, второй — в 50 м от первого. Створ фиксируется гвоздями, забитыми в верхние срезы столбов. На затесанной части столба надписывают «створ» и обозначают год выполнения работ.

Наряду с закреплением плана линии производится и закрепление основных высотных точек нивелирования, для чего на трассе устанавливаются постоянные и временные реперы (рис. VII.18 и 19). Постоянные реперы устанавливаются на конечных пунктах трассы и в промежуточных пунктах: на больших станциях, где предусматривается строительство зданий и различных сооружений, у больших мостов и тоннелей, но не реже чем через 15 км в населенных местах и через 30 км в мало населенных местах.

Помимо постоянных реперов, вдоль трассы должны быть установлены временные реперы не реже чем через 2 км. Временные ре-

перы желательнo устанавливатъ вблизи строящихся искусственных сооружений или вблизи мест с большими объемами земляных работ.

При устройстве мостовых переходов через реки шириной до 300 м постоянный репер устанавливается на одном из берегов, а при ширине реки более 300 м постоянные реперы устанавливаются на обоих берегах. В пунктах наблюдения уреза воды устанавливаются временные реперы.

§ 10. НИВЕЛИРОВАНИЕ ТРАССЫ И ПОПЕРЕЧНИКОВ

Для определения отметок пикетных и плюсовых точек и точек поперечников, по которым составляют продольные и поперечные профили, производят нивелирование трассы.

Нивелировочная команда состоит, как правило, из восьми человек и делится на две группы. Группу возглавляет нивелировщик, в распоряжении которого три человека: один — для переноски инструмента и два — для установки реек.

Каждая группа оснащается одним нивелиром со штативом, двумя рейками, двумя переносными фиксаторами, одним экером, рулеткой и топором. Кроме этого, у каждого нивелировщика должна быть схема пикетажа, ведомость реперов и журналы нивелирования.

Перед началом работ необходимо произвести проверку нивелира и реек.

Команда выполняет двойное нивелирование трассы, что обеспечивает надежный контроль.

Нивелирование ведут способом «из середины». Расстояние от нивелира до реек устанавливается в зависимости от рельефа местности и от видимости. На местности с ровным рельефом и при хорошей видимости оно принимается не более 100—150 м.

Первый нивелировщик нивелирует все точки (пикетные и плюсовые), обозначенные при трассировании, а второй идет вслед за первым и нивелирует лишь те точки, которые были приняты первым нивелировщиком за связующие, осуществляя тем самым контроль за первым нивелировщиком.

Второй нивелировщик, как правило, одновременно с нивелированием трассы нивелирует поперечники.

Нивелирование трассы производится техническими нивелирами. По возможности оно должно начинаться и заканчиваться на реперах или марках государственного нивелирования с привязкой нивелирного хода ко всем реперам, расположенным вдоль трассы.

Порядок выполнения работ по нивелированию трассы рассмотрим на примере нивелирования участка трассы от ПК0 до ПК7 (рис. IX.16).

Предположим, что в начале трассы вблизи ПК0 расположен репер № 2 с абсолютной отметкой 110.530, а вблизи пикета 7 — ре-

пер № 3 с абсолютной отметкой 109.100. Используются нивелир глухой, рейки двусторонние с разностью нулей пят 4683 мм и 4783 мм.

Нивелирование начинаем от репера № 2. Установив нивелир между репером и ПК0, берем отсчет по рейкам, установленным на репере и ПК0, и записываем их в журнал (табл. IX.5). Разность отсчетов дала превышение пикета над репером. Затем нивелир устанавливаем на станцию № 1, причем станция выбирается, соотносясь с местностью, так чтобы с одной станции можно было наблюдать возможно большее количество точек трассы.

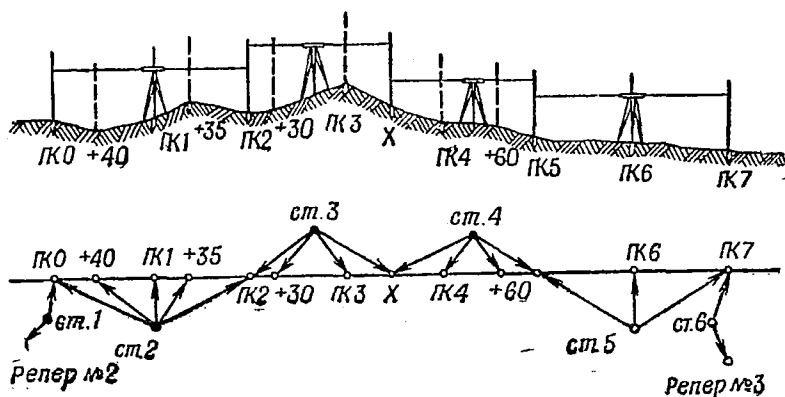


Рис. IX.16. Порядок работ по нивелированию трассы

В качестве связующих точек выбирают пикетные точки или плюсовые, но в отдельных случаях при нивелировании крутых склонов, когда впереди нет соответствующей по расстоянию (до задней рейки) пикетной или плюсовой точки, то используют как связующую икс-точку. Для установки рейки в этом месте забивают кол или устанавливают башмак.

Все точки (пикетные и плюсовые), которые будут находиться между связующими, называются промежуточными.

Все связующие точки нивелируют с контролем. Если контроль осуществляется применением двусторонних реек, как принято в нашем случае, то отсчеты на связующие точки берут по двум сторонам реек, а на промежуточных точках — по черным сторонам реек. Если же контроль осуществляется изменением горизонта инструмента, то в этом случае по односторонним рейкам на связующих точках берут по два отсчета, изменяя перед вторыми отсчетами высоту инструмента. На промежуточных точках отсчет берут, не изменяя горизонта инструмента.

№ по пор.	Точки визирования	Отсчет по рейке			Превыше-ние, мм		Среднее превыше-ние, мм		Горизонт инстру-мента	Отметки	
		задний	передий	промежу-точный	+	-	+	-		вычи-сленные	исправ-ленные
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
Первый нивелир											
1	Реп. 2 ПК0	586 5269	898 5683			312 414		-5 313		110.530 110.217	110.530 110.212
2	ПК0 +40 ПК1 +35 ПК2	665 5451		1770 770 665		94 196		-5 95	110.882	109.112 110.112 110.217 110.312	110.302
3	ПК2 +30 ПК3 x	1028 5711		1020 520		181 282		-5 181	111.340	110.320 110.830 110.131	110.116
4	x ПК4 +60 ПК5	171 4954		295 1250		1298 1198		-5 1298	110.302	110.007 109.052 108.833	108.813
Пос-тра-ничный кон-троль								95	1792	$H_n = 110.530$ $H_k = 108.833$	
		$\Sigma a = 23835$ $\Sigma b = 27230$								$\Sigma h = H_k - H_n$	
$\frac{1}{2}$		$(\Sigma a - \Sigma b) = \frac{1}{2}(23835 - 27230) = -1697$ $\Sigma h = -1697$ $\Sigma h = -1697$									
5	ПК5 ПК6 ПК7	1130 5815		780		150 52		-5 151	109.963	108.833 109.183 108.984	108.813 108.959

№ по пор.	Точки визирования	Отсчет по рейке			Превышение, мм		Среднее превышение, мм		Горизонт инструмента	Отметки	
		задний	передний	промежуточный	+	-	+	-		вычисленные	исправленные
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
6	ПК7 Реп. 3	995 5778	850 5333		145 245		-4 145			109.129	109.100

Постраничный контроль

13718 13126

+296

H_k 109.129
 H_k 108.833

$$\frac{1}{2} (\Sigma a - \Sigma b) = 592 : 2 = 296$$

$$\Sigma h = 296$$

$$\Sigma h = 296$$

Контроль по ходу

37553 40356
-2803

391 1792

$H_n = 110.530$
 $H_k = 109.129$

$$\frac{1}{2} (\Sigma a - \Sigma b) = -2803 : 2 = -1401 \quad \Sigma h = -1401 \quad \Sigma h = -1401$$

Невязка хода

$$fh = \Sigma h_n - (H_{\text{реп.2}} - H_{\text{реп.3}}) = -1401 - (110530 - 109129) = +29 \text{ мм}$$

Допустимая невязка

$$\text{доп. } fh = \pm 50 \sqrt{L} = \pm 50 \cdot \sqrt{0.7} = 42 \text{ мм}$$

Второй нивелир

Реп. 2	525 5258 605	830							110.530 110.217
ПК0	5391	5620		313 412	313			110822	
Л30			1150						109672
Л60			1460						109362
П20			2260						108562
П40			2840						107982
П65			2940						107882
ПК1									
Л25			980						109842
Л60			1120						109702
П30			1780						109042
П60			1890						108932
ПК2		511 5198		94 193	94				110311
Л30			870						109952
Л60			1250						109572
П30			1860						108962
П65			2125						108697

Работу по станции № 2, например, выполняют в следующем порядке: заполняют 1-ю и 2-ю графы журнала (табл. IX.5). Трубу наводят на заднюю рейку, установленную на ПК0, по черной стороне рейки берут отсчет (665) и пишут его в графу 3. Затем трубу наводят на переднюю рейку, установленную на ПК2, по черной стороне рейки берут отсчет (571) и пишут в графу 4. Вычисляют превышение $h = 665 - 571 = 94$ и записывают в графу 6. После этого берут отсчеты по красной стороне передней рейки (5255) и записывают в графу 4 и по красной стороне задней рейки (5451) и записывают в графу 3. Вычисляют превышения по отсчетам красных сторон реек $h = 5451 - 5255 = 196$ и записывают в графу 6.

Разность превышений (З ч—П ч) и (З к—П к) ± 100 мм не должна быть больше 4 мм.

В нашем примере разность превышений составляет $96 - 94 = 2$ мм. Из превышений графы 6 (или 7) берут среднее (95) и записывают в графу 8 (или 9).

Производят швелирование промежуточных точек. При этом задний реечник, двигаясь вперед, поочередно ставит рейку на промежуточные точки (+40, ПК1, +35) и по ее черной стороне берут по одному отсчету (1770; 770; 665) и записывают в графу 5. На этом работу на станции 2 заканчивают и переходят на станцию 3. Реечник на ПК2 остается на месте и для новой станции бывшая передняя связующая точка становится задней связующей точкой. Реечник бывшей задней связующей точки (ПК0) ставит рейку на переднюю связующую точку новой станции. На новой станции переднюю связующую точку выбирают по условиям местности. В нашем примере, если рейку поставить на ПК4, то она не будет видна; плюсовых же точек между ПК3 и ПК4 нет, так как уклон ровный. В этом случае целесообразно применить в качестве связующей точки икс-точку. Такие точки служат только для связи между смежными станциями, на профиль они не наносятся.

По отметке задней точки (ПК0) и среднему превышению определяют отметку передней точки (ПК2) по формуле $H_n = H_{n-1} + h_1$, где H_{n-1} — отметка предыдущей точки;
 h_1 — среднее превышение.

В нашем примере отметка ПК2 будет $H_n = 110.217 + 95 = 110.312$.

При заполнении журнала нивелирования записи необходимо вести так, чтобы каждая страница начиналась с отсчета на заднюю точку и заканчивалась отсчетом на переднюю. Такая запись упрощает постраничный контроль, который делается в конце каждой страницы следующим образом. Подсчитывают сумму отсчетов по графе 3 (Σa) и по графе 4 (Σb) и разность этих сумм делят пополам. В нашем примере для первой страницы $\frac{\Sigma a - \Sigma b}{2} = \frac{23835 - 27230}{2} = -1697$.

Подсчитывают сумму превышений по графам 8 и 9 и берут их алгебраическую сумму $\Sigma h = 195 - 1792 = -1697$.

В графе 11 берут разность отметок конечной и начальной точек страницы $\Sigma h = H_k - H_n = 108.833 - 110.530 = -1697$.

Все три итога должны быть равны.

При нивелировании трассы в поле производится, как правило, подсчет отметок только связующих точек трассы и постраничный контроль журнала. Дальнейшая обработка материалов нивелирования производится в камеральных условиях. Она заключается в проверке журнала нивелирования, в подсчете всех отметок, необходимых для составления продольных и поперечных профилей, и в увязке хода. В конце журнала точно так же, как и в конце каждой страницы, делается контроль всего хода, а затем производится увязка хода между реперами.

Невязка нивелирного хода, проложенного между реперами, равна сумме превышений минус разность отметок конечного и начального реперов. Невязка хода не должна быть более доп. $fh = \pm 50 \sqrt{L}$ (мм), где L — длина хода, км.

В нашем примере невязка хода составила

$$fh = \Sigma h - (H_{\text{реп 3}} - H_{\text{реп 2}}) = -1401 - (109,129 - 110,530) = 29 \text{ мм.}$$

Допустимая невязка доп. $fh = \pm 50 \sqrt{0,7} = 42 \text{ мм.}$

Следовательно, невязка 29 мм допустима.

Эту невязку необходимо распределить по всему нивелирному ходу. Для этого невязку делят на число станций и получают поправку с округлением до 1 мм, которую вносят на каждую станцию с обратным знаком. В нашем примере поправка будет равна $29 : 6 = 4,8$. Для первых пяти станций берем поправку — 5 мм, а для 6-й станции — 4 мм. Меньшую поправку следует брать там, где длина между связующими точками наименьшая.

Если число станций окажется меньше числа миллиметров невязки, то в этом случае поправки вводят через несколько станций, но так, чтобы промежутки между ними были равны. Например, число станций 15, а невязка — 8 мм; в этом случае, поправки по 1 мм вводят в превышения восьми станций, т. е. № 1, 3, 5 и т. д.

Поправки пишут в графах 8 или 9 над превышениями. Сумма поправок должна быть равна невязке с обратным знаком. Отметки связующих точек в графе 12 вычисляют с учетом поправок.

Вычислив высоты всех связующих точек, приступают к вычислению горизонтов инструмента только для тех станций, на которых имеются промежуточные точки и поперечники. Горизонт инструмента вычисляется по формуле

$$H_{г. н} = H_n + a,$$

где a — отсчет на заднюю связующую точку.

Например, горизонт инструмента для станции 2 равен

$$H_{г. и2} = 110.217 + 665 = 110.882.$$

Отметки промежуточных точек и точек поперечников определяются по формуле

$$H = H_{г. и} - b,$$

где b — отсчет на данную точку.

По отметкам точек составляется продольный профиль, проектируются земляное полотно и искусственные сооружения, составляются сметы. Поэтому журнал нивелирования является важным документом и ошибки в записях в журнале совершенно недопустимы.

Нивелирование поперечников может производиться как совместно с нивелированием трассы, так и отдельно. Если поперечников много и длина их значительная, то их нивелируют отдельно и записывают в отдельном журнале; если же мало, то их нивелируют совместно с нивелированием трассы и результаты заносят в журнал нивелирования трассы. Способы нивелирования поперечников будут зависеть от условий местности и протяженности поперечников. Порядок выполнения работ при нивелировании поперечников изложен в главе VIII.

§ 11. ПЕРЕДАЧА ОТМЕТОК ЧЕРЕЗ РЕКИ И ОБРАГИ

Передача отметок через реки производится двойным нивелированием различными способами. Выбор способа зависит в основном от ширины реки и местных условий. При этом работы производятся в период спокойных изображений и не менее двух раз: утром (не ранее чем через 1 ч после восхода солнца и до 9 ч) и вечером (после 16 ч, заканчивая их за час до захода солнца).

При ширине реки до 100—150 м нивелирование производится обычными приемами: нивелир устанавливают на одном берегу и определяют превышение связующих точек, расположенных на противоположных берегах:

При ширине реки до 300 м для передачи отметки на одном берегу закладывают репер, отметка которого известна. На противоположном берегу закладывают другой репер, отметку которого требуется определить. На каждом берегу в точках, расположенных в 20 м от реперов, устанавливают нивелиры. Отсчеты берут сначала по обеим сторонам ближних реек, а затем по обеим сторонам дальних реек. Расхождения между превышениями, полученными в одном приеме, не должны превышать 10 мм на каждые 100 м расстояния от нивелира до дальней реки. Перечисленные действия составляют один прием. Второй прием выполняется в том же порядке, но в другое время дня. За окончательное превышение принимается среднее арифметическое из всех приемов.

Если ширина реки превышает 300 м, то надо подыскать такое место перехода, где посередине реки был бы остров или отмель, на которых можно забить сваи и на них установить рейку. На берегах

закладывается два репера. Нивелирование производится одновременно двумя нивелирами.

При больших расстояниях, когда нельзя взять отсчеты непосредственно по рейкам, применяются специальные марки, передвигаемые вдоль рейки по указанию наблюдателя. В таких случаях отсчет на рейке делает реечник по сигналу наблюдателя после того, как будет установлена марка по горизонтальной нити сетки нитей нивелира.

Для передачи отметок через реки со спокойным и прямолинейным течением можно использовать уровень воды, который можно считать горизонтальным. При этом против установленных береговых реперов вблизи уреза воды выкапывают ямки, которые соеди-

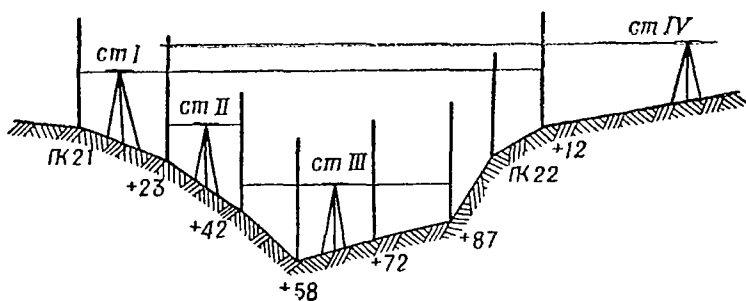


Рис. IX.17. Передача отметки через овраг

няют канавками с рекой и заполняют их водой. В обе ямки забивают одновременно кольца так, чтобы верхние срезы их одновременно оказались вровень с поверхностью воды. Кольца забивают по установленному сигналу. После забивки кольца сразу же связывают нивелировкой с реперами. Очевидно, что превышение между реперами будет равняться разности превышений, полученных при нивелировании между кольями в ямках и реперами. Передача отметок таким способом делается не менее двух раз, расхождение результатов не должно превышать 20 мм.

При нивелировании оврагов с крутыми скатами обычно приходится делать много установок нивелира, в результате чего снижается точность передачи отметок с одной стороны оврага на другую. В таких случаях при подходе к оврагу необходимо прежде всего передать отметку на противоположную сторону оврага. Такой точкой является плюсовая на пикете 22+12 (рис. IX.17), которая взята с первой станции. Одновременно с этой же станцией нивелируют точки +23 и пикет 22 как промежуточные. Порядок определения отметок других точек виден из рис. IX.17.

На склонах оврага между пикетами и плюсами расстояния бывают так малы, что взять отсчеты по рейкам невозможно. В таких случаях нивелир устанавливают в стороне от оси трассы так, чтобы расстояния от инструмента до связующих точек были примерно одинаковы.

Если нивелир на склоне крутого оврага устанавливать затруднительно, то нивелирование производят с помощью ватерпаса.

§ 12. ПОДРОБНЫЙ ПРОДОЛЬНЫЙ ПРОФИЛЬ. ПОПЕРЕЧНЫЙ ПРОФИЛЬ ЗЕМЛЯНОГО ПОЛОТНА

Продольным профилем железной дороги называется вертикальный разрез по оси трассы, развернутый на плоскость. Продольный профиль является основным документом, по которому ведется проектирование, а затем строительство железной дороги. Он составляется по данным нивелирного журнала и пикетажной книжки и позволяет правильно оценить рельеф местности по трассе, определить уклоны, подсчитать объем работ.

Подробный продольный профиль составляют на миллиметровой бумаге в масштабах: для горизонтальных расстояний — 1 : 10 000, для вертикальных 1 : 200 (рис. IX.18). Составление профиля начинается с вычерчивания сетки на миллиметровой бумаге. Отступив снизу 5—6 см, проводят линию, на которой размечают и нумеруют пикеты. Проведя на 7 мм выше вторую линию, получают графу «Расстояния». В этой графе вертикальными линиями — ординатами выделяют пикеты и плюсы.

Для сокращения записей полный номер пикетов пишется только на целых десятках. На остальных пикетах пишется только последняя цифра номера. Наименование плюсовых точек не пишут, но в масштабе отмечается их расстояние. В пределах пикета между ординатами пишут расстояние от начала пикета до первой плюсовой точки, расстояния между плюсовыми точками и расстояние от последней плюсовой точки до конца пикета.

При наличии неправильного (резаного) пикета, длина которого больше или меньше 100 м, его откладывают, как и обычный пикет, т. е. длиной 1 см. Неправильный пикет отмечают двумя утолщенными линиями и пишут его длину.

Действительное расстояние от начала трассы измеряется не пикетами, которые могут иметь перебор и рубленые вставки, а километрами. Если начало трассы имеет пикет 0, то километровые указатели приходятся точно на каждом десятом пикете, а после неправильного пикета километровые указатели будут смещены. Километровые указатели наносят линией с кружком на конце (диаметром 5 мм); правую половину кружка заливают тушью.

Ниже линии пикетов показывают план трассы в виде прямых и кривых линий. Кривые показывают дугами, обращенными выпуклостями вниз или вверх. Выпуклость дуги вверх указывает на поворот трассы вправо, а вниз — влево. На прямых участках трассы над линией плана записывают их длину, а внизу пишут дирекционные углы.

На вертикальных линиях, соединяющих начало и конец дуги кривой с пикетами, указывают расстояние до пикетных точек. Для каждой кривой указывают угол поворота, радиус, длину кривой, тангенс и длину переходной кривой.

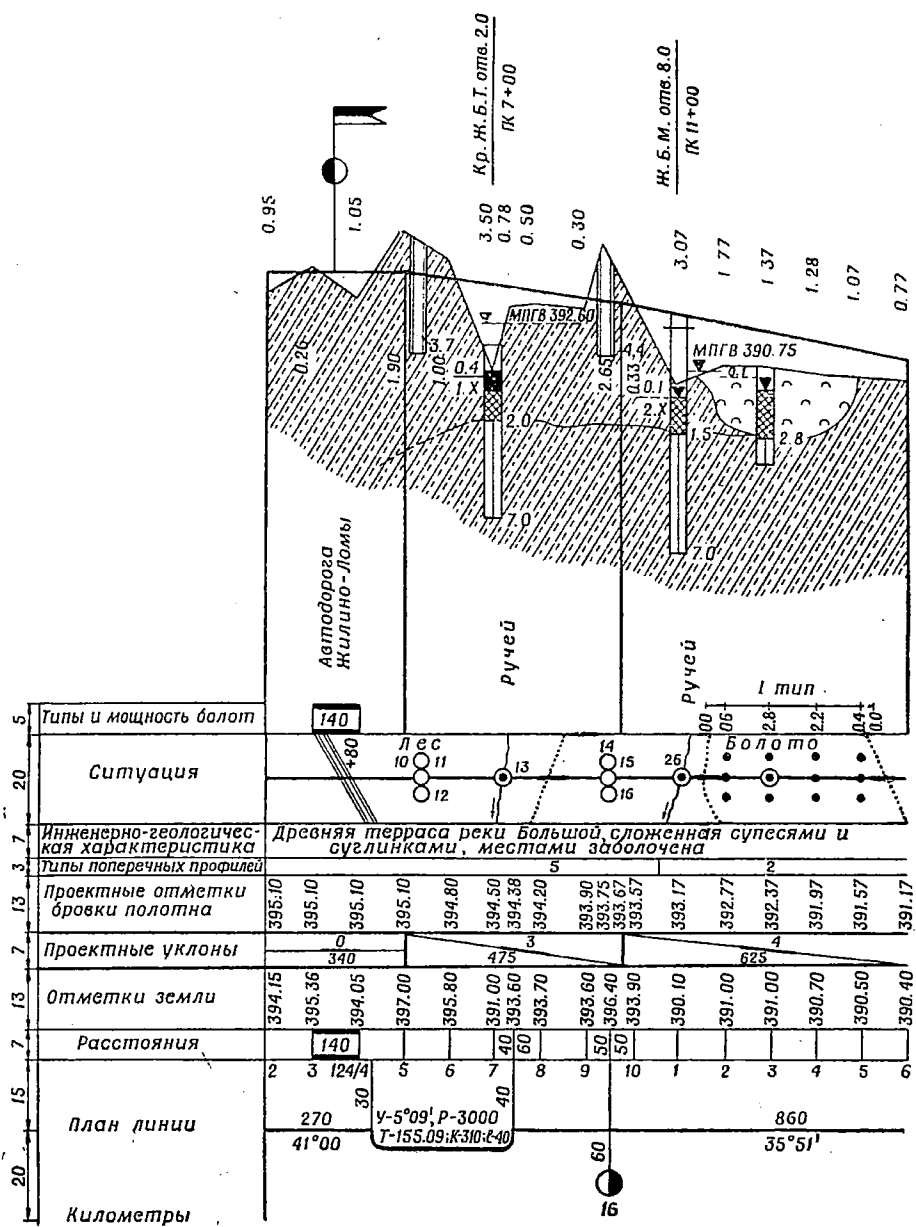


Рис. IX.18. Подробный продольный профиль железной дороги

На 13 мм выше графы расстояний проводят линию и получают графу «Отметки земли». В эту графу записывают из журнала отметки пикетных и плюсовых точек с округлением до 1 см.

Графы «Проектные уклоны» и «Проектные отметки бровки земляного полотна» заполняют после проектирования линии. Над ними в графе шириной 3 мм указывают типы поперечных профилей. В графе «Ситуация» посередине показывают спрямленную ось трассы и наносят ситуацию по данным шкелетного журнала.

Графу «Инженерно-геологическая характеристика» заполняют по данным геологических изысканий.

После построения сетки приступают к вычерчиванию в масштабе вертикального разреза местности. Для этого верхней линии сетки дают условную отметку (например, 100, 200, 250 и т. д.) таким образом, чтобы при откладывании отметок по ординатам вверх в принятом вертикальном масштабе получать точки пикетов и плюсов в верхней части чертежа. Отложенные на ординатах точки соединяют прямыми линиями. Полученная ломаная линия и является профилем поверхности земли по оси трассы.

Нанесение проектных данных на профиль. По профилю поверхности земли, по оси трассы проектируют линию бровки земляного полотна будущей железной дороги. При этом выполняется ряд условий: объем земляных работ должен быть минимальным, уклоны не должны быть крутыми, отрезки горизонтальных прямых и наклонных линий должны быть не менее определенной величины и т. п.

Подробно проектирование трассы линии рассматривается в курсе «Изыскания железных дорог».

Запроектированная линия бровки земляного полотна называется проектной. В ходе проектирования вычисляют проектные отметки бровки земляного полотна на пикетных и плюсовых точках. Разность проектной отметки и отметки земли какой-либо точки профиля называется рабочей отметкой. Положительная рабочая отметка выражает высоту насыпи, а отрицательная — глубину выемки. Высота насыпи указывается над проектной линией, глубина выемки — снизу.

Проектная отметка начала линии задается, а отметки других точек линии могут быть определены по формуле

$$H_2 = H_1 + i \cdot d,$$

где H_1 — проектная отметка начальной точки отрезка линии;

i — уклон линии;

d — горизонтальное проложение линии.

При построении поперечных профилей земляного полотна для каждого снятого поперечника вычерчивается поперечный профиль. Масштаб поперечного профиля обычно принимают 1 : 200 или 1 : 100 как для высот, так и для горизонтальных расстояний (рис. IX.19). Это облегчает измерение площа-

ди поперечного сечения запроектированного земляного полотна графически или планиметром.

На поперечном профиле показывают расстояния в обе стороны от оси пути и выписывают отметки земли.

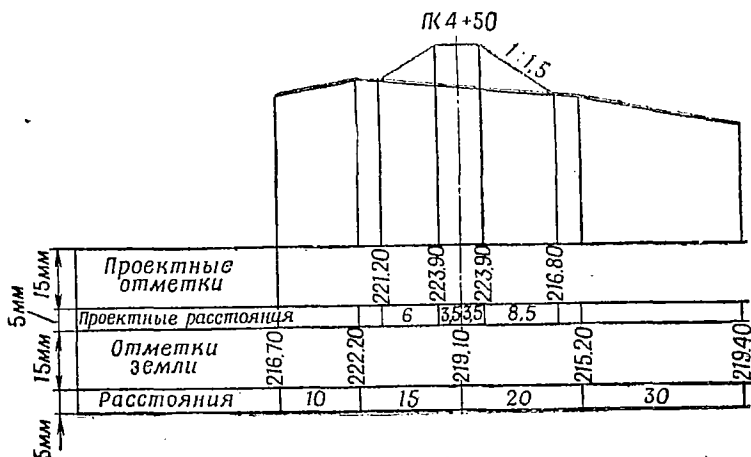


Рис. 1X.19. Поперечный профиль земляного полотна

§ 13. ГЕОДЕЗИЧЕСКИЕ РАБОТЫ ПРИ ИЗЫСКАНИЯХ МОСТОВЫХ ПЕРЕХОДОВ

При пересечении трассой водных преград производят изыскания мостовых переходов с целью выбора местоположения мостового перехода и получения необходимых данных для разработки проекта и создания на местности плано-высотной геодезической основы для разбивок и контроля в ходе строительства. При этом выполняют следующие работы:

- сбор и изучение материалов, относящихся к району мостового перехода (крупномасштабные карты, планы, данные гидрологии, климатическая характеристика и другие данные);
- определение ширины и уклона реки;
- съемку русла реки и ее поймы;
- определение направления и скорости течения реки на поверхности и средних скоростей в русле;
- инженерно-геологические работы.

Для определения уклона реки вдоль нее по берегу забивают урезные кольца на определенном расстоянии один от другого в тех местах, где вода соприкасается с берегом. Кольца должны быть забиты прочно и несколько выше воды. Нивелированием от ближайших реперов определяют отметку верха каждого кола. Затем на кольях острым ножом или карандашом отмечают горизонт воды. Делается это одновременно на всех урезных кольях.

Расстояние от горизонта воды до поверхности головки кола измеряют линейкой с миллиметровыми делениями и затем определяют отметки горизонта воды у каждого кола.

Величину уклона между кольями определяют по формуле $i = \frac{h}{l}$,

где h — разность отметок горизонта воды соседних колея;

l — расстояние между кольями.

При больших скоростях течения, а также в ветреную погоду, когда имеет место волнение и набегание воды, урезные кольца лучше забивать в канавки, прорытые в сторону берега от уреза воды.

Съемка русла реки и ее поймы производится при отсутствии крупномасштабных карт или схем на район строительства мостового перехода. В этом случае производят мензульную, тахеометрическую или аэрофотосъемку района перехода.

Для выполнения мензульной или тахеометрической съемки в районе мостового перехода создают опорную сеть, прокладывая теодолитно-нивелирный ход, опирающийся на точки опорной сети.

На строительстве и восстановлении мостов на ТВД при съемке русла и поймы реки чаще всего будут выполняться работы, необходимые для получения продольного профиля перехода через реку. Для этого необходимо произвести нивелирование по оси трассы подходов к мосту до урезов воды и съемку живого сечения.

Живым сечением водотока называется часть поперечного профиля водотока, омываемая водой (рис. IX.20, а). Для определения живого сечения водотока и рельефа дна производят промер глубин воды через определенные расстояния по оси моста, а иногда и по параллельным линиям к оси моста, расположенным сверху и снизу по течению реки.

При съемке живого сечения реки необходимо разбить и закрепить створ, определить отметку уровня воды в момент промера, зафиксировать плановое положение точек, в которых будет производиться промер глубин воды, и установить глубину воды в этих точках.

Промер глубин воды может осуществляться различными способами в зависимости от наличия оборудования и ширины реки.

Промер может быть произведен с помощью эхолота. Принцип работы эхолотов основан на том, что в эхолоте вибратором-излучателем в сторону дна посылаются ультразвуковые импульсы. Отразившись от дна, они принимаются вибратором-приемником. Время прохождения в воде ультразвукового импульса пропорционально глубине воды, оно автоматически регистрируется, и строится график глубин. Профиль дна записывается непрерывно на специальной бумаге или отсчет глубин снимают по стрелочному индикатору.

Промер ведется в следующем порядке. На плавающем автомобиле, катере или лодке устанавливается эхолот и нивелирная рейка, а на берегу в створе мостового перехода устанавливается теодолит. Определяется расстояние от теодолита до реки и отметка уреза воды. Плавающий автомобиль (лодка, катер и т. д.) движется строго по оси мостового перехода со скоростью не более

10 км/ч. Через равные промежутки времени по сигналу снимают показание глубины и определяют расстояние по нитяному дальномеру до рейки.

В настоящее время могут быть использованы следующие эхолоты:

1. Малогабаритный эхолот «Язь» для измерения в отдельных точках глубин от 0,25 до 10 м. Он состоит из центрального прибора с питанием и забортного устройства с двумя вибраторами. Отсчет глубины производится по стрелочному индикатору. Точность измерения 1%. Масса эхолота 8,8 кг.

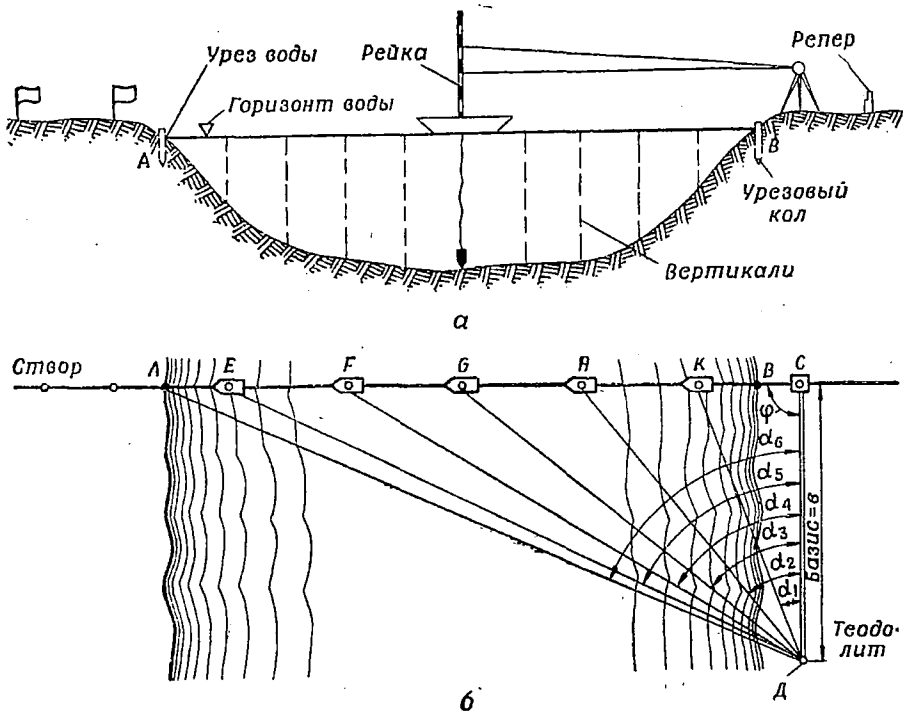


Рис. IX.20. Съемка «живого» сечения водотока:
а — дальномером; б — засечками

2. Эхолот со стрелочным индикатором для измерения глубин от 1 до 160 м. Комплект состоит из эхолота, одного вибратора, штанги, струбины для крепления и питания (пять батарей типа «Марс»). Глубины записываются на электротермической бумаге в масштабе 1 : 500. Точность измерения 1%. Масса комплекта около 10 кг.

3. Эхолоты ПЭЛ-3 устанавливаются на специальные боты, записывают профиль дна на рулонной электротермической бумаге. Диапазон измерения глубин 0,2—40 м. Точность измерений 2%.

Промер с лодки по натянутому канату производится на реках шириной не более 200 м. Для этого по створу натягивают ручную

или лебедкой канат с метками через 5, 10 или 20 м в зависимости от ширины реки. Вдоль каната двигается лодка и, останавливаясь у меток, наблюдатель производит измерение глубины воды.

Для измерения глубины воды могут быть использованы шест-наметка или лот-линь.

Шест-наметка — это круглый шест диаметром 4—5 см, длиной 6—6,5 м с пасаженным на нижнем конце металлическим башмаком. Шест раскрашивают в яркие полосы (красные и белые или черные и белые) шириной по 0,1 м. Шестом-наметкой измеряют глубину воды до 5 м.

Лот-линь — тонкий тросик, диаметром 3—4 мм, с гирей на конце, массой 5—15 кг. Тросик размечают с помощью алюминиевых пластинок на метры и дециметры. При быстром течении трос может отклоняться (сноситься течением), поэтому при снятии отсчета необходимо вносить поправку (8—10%) со знаком минус.

При промере глубины с лодки с определением расстояний до точек промера дальномером в створе реки перемещают лодку с вертикально установленной дальномерной рейкой. На берегу также в створе реки ставится тахеометр (рис. IX.20, а). В момент измерения глубины с лодки дается сигнал и по дальномеру наблюдатель определяет расстояние до рейки. Если лодка движется точно в створе реки, то сигналы остановки лучше подавать наблюдателю у тахеометра; в этом случае промеры можно делать на определенных расстояниях один от другого.

Промер глубин с лодки с определением расстояний до точек промера засечками (рис. IX.20, б) применяется на широких реках. Для этого на одном берегу разбивают базис $ДС$ под углом φ к линии створа (обычно угол φ принимают равным 90°). Базис должен быть выбран так, чтобы с его конца (из точки $Д$) было видно зеркало воды по всей ширине русла. В точке $Д$ устанавливают теодолит и измеряют углы (α_1 , α_2 и т. д.) между базисом и направлением на точку, в которой остановлена лодка для измерения глубины.

Если угол между базисом и створом $\varphi = 90^\circ$, то положение любой точки на створе, например $Н$, определяется по формуле

$$CH = b \cdot \operatorname{tg} \alpha_2.$$

Если угол φ не равен 90° , то применяется формула синусов

$$CH = \frac{b \cdot \sin \alpha_2}{\sin (\alpha_2 + \varphi)}.$$

Определение направления и скорости течения воды в реке производится для подсчета расхода воды, а также для решения вопросов укрепления берегов и регуляционных сооружений и т. п. Скорость воды в реке не одинакова, как правило, она уменьшается от берегов к середине и от поверхности ко дну. Поэтому необходимо измерять скорость на поверхности, в русле и у дна.

Для измерения скоростей течения в русле реки применяют вертушки. Вертушка имеет насаженные на ось лопасти, которые, вращаясь под воздействием течения воды, вращают ось, на которой установлен счетчик оборотов. Контактный механизм вертушки замыкает сигнальную электрическую сеть через каждые 25 или 50 оборотов, и подается звонок. В настоящее время широкое применение находит вертушка Жестовского (рис. IX.21). Для определения скоростей течения вертушку на штанге или на тросе с гирей погружают в воду, в нужную точку, и по секундомеру определяют время между определенным числом звонков.

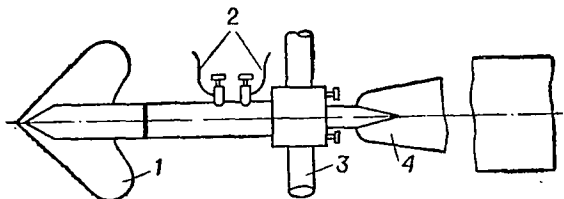


Рис. IX.21. Вертушка Жестовского:

1 — лопасти; 2 — провода к звонку; 3 — штанга; 4 — руль

Скорость течения измеряют в одной, трех или пяти точках на вертикали. Если глубина воды до 1 м, то измеряют в одной точке на глубине 0,6 м. При глубине до 3 м — в трех точках (у дна, на глубине 0,6 общей глубины и у поверхности); при глубине более 3 м — в пяти точках (у поверхности, у дна и на глубинах 0,2; 0,6 и 0,8 общей глубины).

Число вертикалей на живом сечении выбирают в зависимости от ширины реки; при ширине реки до 100 м их должно быть не менее 7, а при ширине 100—300 м — не менее 8. На каждую вертикаль устанавливают катер или лодку по дальномеру или засечкам. Катер или лодка заякоривается, производится промер глубины, расчет погружения вертушки и измерение скорости.

Для определения направления и скорости течения у поверхности, что необходимо для того, чтобы правильно расположить ось моста и опор, используют поплавки. Поплавки изготовляют отпиливанием от бревен диаметром 20—25 см дисков толщиной 5—6 см. В диски удаляют сердцевину, чтобы избежать растрескивания. Диски окрашивают яркой краской и нумеруют. Для определения скоростей течения поплавками применяют способ створа. Поперек реки закрепляют 3—4 створа с расстоянием между смежными створами 50—100 м. Один створ пусковой.

На пусковой створ выводят лодку с поплавками и заякоривают. Напротив других створов становятся наблюдатели с флажками, а между ними становится с флажком и секундомером руководитель работ. По сигналу руководителя с лодки начинают пускать поплавки. В момент прохода первого створа по сигналу наблюдателя руководитель пускает секундомер. В момент прохода поплавком следующего створа по сигналу второго наблюдателя руководитель

останавливает секундомер. Скорость поплавков определяют по формуле

$$v = \frac{l}{t},$$

где l — расстояние между створами;
 t — время хода поплавок.

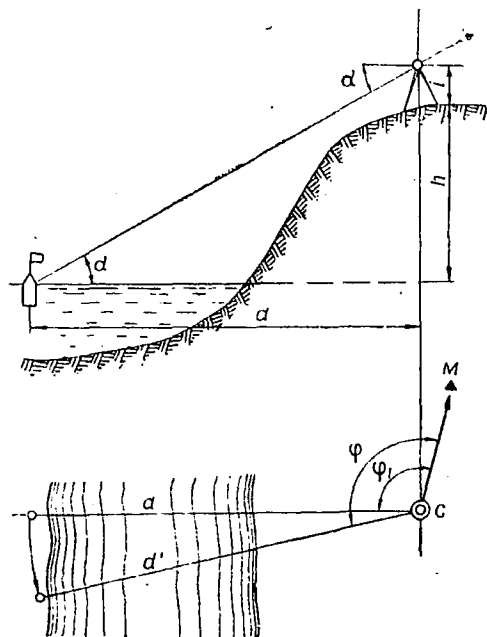


Рис. IX.22. Определение направления движения поплавок

Для определения направления движения поплавок на возвышенном берегу устанавливают теодолит на таком месте, откуда видно зеркало воды на всех створах и чтобы угол α между поверхностью воды и визирным лучом был достаточно большим. Точку, над которой установлен теодолит, привязывают к плановой основе (точка M). Через каждые 1—2 мин засекают положение поплавок, измеряя углы по горизонтальным кругам (рис. IX.22).

Расстояние от поплавок до теодолита определяют по формуле

$$d = (h + i) \cdot \operatorname{ctg} \alpha,$$

где h — превышение точки, где установлен теодолит, над уровнем воды;

i — высота инструмента.

По полученным данным наносят на план положение поплавок.

ГЛАВА X

ОСНОВЫ ФОТОТОПОГРАФИЧЕСКИХ СЪЕМОК И ИХ ПРИМЕНЕНИЕ ПРИ ВОССТАНОВЛЕНИИ ЖЕЛЕЗНЫХ ДОРОГ

§ 1. ВИДЫ ФОТОТОПОГРАФИЧЕСКИХ СЪЕМОК И ИХ ЗНАЧЕНИЕ ПРИ ВОССТАНОВЛЕНИИ ЖЕЛЕЗНЫХ ДОРОГ.

Фототопография изучает методы составления планов и карт по фотоснимкам местности, полученным с земли или воздуха. Съёмка, при которой местность фотографируется с земли, называется наземной стереофотограмметрией или фото-теодолитной. Координаты точек при этой съёмке определяют по паре стереоскопических снимков, полученных фотографированием участка местности фототеодолитом с концов измеренного базиса. По материалам этого вида съёмок составляют топографические планы и вертикальные разрезы наиболее сложных участков проектируемой трассы: скальные прижимы, крутые косогоры, высокие берега на мостовых переходах и др.

Фотографирование земной поверхности с самолета, вертолета или ракеты, оборудованных специальной фотосъёмочной аппаратурой, называется аэрофотосъёмкой или воздушным фотографированием. Изображение местности при этом виде съёмки получают на чернобелой или цветной аэрофотоплёнке или на отпечатанных с них на фотобумаге контактных аэроснимках.

Если изображение местности с летательных аппаратов получают с помощью специальных радиоэлектронных устройств, то этот процесс называют электронной аэросъёмкой. Электрические сигналы съёмки записывают на магнитную ленту или передают на землю для телевизионного воспроизведения изображения.

Аэрофототопографической съёмкой называют комплекс процессов, позволяющих составить план или карту местности по аэроснимкам комбинированным или стереотопографическим методом. При комбинированном методе контурная часть плана (местные предметы) составляется по аэроснимкам, а рельеф наносится методом мензульной съёмки на местности. При стереотопографиче-

ском методе и рельеф и ситуация полностью зарисовываются по аэроснимкам в камеральных условиях с помощью фотограмметрических приборов. В СССР этот метод является основным при создании планов и карт в масштабах 1:100 000—1:5000 и крупнее. Большое распространение получила аэрофото топографическая съемка также для решения по ее материалам различных инженерных задач при проектировании и строительстве железных и автомобильных дорог, мостов, аэродромов, плотин и других сооружений.

Накопленный опыт показывает, что применение этой съемки значительно облегчает и ускоряет процесс изысканий и проектирования и обеспечивает выбор наиболее выгодного направления трассы железной дороги из всех возможных направлений.

В годы Великой Отечественной войны аэросъемка широко применялась при технической разведке железных дорог. По материалам наземной разведки в сочетании с аэрофотосъемкой и аэровизуальными наблюдениями штабы железнодорожных войск определяли объемы разрушений и изучали наимыгоднейшие варианты восстановления дорог, разрабатывали схемы обходов разрушенных мостов, планировали силы и средства для восстановительных работ.

В условиях возможной войны с применением ядерного оружия разрушению могут быть подвергнуты промышленные и транспортные объекты. Ядерные удары по железнодорожным узлам и линиям будут создавать «барьерные места», быстрее преодоление которых будет иметь жизненно важное значение для сохранения транспортных связей тыла и фронта. В этих условиях воздушное фотографирование позволит быстро установить размеры разрушения, камерально подготовить трассирование обходов барьерных мест и собрать другие технические сведения о железных дорогах в сложных условиях ТВД.

§ 2. ТЕХНИЧЕСКИЕ СРЕДСТВА АЭРОФОТОСЪЕМКИ И ЛЕТНОСЪЕМОЧНЫЙ ПРОЦЕСС

Аэрофотосъемка выполняется специальными топографическими аэрофотоаппаратами (сокращенно АФА), устанавливаемыми на самолетах или вертолетах над отверстиями в полу с помощью специальной фотоустановки. Основными частями АФА являются фотокамера 1 с объективом S , затвором K и прикладной рамкой a , кассета 2 с выравнивающим прижимным столом b , катушками v и пленкой z , электромотор 3 и командный прибор 4 с проводами d (рис. X.1, a). Важной частью АФА является объектив, который должен давать резкое и геометрически правильное изображение фотографируемых объектов с большим углом поля зрения. Расстояние по перпендикуляру от задней узловой точки объектива S до плоскости изображения постоянно и называется фокусным расстоянием f_k фотокамеры. Направление этого перпендикуляра совпадает с оптической осью фотокамеры.

АФА размещается в летательном аппарате на гиросtabilизирующей установке, которая обеспечивает отвесное положение оптической оси фотокамеры с точностью $\pm 10-15'$.

Кроме АФА на самолете устанавливается радиовысотомер для определения высоты фотографирования с ошибкой $\pm 2-3$ м и стаскоп для регистрации изменения высоты полета в процессе съемки с погрешностью до 1—1,5 м. Автоматическое включение и управление работой АФА и другим оборудованием ведется командным прибором, который приводится в движение электромотором, питающимся от бортовой электросети.

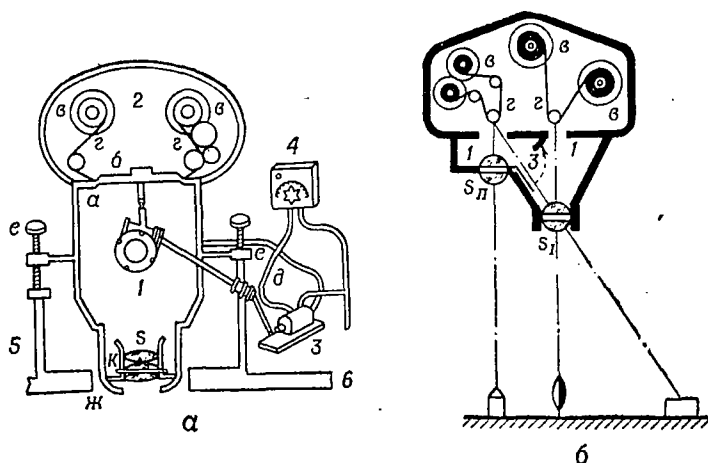


Рис. X.1: а — схема аэрофотоаппарата (АФА):

1 — фотокамера с объективом S_1 , затвором K и прикладной рамкой a ; 2 — кассета с выравнивающим прижимным столом b , катушками $в$ и пленкой z ; 3 — электромотор; 4 — командный прибор с проводами d , соединяющими его с камерой и мотором; 5 — фотоустановка с амортизатором e ; 6 — пол самолета с люком $ж$

б — схема АЩАФА-2:

S_1 и S_2 — объективы; 1 — щели; $в$ — катушки; z — пленки

Среди отечественных топографических аэрофотоаппаратов выгодно отличается аппарат АФА-ТЭ, вмещающий в кассету 60 м пленки, рассчитанной на 300 снимков формата 18×18 см. Он выпускается с фокусными расстояниями фотокамер 55, 70, 100, 140, 200, 350 и 500 мм и широкоугольными объективами с углами поля зрения от 40 до 133° .

Кроме топографических выпускаются разведывательные АФА, предназначенные главным образом для фотографирования объектов местности с целью получения разведывательной информации. В частности, к ним относятся аппараты НАФА для ночной съемки. Для выполнения воздушной разведки железных дорог наиболее приемлемым считается малогабаритный аппарат АФА-39. Следует также упомянуть о щелевых аппаратах, например АЩАФА-2 (рис. X.1, б), предназначенных для непрерывного фотографирова-

ния полосы местности через узкую щель в кассете аппарата на движущуюся пленку.

Летно-съёмочный процесс состоит в следующем. Для производства съёмки аэрокамера устанавливается так, чтобы ее оптическая ось занимала отвесное положение. Однако в процессе съёмок она может уклоняться от вертикали до 3° . Полученные при этом снимки принято называть плановыми, а съёмку — плановой аэрофотосъёмкой. Если по заданию ось камеры устанавливают под углами, например 45° , 60° , 75° или 80° к вертикали, то съёмка в этом случае называется перспективной. При строго отвесном положении оптической оси ($\varepsilon = 0^\circ$) съёмка считается горизонтальной.

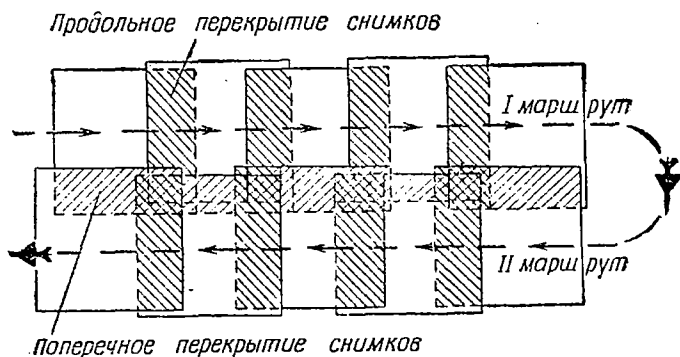


Рис. X.2. Схема площадной аэрофотосъёмки

В зависимости от снимаемой площади местности аэрофотосъёмку подразделяют на одиночную, маршрутную и площадную. Объектами одиночной съёмки являются отдельные участки местности или отдельные объекты, изображаемые на одном снимке. Маршрутной называют съёмку полосы местности по заданному направлению. При площадной съёмке снимается значительная территория несколькими параллельными маршрутами (рис. X.2).

Маршрутная съёмка состоит в том, что, ведя летательный аппарат по заданному прямолинейному направлению при определенной высоте и скорости полета, аэрофотосъёмщик с помощью командного прибора автоматически производит через равные интервалы времени снимки земной поверхности. При включении АФА аэропленка начинает перематываться с одной катушки на другую на длину одного кадра и плотно укладывается на плоскость прижимного стола. В этот момент открывается затвор и происходит экспозиция. Затем пленка освобождается и начинается новый цикл. Циклы рассчитаны на такую продолжительность, чтобы каждый снимок в маршруте перекрывался последующим снимком на величину до 60%. Такое перекрытие снимков вдоль маршрута называется продольным. При площадной аэросъёмке, засняв

первый маршрут, пилот направляет самолет в обратном направлении, параллельном первому маршруту, сохраняя прямолинейность, заданную высоту и скорость полета. Аэроснимки второго маршрута должны перекрывать снимки первого маршрута в пределах до 40%. Такое перекрытие называется поперечным. Местность при этом изображается на отдельных снимках (кадрах), поэтому съемка называется также кадровой.

Щелевая аэрофотосъемка позволяет получить фотоизображение местности в виде сплошной непрерывной полосы, а при работе с АЩАФА-2 — две полосы в разных масштабах и при разных положениях оптической оси фотокамеры.

§ 3. ОСНОВНЫЕ ЭЛЕМЕНТЫ АЭРОСНИМКА И ИХ СВОЙСТВА. МАСШТАБ АЭРОСНИМКА

Аэроснимки получают путем контактной печати с аэронегатива (пленки) на фотобумаге. Каждый аэроснимок, в отличие от топографического плана, являющегося ортогональной проекцией уча-

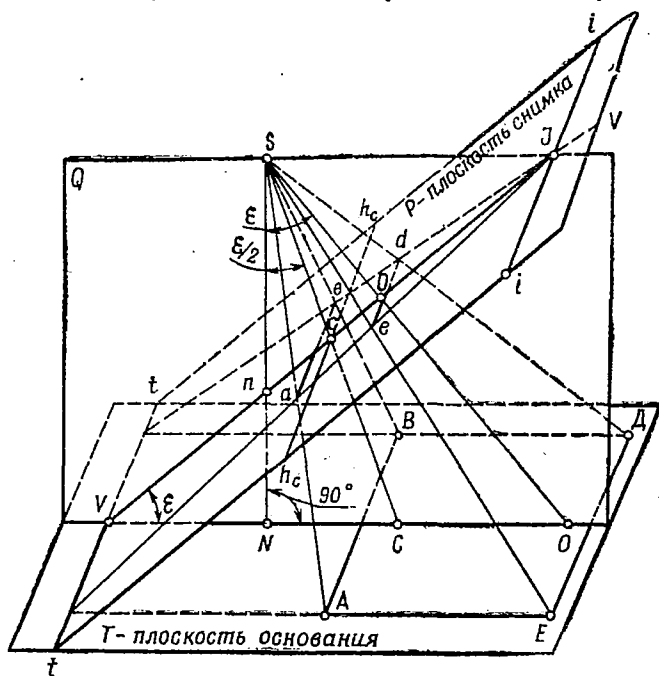


Рис. X.3. Характерные точки и линии аэроснимка

стка местности, представляет собой центральную проекцию земной поверхности. Центром проекции является передняя узловая точка объектива S , через которую проходят проектирующие лучи Oo , Nn , Cc , Aa , Bb , Ee и Dd , из которых главным является луч Oo , совпадающий с оптической осью So фотокамеры (рис. X.3). Плоскость T , на которой расположены проек-

тируемые точки местности, называется плоскостью основания. Плоскость P , на которой изображаются точки, называется плоскостью снимка; в общем случае она расположена наклонно под углом ε к плоскости T . Линия tt' пересечения плоскостей T и P называется линией основания. Плоскость Q , перпендикулярная плоскостям T и P и проходящая через главный луч Oo , называется плоскостью главного вертикала.

На аэроснимке отмечают следующие характерные точки: главную точку o , точку надира n , точку нулевых искажений c и главную точку схода I . Главной точкой o называют пересечение

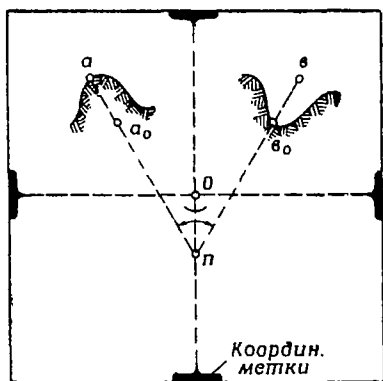


Рис. X.4. Определение главной точки аэроснимка

главного луча со снимком. Положение ее на снимке приблизительно может быть определено пересечением линий, соединяющих противоположные координатные метки (рис. X.4). Точкой надира n называется след пересечения отвесной линии SN с плоскостью снимка. Точка нулевых искажений c получается в пересечении биссектрисы угла $nSo = \varepsilon$ с плоскостью снимка. Линия $h_c h_c'$, проходящая через эту точку перпендикулярно главной вертикали vv' , называется линией неискаженного масштаба. Главная точка схода I является пересечением

горизонтального луча SI с плоскостью P снимка. Пересечение плоскости снимка с плоскостью действительного горизонта, проходящей через центр проекции S параллельно плоскости T , называется линией действительного горизонта и обозначается ii' . Линия $SN = H$ есть высота съёмки.

Из рис. X.3 видно, что точка нулевых искажений c отстоит от главной точки o на расстоянии

$$oc = f_k \operatorname{tg} \frac{\varepsilon}{2}, \quad (\text{X.1})$$

а точка надира — на расстоянии

$$on = f_k \operatorname{tg} \varepsilon. \quad (\text{X.2})$$

Так как при плановой аэросъемке наклон снимка не превышает 3° , а $\operatorname{tg} 3^\circ \approx 0,052$, то при $f_k = 100$ мм $oc = 2,6$ мм, $on = 5,2$ мм.

Таким образом, точка нулевых искажений c будет находиться около главной точки снимка в пределах окружности радиуса $r = \frac{f_k}{20}$.

На горизонтальном снимке, когда $\varepsilon = 0$, точки n , o и c совпадают, а плоскость P будет горизонтальна.

В теории перспективы доказывается, что проекции всех отвесных линий на местности сходятся на снимке в точке надира, а линий, параллельных плоскости Q , — в главной точке схода I . Поэтому направления, проведенные из точки n , не искажаются из-за рельефа местности, а из точки c нулевых искажений — за наклон снимка. Следовательно, угол $anb = \phi$, измеренный на снимке, равен соответствующему углу на местности (рис. X.4).

Горизонтальный аэроснимок плоской горизонтальной местности является планом и масштаб аэроснимка во всех его частях остается постоянным. Он равен отношению отрезков прямых, взятых на аэроснимке и на местности, или отношению фокусного расстояния фотокамеры f_h к высоте фотографирования H , т. е.

$$\frac{1}{m} = \frac{ab}{AB} = \frac{f_h}{H}; \quad \frac{1}{m} = \frac{ed}{ED}. \quad (\text{X.3})$$

По этой же формуле с некоторым приближением определяют численные масштабы плановых аэроснимков. Величина f_h для всех снимков данного залета постоянна, но высота H изменяется и, следовательно, аэроснимки между собой разномасштабны. Чем меньше H , тем крупнее масштаб аэроснимка, и наоборот. Высота H каждого снимка определяется с помощью радиовысотомера, поэтому всегда можно определить масштаб аэроснимка. Например, при $f_h = 100$ мм и $H_1 = 1250$ м получим масштаб 1:12500, а при $H_2 = 1700$ м — уже 1:17000.

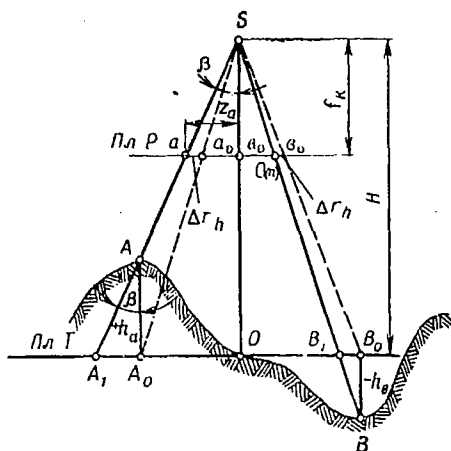
Масштаб наклонного (перспективного) снимка по различным направлениям переменный. Изменяется от нуля на линии истинного горизонта ii до единицы на линии tt (рис. X.3). Масштаб по линии $h_c h_c$ равен масштабу горизонтального снимка, поэтому эту линию называют линией неискаженного масштаба.

В полевых условиях масштаб аэроснимка определяют по двум взаимно перпендикулярным линиям, расположенным примерно в центре аэроснимка, вблизи его главной точки. Концами линий должны быть резкие контурные точки, хорошо опознаваемые как на аэроснимке, так и на местности. На снимке длину отрезков измеряют линейкой с точностью до десятых долей миллиметра, а на местности горизонтальные проложения измеряют лентой или дальномером с точностью до метров. Взяв по формуле (X.3) отношение отрезков, определяют численные масштабы снимка. При незначительном расхождении их знаменателей берут среднее значение.

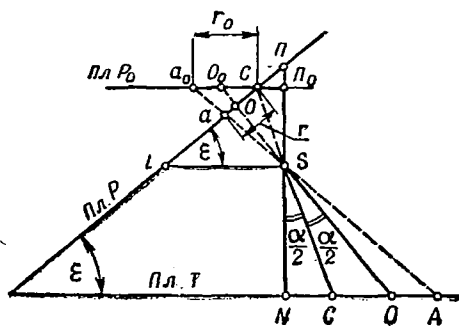
§ 4. ЛИНЕЙНЫЕ ИСКАЖЕНИЯ НА АЭРОСНИМКЕ

Аэрофотоснимок отличается от плана местности вследствие искажений, вызванных влиянием рельефа местности, наклоном оптической оси АФА и колебаниями высоты полета при съемке.

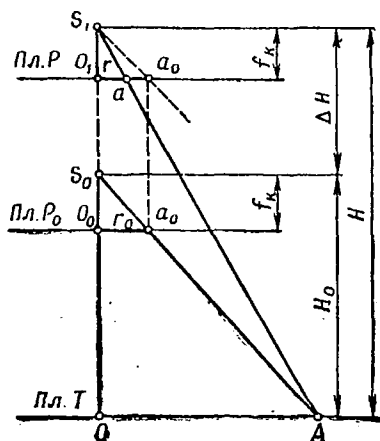
Влияние рельефа местности заключается в том, что если точка местности A (рис. X.5, a) расположена выше плоскости среднего уровня местности T на величину $+h_a$, то на горизонтальном снимке P она изобразится точкой a , в то время как ее орто-



a



b



v

Рис. X.5. Линейные искажения на аэроснимке:

a — влияние рельефа местности; b — влияние наклона оптической оси АФА; v — влияние за колебания высоты фотографирования

гональная проекция A_0 на плоскости T на снимке изобразится точкой a_0 . Отрезок aa_0 , обозначенный Δr_h , и является линейным смещением (искажением) точки, вызванным рельефом. Из пропорциональности сторон подобных треугольников aSa_0 и A_1SA_0 имеем: $\Delta r_h : A_0A_1 = f_k : H$, откуда $\Delta r_h = A_0A_1 \cdot \frac{f_k}{H}$; $A_0A_1 = h_a \operatorname{tg} \beta$;

$$\operatorname{tg} \beta = \frac{r_a}{f_k}.$$

Подставляя, получим

$$\Delta r_h = \frac{h_a r_a}{H}. \quad (\text{X.4})$$

Как видно из рисунка, смещение точки a при положительном превышении ($+h_a$) направлено от точки надира, а при отрицательном превышении ($-h_b$) — к точке надира. На горизонтальном снимке точки n , c и o , как уже указывалось выше, совпадают.

Для плановых снимков величину смещения можно определять по приближенной формуле

$$\Delta r_h = \frac{0,03r^2 a}{f_k}. \quad (\text{X.5})$$

Влияние наклона оптической оси аэрофотокамеры учитывается так. Пусть a_0 — проекция точки A местности на горизонтальном снимке P_0 (рис. X.5, б), a — проекция той же точки на наклонном снимке P , ε — угол наклона. Смещение проекции точки A , вызванное углом наклона ε оптической оси АФА, будет $\Delta r_\varepsilon = r - r_0$.

Треугольники Sia , a_0ca подобны, тогда $ca : ca_0 = ai : Si$,

где $ca = r$; $ai = ci - r$; $ca_0 = r_0$; $ci = Si = \frac{f_k}{\sin \varepsilon}$,

откуда

$$\Delta r_\varepsilon = r - r_0 = - \frac{r \cdot r_0 \sin \varepsilon}{f_k}. \quad (\text{X.6})$$

При $r = r_0$ максимальное смещение проекции точки местности будет

$$\Delta r_\varepsilon = - \frac{r^2 \sin \varepsilon}{f_k}. \quad (\text{X.7})$$

При плановой аэросъемке максимальный угол наклона $\varepsilon = 3^\circ$, $\sin 3^\circ = 0,052$, тогда

$$\Delta r_\varepsilon = - \frac{0,05r^2}{f_k} = - \frac{r^2}{20f_k}. \quad (\text{X.8})$$

Влияние за колебания высоты фотографирования. Пусть отрезок OA линии местности T изобразится на снимке P_0 при заданной высоте фотографирования H_0 отрезком $o_0a_0 = r_0$ (рис. X.5, в). На снимке P , полученном на высоте H , отличающейся от заданной на величину ΔH , тот же отрезок изобразится величиной $o_1a = r$. Из подобных треугольников OS_0A и o_1S_1A , а также OS_1A и o_1S_1A имеем $r_0 : OA = f_k : H_0$ и $r : OA = f_k : H$, откуда $r_0 : r = H : H_0$.

Обозначим смещение изображения точки A на снимках через $\Delta r_h = r_0 - r$. Тогда из предыдущего равенства имеем $(r_0 - r) : r = (H - H_0) : H_0$ или $\Delta r_h : r = \Delta H : H_0$,

откуда

$$\Delta r_h = \frac{r\Delta H}{H_0}. \quad (\text{X.9})$$

Из формул (X.7, X.8 и X.9) видно, что ошибки Δr_h , Δr_s и Δr_n возрастают прямо пропорционально расстоянию данной точки от центра снимка, достигая максимального значения на его краях. Эти ошибки приводят к несовпадению контуров в местах перекрытия снимков. Поэтому при составлении фотосхем используют только центральную (полезную) часть снимка.

§ 5. СОСТАВЛЕНИЕ ФОТОСХЕМ И ФОТОПЛАНОВ. ПОНЯТИЕ О ТРАНСФОРМИРОВАНИИ АЭРОСНИМКОВ

Фотосхема представляет собой фотографию местности, составленную (смонтированную) из отдельных плановых аэроснимков. Для фотосхем используются аэроснимки одинакового тона

(контрастности) и отпечатанные на матовой (не глянцевой) бумаге, если предполагается на них делать зарисовки и надписи. Фотосхемы монтируют по общим для смежных аэроснимков контурным точкам 1, 2, 3, 4 (рис. X.6) по средней линии перекрытий (продольных в маршруте и поперечных между маршрутами), проверяя совпадения их наколами иглой. Пере-

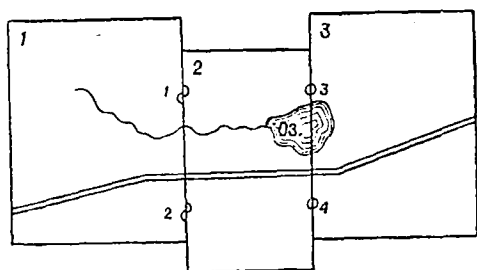


Рис. X.6. Монтаж фотосхемы по маршруту съемки

крывающиеся части разрезают и наклеивают на картон. Монтаж производят из середины к краям.

Стерефотосхемы служат для объемного изучения местности путем получения стереоэффекта при рассматривании их через стереоскопические приборы. Изготавливаются они из правых и левых половин перекрывающихся плановых аэроснимков (по две одинаковые на каждый участок изучаемой местности) и называемых стереопарами.

Фотопланы составляются из трансформированных снимков, т. е. аэроснимков, преобразованных из плановых в горизонтальные и приведенных к одному масштабу. Каждый аэроснимок на фотоплане монтируется не менее как по четырем точкам, взаимное плановое положение которых известно. Эти точки наносятся на планшет (основу монтажа), опознаются и накальваются на снимке. Плановое положение этих точек определяют путем измерений на местности или камерально, построением плоскостной фототриангуляции. После вычерчивания по условным топографическим знакам контурной части плана и проведения горизонталей

ему придают вид обычного топографического плана путем отбеливания (вытравливания) фотоизображения химическими растворами. Чтобы сохранить при этом изображение контуров и рельефа, последние следует вычерчивать на фотоплане несмываемой тушью. Фотопланы составляют в масштабе 1:2000 и мельче на равнинные и всхолмленные, изобилующие контурами районы.

Трансформированием аэроснимков называется процесс преобразования перспективных (плановых) аэроснимков в горизонтальные заданного масштаба. Трансформированием устраняют все искажения, за исключением влияния рельефа местности, которое учитывается путем внесения поправок в положение точек, вычисленных по формуле (X.4). Трансформирование выполняется на специальном оптико-механическом приборе, называемом фото-трансформатором.

Существует много конструкций этих приборов, из них наиболее распространенными являются ФТБ и ФТМ (рис. X.7, а). Основными частями прибора являются кассета, объектив, экран, осветитель и инверсоры. Сущность трансформирования заключается в том, что аэронегатив устанавливают в кассету и восстанавливают связки проектирующих лучей в положение, которое они занимали в момент фотографирования. Инверсоры обеспечивают резкость и изменение масштаба изображения. Экран позволяет совмещать идентичные точки негатива и плановой основы.

Для трансформирования каждого аэроснимка необходимо иметь на нем пять хорошо опознаваемых контурных точек (пересечение дорог, углы пашен, углы невысоких зданий и т. п.), расположенных по четырем углам рабочей (полезной) площади аэроснимка и в центре. Геодезическое положение точек плановой основы на местности должно быть известно. Эти точки называются ориентирующими или трансформационными. На аэронегативе эти точки опознают и накальвают, а на экран кладут планшет или выкопировку с него, на которых в заданном масштабе нанесены те же трансформационные точки (рис. X.7, б). Поднимая или опускающая кассету и наклоняя экран, добиваются совмещения изображения точек на планшете с проекциями идентичных точек на аэронегативе. Затем, заменив планшет фотобумагой, производят экспонирование и проявление и получают горизонтальный аэроснимок заданного масштаба. Фотоплан монтируется на планшете (бумага, наклеенная на фанеру или алюминий) по тем же точкам плановой основы.

Плановое положение ориентирующих точек на каждом снимке получают камерально, путем применения графических засечек из плоской фототриангуляции. Принцип фототриангуляции базируется на известном положении о том, что направления, проведенные из точек надир, не искажаются за рельеф, а из точек нулевых искажений — за наклон и соответствуют направлениям, измеренным на местности. На плановом снимке обе точки n и s расположены близко к главной точке, поэтому их заменяют опознаваемой контурной точкой, удаленной от главной на расстояние,

не превышающее $\frac{f_k}{40}$. Их называют центральными точками. Искажение направлений при таком выборе не будет превышать обычной графической точности построения направлений (5—6').

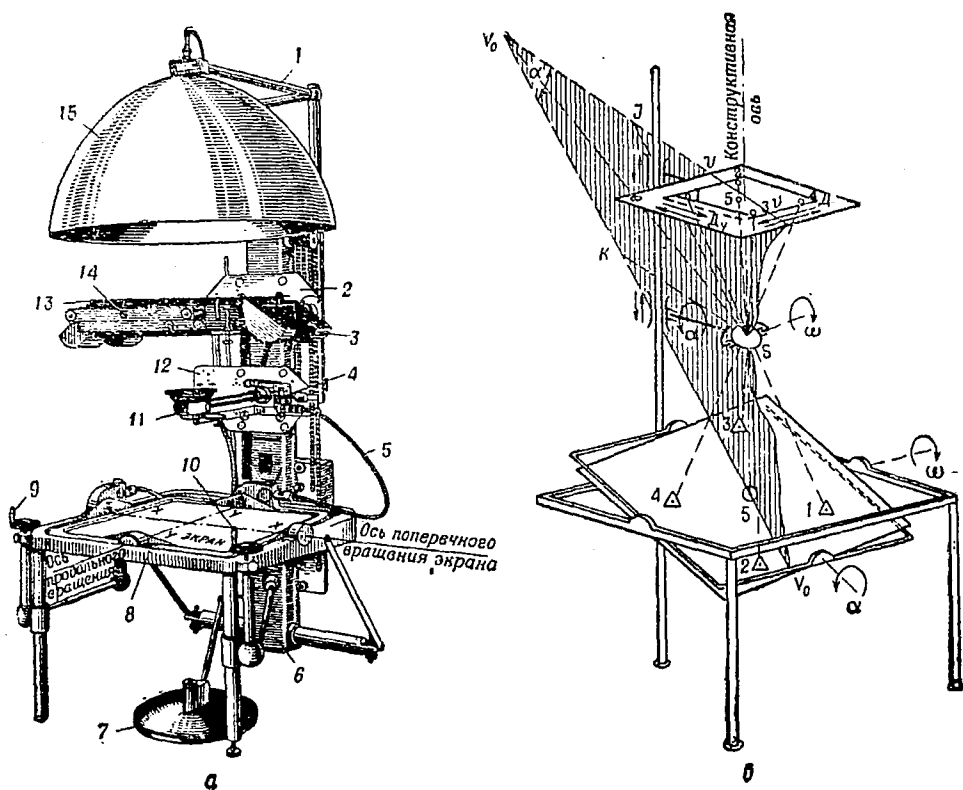


Рис. X.7. Фототрансформатор ФТМ:

a — общий вид; b — схема трансформирования снимков; 1 — кронштейн рефлектора; 2 — негативная каретка; 3 — фильмодержатель; 4 — перспективный инверсор; 5 — гибкий валик; 6 — направляющая стойка; 7 — ножной диск; 8 — стол экрана; 9 — штурвал поперечного наклона экрана; 10 — штурвал продольного наклона экрана; 11 — объектив; 12 — объективная каретка; 13 — снимкодержатель; 14 — винт для перемещения кассеты в направлении оси y ; 15 — рефлектор; P — плоскость негатива; E — экран; V_0V_0 — плоскость главного вертикала

На каждом кадре аэронегатива (рис. X.8) выбирают и накалывают центральные точки O_1, O_2, O_3, \dots , связующие — 1, 2, 3, 4, 5, 6 ..., лежащие на контурах в зонах тройного перекрытия снимков маршрута, и трансформационные $x_1, x_2, x_3, x_4, \dots$, лежащие также на контурах, симметрично расположенных относительно центральных точек. Фиксируются и накалываются также геодезические (опознавательные) знаки 1 и 2. Затем на каждый кадр накладывается восковка, на которой прочерчивают начальные на-

правления O_2-O_1 и O_2-O_3 , а также на все связующие и трансформационные точки. Фототриангуляция строится на листе бумаги или астролоне по восковкам с отдельных снимков, которые монтируются (совмещаются) по начальным направлениям (O_1O_2 , O_2O_3 и т. д.) так, чтобы все три направления на каждую связующую точку пересекались в одной точке. Направления на восковках, пересекаясь между собой, образуют сеть в виде ромбов, называемую ромбической. После построения сети перекальвают трансформационные и опорные точки на бумагу или астролон.

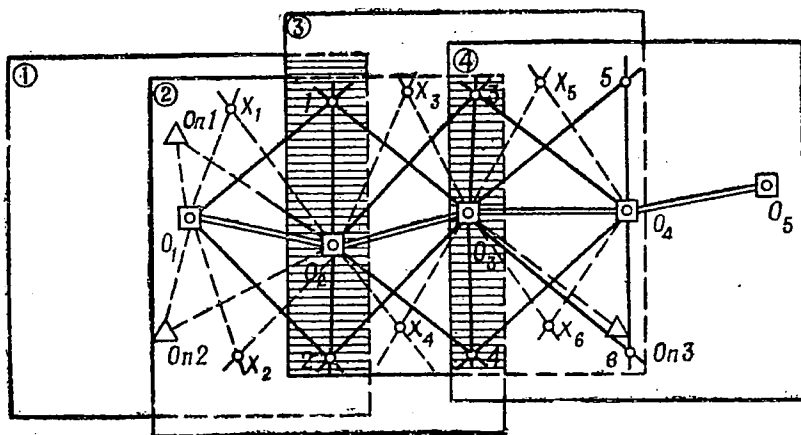


Рис. X.8. Схема выбора точек для построения плоской фототриангуляции: O_1, O_2, \dots — центральные точки снимков; 1, 2, 3... — связующие точки, лежащие в зонах тройного перекрытия; X_1, X_2, X_3, \dots — трансформационные или ориентирующие точки; $Op1, Op2$ — геодезические (опознавательные) точки

Затем полученную сеть редуцируют (приводят) к заданному масштабу и ориентируют относительно системы геодезических координат по двум-трем опознавательным геодезическим знакам. Редуцирование производится также оптико-механическим путем на специальном увеличителе-редукторе.

§ 6. ДЕШИФРИРОВАНИЕ АЭРОСНИМКОВ

Дешифрированием называется опознавание на фотопленках, фотосхемах и аэроснимках объектов по их фотографическому изображению. В зависимости от назначения дешифрирование разделяется на топографическое и специальное. Первое из них имеет целью раскрыть содержание предметов местности, изображающихся на топографических картах и планах. Задачей специального дешифрирования является выявление особых свойств объектов, необходимых для решения какой-либо технической или тактической задачи (изучение по аэроснимкам живой силы, техники и системы обороны противника, установление степени разрушения железных дорог и мостов и др.).

По способу выполнения дешифрирование разделяется на камеральное, полевое и комбинированное.

Большинство предметов местности легко могут быть опознаны по их фотографическим изображениям и вычерчены в камеральных условиях без выезда в поле. Большую помощь при камеральном дешифрировании могут оказать топографические карты и альбомы с эталонами, в которых показаны дешифрованные наиболее типичные объекты данного района.

Камеральное дешифрирование значительно облегчается применением различных стереоскопических приборов, например, зеркально-линзовых стереоскопов ЛЗ (рис. X.9), которые позволяют

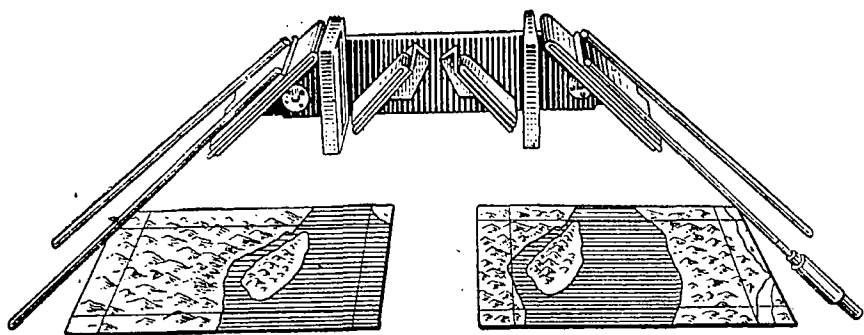


Рис. X.9. Зеркальный линзовый стереоскоп ЛЗ

получить объемное восприятие изучаемых объектов. Для этой цели пару перекрывающихся аэроснимков кладут под стереоскоп и, перемещая их один относительно другого, добиваются получения рельефного изображения местности.

Полевое дешифрирование производят в случаях, когда затруднительно или невозможно по аэроснимку раскрыть содержание какого-либо объекта местности, например, название поселка, промышленных и сельскохозяйственных предприятий, путей сообщения, линий ЛЭП и связи, гидротехнических сооружений и др.

Комбинированное дешифрирование состоит в том, что бесспорно опознаваемые элементы местности определяют камерально, а остальные дешифрируют в поле.

Основой дешифрирования является изучение демаскирующих признаков объектов, которые подразделяются на прямые и косвенные. Прямые признаки непосредственно раскрывают содержание объекта. К ним относятся форма и размеры объекта, структура (текстура), тон (цвет) изображения и тень, отбрасываемая предметом.

Косвенные признаки позволяют на основании логических соображений раскрыть содержание объекта. Например, по дыму можно опознать паровоз среди подвижного состава, по фото-

изображению станционных путей и взаимному положению устройств можно установить тип станции и указать, какие операции на ней производятся.

Полнота и достоверность дешифрирования зависят от масштаба и качества аэроснимка, опыта и эрудиции исполнителя. Чем крупнее масштаб снимка, тем легче опознаются объекты.

Ниже приведены примеры характерных прямых признаков некоторых объектов дешифрирования. Водная поверхность изображается на снимках черным тоном, который заметно светлее в мелководье с песчаным дном и с поверхностью, покрытой рябью от ветра или водорослями. Пашни имеют прямоугольные границы контуров; тон — от светло-серого до серого — в зависимости от сухости и покрытия пашни растительностью. Луг имеет серый тон и криволинейное очертание границ. Лиственный лес имеет пестрый рисунок из-за разновысотности деревьев, еловый лес — конусообразные тени; сосновый — закругленные кроны. Болота, покрытые лесом, не имеют просек, короткие тени, нет сплошного массива, светлый фон, мелкий редкий лес.

Железные дороги изображаются в виде светлых прямоугольных полос с плавными закруглениями; в крупных масштабах (1:1000—1:5000) изображаются двумя черными линиями рельсов, видны выемки и насыпи. Участковые станции определяются по светлому тону, прямоугольной форме пассажирских зданий, платформы, пути. Шоссейные дороги имеют вид светлых широких полос, по краям — темные полоски канав. Грунтовые дороги отличают крутые изгибы, различная ширина. Мосты на дорогах — светлые прямоугольники на пересечениях с реками; по тени можно определить тип и длину пролетных строений.

Военно-инженерное дешифрирование на ТВД ведется в рамках поставленной задачи. Полевое дешифрирование заменяется воздушным с вертолета. При изысканиях обходов, например, на аэроснимки перед вылетом наносят положение вариантов обхода и результаты камерального дешифрирования. Вертолет перемещается вдоль трассы обхода с небольшой скоростью на малой высоте с остановками в воздухе в наиболее сложных местах. При необходимости производится высадка изыскательской команды для более детального обследования отдельных неясных мест. Отдешифрированные объекты обводят карандашом на снимке или только нумеруют их и отдельно составляют описание (легенду).

§ 7. ОБЩИЕ СВЕДЕНИЯ О СТЕРЕОФОТОГРАММЕТРИЧЕСКОМ МЕТОДЕ СОЗДАНИЯ ПЛАНОВ

При комбинированном методе составления планов для проведения горизонталей на фотопланах или отдельных снимках производится мензульная съемка в поле.

Стремление перенести рисовку рельефа в камеральные условия привело к созданию стереотопографического метода. В основе этого метода лежит построение по аэроснимкам стереоскопической (объемной) модели местности. Для этого необходимо участок местности дважды сфотографировать с различных точек пространства. Так как продольное перекрытие аэроснимков достигает 60%, то это условие обеспечивается в процессе съемочных работ.

Существует два способа стереотопографического метода рисовки рельефа: универсальный и дифференцированный. При универсальном способе на специальных фотограмметрических приборах по аэроснимкам создается рельефная модель местности, измеряя которую определяют координаты (X, Y, H) точек местности. Весь процесс составления плана производится на каком-либо одном универсальном приборе: мультиплексе, стереопланиграфе, стереопроекторе, стереометрографе и др.

При дифференцированном способе единый процесс создания плана разделяется на ряд операций, выполняемых с помощью различных приборов. Контурную часть плана переносят непосредственно с трансформированных снимков, рисовку рельефа производят на специальных стереофотограмметрических приборах — стереометрах. Для этого необходимо знать отметки некоторого количества точек, чтобы на их основе путем интерполирования можно было проводить горизонтали при стереоскопическом рассмотрении снимков. Отметки точек определяются по перекрывающимся аэроснимкам, образующим стереопару.

Превышения точек по горизонтальным аэроснимкам определяются так. Допустим, что из двух точек $S_{\text{л}}$ и $S_{\text{п}}$ воздушного базиса B , расположенных в горизонтальной плоскости, была сфотографирована местность на строго горизонтальные аэроснимки (рис. X.10). Тогда некоторая точка A местности, имеющая превышение h над точкой O_2 , изобразится на левом и правом аэроснимках точками соответственно a_1 и a_2 . Точки o_1 и o_2 — главные точки снимков.

Если за начало координат на левом аэроснимке принять точку o_1 , за ось x — след вертикальной плоскости, проходящей через линию базиса, то абсциссами точек a_1 и a_2' будут отрезки

$$o_1a_1 = +x_a; \quad o_1a_2' = -x_a'; \quad o_1o_2 = +x_0.$$

Разность абсцисс идентичных точек двух аэроснимков называют продольным линейным параллаксом и обозначают буквой p , тогда:

$$p_a = x_a - (-x_a') = a_1a_2'; \quad p_0 = x_0 = o_1o_2 = b, \quad (\text{X.10})$$

где b — базис фотографирования на аэроснимке.

Треугольник $AS_{\text{л}}S_{\text{п}} \sim S_{\text{л}}a_1a_2'$ и $o_2S_{\text{л}}S_{\text{п}} \sim S_{\text{л}}o_2o_1$, тогда

$$\frac{B}{H-h} = \frac{p_a}{f_k} \quad \text{и} \quad \frac{B}{H} = \frac{p_0}{f_k}, \quad \text{но} \quad \frac{B}{H} = \frac{b}{f_k}. \quad (\text{X.11})$$

Обозначив разность продольных параллаксов точек через Δp , получим

$$\Delta p = p_a - p_o = \frac{Bf_k}{H-h} - \frac{Bf_k}{H} = \frac{Bf_k h}{(H-h)H}. \quad (\text{X.12})$$

Подставляя в выражение (X.12) значение B из (X.11), будем иметь

$$\Delta p = \frac{b \cdot h}{H-h}, \text{ откуда } h = \frac{\Delta p H}{b + \Delta p}. \quad (\text{X.13})$$

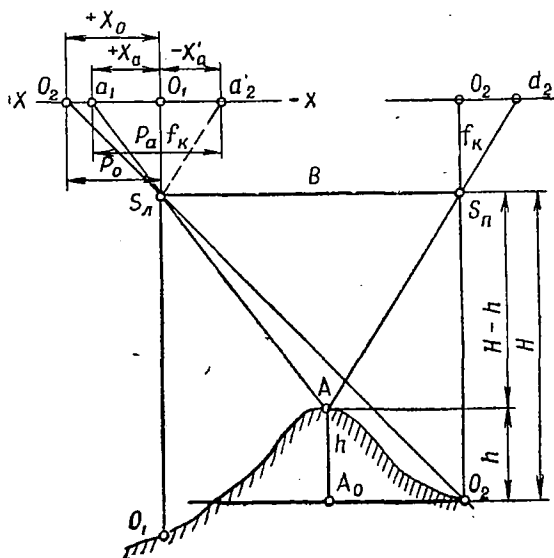


Рис. X.10. Определение превышений точек по аэроснимкам

Для равнинной местности величина Δp мала и ею можно в знаменателе пренебречь, тогда окончательно получим

$$h = K\Delta p, \quad (\text{X.14})$$

где $K = \frac{H}{b} \frac{M}{M.M.}$ — паралактический коэффициент.

Определив превышение между какой-либо исходной точкой на аэроснимке, высота которой A_1 известна, и любой другой точкой, находят высоту последней, как

$$A_2 = A_1 + h. \quad (\text{X.15})$$

Знак превышения определяется знаком разности продольных параллаксов Δp .

Пример. Высота исходной точки $A_1 = 2500$ м, $\Delta p = -0,52$ мм, $b = 65$ мм. Определить отметку точки A_2 , если известна высота фотографирования $H = 1500$ м.

$$A_2 = A_1 + K\Delta p = 2500 \text{ м} - \frac{1500 \times 0,52}{65} = 2488 \text{ м}.$$

Точность определения превышений зависит в основном от точности определения Δp . Исследования показывают, что для вычисления h с ошибкой $\pm 0,5$ м Δp следует получить с ошибкой $\pm 0,02—0,03$ мм. Это обеспечивается инструментальным определением.

Для достижения высокой точности определения Δp их измеряют на специальных стереофотограмметрических приборах, как, например, стереокомпаратор СК-3, стереометр конструкции Ф. В. Дробышева STD-1 и STD-2, резонансный стереометр SM-4 и др.

Для определения превышений по плановым снимкам необходимо в продольные параллаксы вводить поправки за влияние углов наклона снимков и базиса фотографирования.

Современные стереофотографические приборы (например, стереопроектор СПР) снабжены коррекционным механизмом, позволяющим автоматически учитывать эти поправки.

§ 8. АЭРОФОТОСЪЕМКА ОБЪЕКТОВ ВОССТАНОВЛЕНИЯ И ОБХОДОВ БАРЬЕРНЫХ МЕСТ

Аэровизуальная рекогносцировка обходов барьерных мест производится на легких самолетах или вертолетах, летящих с небольшой скоростью на высоте 100—150 м. Целью рекогносцировки является изучение рельефа и гидрографии местности, оценки степени разрушения железнодорожных объектов и заражения местности радиоактивными веществами, уточнения положения трассы обхода и определения направлений аэрофотосъемочных маршрутов.

Наблюдатель, ориентируясь по карте с нанесенной трассой обхода, непрерывно просматривает лежащую впереди местность и делает необходимые записи, зарисовки и выборочную плановую и перспективную аэрофотосъемку наиболее характерных, представляющих интерес объектов местности. Для определения степени радиации на вертолете устанавливается дозиметрическая аппаратура. По окончании рекогносцировки все материалы немедленно обрабатываются и передаются в штаб для дальнейшего их использования.

Материалы аэрофотосъемки для трассирования обходов используются так. Аэрофотосъемка обходов производится в масштабе 1:10 000 с продольным и поперечным перекрытием аэроснимков в пределах 60—65%. Для упрощения стереофотограмметрической обработки аэроснимков маршруты съемки назначают прямолинейными. Основной маршрут должен проходить по оси существующего пути, параллельные — в сторону запроектированного по карте обхода.

Большое перекрытие аэроснимков позволяет вести стереофотограмметрическую обработку снимков и инструментальное трассирование линии на обходе. Материалами трассирования являются контактные аэроснимки, фотосхемы и стереосхемы, фотопланы и

топографические планы. В результате составляется продольный профиль обхода.

Аэроснимки, полученные путем контактной печати с аэронегатива, используют для оценки внешнего вида объектов, стереоскопического дешифрирования сооружений и рельефа местности и составления по ним фотосхем и фотопланов.

Фотосхемы используются для установления границ и характера разрушения объектов и заражения местности, для оценки топографии местности, выявления геологических и гидрологических условий, изучения растительного покрова и др. Стереофото-схемы используются для стереоскопического изучения района трассы.

Фотопланы и топографические планы составляются для обходов дифференцированным методом с изображением рельефа горизонталями более подробно, чем элементы ситуации, которые могут обобщаться или вообще не показываться в зависимости от задач проектирования обхода.

При скоростных изысканиях ограничиваются использованием лишь аэроснимков, фото- и стереосхем, так как применяемые усовершенствованные фотоустановки в летательных аппаратах позволяют получить аэроснимки, близкие к горизонтальным. Трассирование линии по стереомодели выполняют без предварительного определения высот точек и проведения горизонталей; трассирование обхода по фото- и топографическим планам производится обычными способами.

ГЛАВА XI
ГЕОДЕЗИЧЕСКОЕ ОБЕСПЕЧЕНИЕ
ПРИ СТРОИТЕЛЬСТВЕ И ВОССТАНОВЛЕНИИ
ЖЕЛЕЗНЫХ ДОРОГ

§ 1. СПОСОБЫ ДЕТАЛЬНОЙ РАЗБИВКИ ИНЖЕНЕРНЫХ
СООРУЖЕНИЙ

Геодезическое обеспечение строительства и восстановления железных дорог включает перенос проекта на местность, контроль за ходом строительства (соблюдение геометрических размеров сооружения) и по окончании строительства — фиксирование допущенных отклонений от проекта.

Для перенесения проекта инженерного сооружения на местность составляются разбивочные чертежи, на которых указываются числовые данные, определяющие положение основных точек сооружения относительно принятой сети координат. Разбивочные чертежи составляются на основании генерального плана и рабочих чертежей раздельного пункта, поселка или отдельного сооружения. Привязка сооружений на перегонах производится к оси главного пути и пикетажу, на станциях привязка, как правило, производится к оси 1-го главного пути (или запроектированному базису) и оси пассажирского здания. При последующих разбивках могут использоваться и основные точки уже построенных объектов: центры стрелочных переводов, оси зданий, углы платформ и т. д.

Разбивочными работами называются геодезические построения, имеющие целью определение на местности положения сооружения и его частей в плане и по высоте в соответствии с проектом. Разбивочные работы включают построение на местности линий и углов заданной величины, вынос точек с заданной отметкой, построение линий и плоскостей заданного уклона, закрепление разбивочных точек и линий.

При строительстве и восстановлении железных дорог разбивочные работы выполняются при закреплении трассы, сооружении земляного полотна, укладке и балластировке пути, укладке стрелочных переводов и других видов соединений и пересечений рельсовых путей, строительстве обходов и устройстве переключе-

ний, строительстве зданий, искусственных и подземных сооружений.

Детальная разбивка сооружений выполняется различными способами, при этом выбор способа зависит от требований точности и от конкретных условий на объекте разбивки. Как правило, применяются следующие способы: прямоугольных координат, полярный и засечек.

В ходе строительства необходимо сохранять разбивочные точки, для чего производят их закрепление. Закрепление не должно мешать работе машин и механизмов. Точки закрепляются выносными столбами или кольями, расположенными в створе. Расстояние между столбами и кольями принимают равным 10—20 м, а от закрепленной точки до первого кола (столба) — в зависимости от характера выполняемых работ. Столбы диаметром 10—16 см углубляются на 60—70 см и возвышаются над поверхностью земли на 40—50 см, в торец столба в створе выносной линии забивается гвоздь. На столбах делается затеска, где простым карандашом записывается характеристика закрепленной точки и расстояния. При применении кольев диаметром 6—8 см они углубляются в грунт на 40—50 см и возвышаются над поверхностью земли на 30—40 см. На кольях делают такие же надписи, как и на столбах. Линии небольшого протяжения (оси стен зданий, труб) закрепляются четырьмя створными столбами, по два с каждой стороны.

Точность геодезических разбивок обусловлена характером выполняемых работ и указывается в соответствующих технических условиях. Например, допускаемые отклонения при разбивке котлованов под фундаменты зданий и сооружений не должны превышать 2—5 см, отклонения осей водопровода и канализации — до 5 см и т. д.

§ 2. РАЗБИВКА ЗЕМЛЯНОГО ПОЛОТНА ЖЕЛЕЗНЫХ ДОРОГ

Разбивка земляного полотна производится в целях контроля за соответствием натуральных размеров и геометрических форм земляного полотна проектным профилям как в ходе строительства, так и при сдаче в эксплуатацию. Разбивочные работы при сооружении земляного полотна заключаются в обозначении и закреплении на местности места положения осей и точек, определяющих границы (контуры) элементов земляного полотна в профиле и плане.

Для производства разбивочных работ необходимо иметь следующую проектную документацию:

- подробный продольный профиль;
- план линии и план полосы отвода с указанием полосы расчистки трассы;
- типовые и индивидуальные поперечные профили земляного полотна;
- рабочие чертежи водоотводных устройств;

- ведомость закрепления трассы;
- ведомость постоянных и временных реперов;
- выписка на производство земляных работ.

Разбивочные работы должны производиться с точностью, соответствующей строительным допускам, установленным СНиП и «Техническими условиями сооружения железнодорожного земляного полотна», указанными в табл. XI.1.

Таблица XI.1

№ по пор.	Виды отклонений	Допускаемые отклонения при приемке земляного полотна, см	Нормы точности разбивок (контроля) земляных сооружений, см
1	Отклонение оси земляного полотна на прямых (на кривых)	$\pm 2/\pm 5$	$\pm 1/\pm 2$
2	Отклонение отметок бровки земляного полотна (с учетом запаса на осадку)	± 5	± 2
3	Сужение земляного полотна, канав и увеличение крутизны откосов	Не допускается	—
4	Отклонение по ширине верха сливной призмы	± 10	± 4
5	Отклонение в плоскости откосов, положения грани откосов, в ширине насыпных берм	± 15	± 6
6	Отклонение в поперечных размерах канав	± 10	± 4
7	Отклонение от проектного продольного уклона дна канав, кюветов и дренажей	$\pm 0,0005\%$	$\pm 0,0002\%$
8	Уменьшение минимальных уклонов дна канав, кюветов и дренажей	Не допускается	—
9	Отклонение бровок и границ откосов, резервов и кавальеров . . .	± 30	± 10

Примечание. Отклонения в сторону увеличения ширины земляного полотна, а также в сторону уположения откосов допускаются без включения излишнего (против проекта) грунта в объем выполняемых работ.

Восстановление и закрепление трассы производится перед началом работ по сооружению земляного полотна. При этом восстанавливаются все плановые и высотные точки трассы на местности.

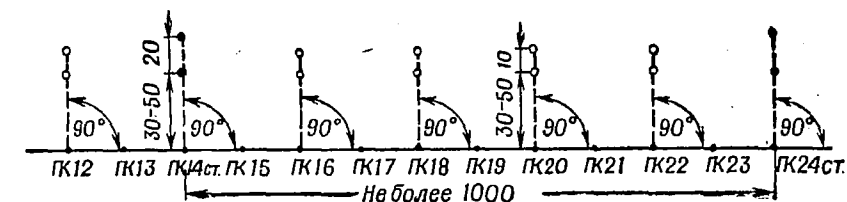
При восстановлении трассы необходимо:

- закрепить вершины углов поворота и створные точки на длинных прямых;
- произвести детальную разбивку круговых и переходных кривых;
- закрепить пикеты и плюсовые точки;
- проверить отметки существующих реперов и установить дополнительные реперы в количестве, необходимом для производства строительных работ;

- произвести проверочное продольное нивелирование всех точек, а в необходимых случаях — съемку поперечных профилей;
- проверить и закрепить оси искусственных сооружений;
- разбить на местности водоотводные сооружения.

При закреплении трассы измерения расстояний на местности и углов, а также нивелирование должны выполняться со следующей точностью:

- измерения горизонтальных углов — 2 мин;
- невязка в сумме измеренных горизонтальных углов $3\sqrt{n}$ мин, где n — число измеренных углов;



а

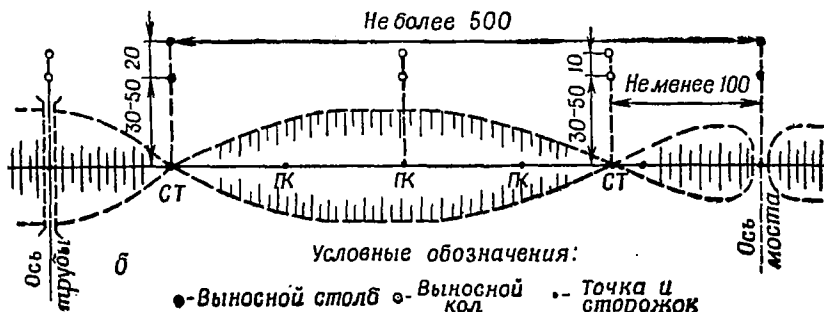


Рис. XI.1. Закрепление оси земляного полотна на прямых участках:

а — в равнинной местности; б — в холмистой местности

— относительная разность между первым и вторым промерами расстояний — $1/1000$ в обычных условиях местности и $1/500$ в трудных условиях;

— невязка в отметках по двойному нивелирному ходу длиной L (км) — $\pm 50\sqrt{L}$ (мм).

Трасса на местности закрепляется кольями (точками) и сторожками по оси (на пикетах, плюсах, главных точках кривых — НК, СК, КК), а также выносными столбами и кольями (рис. XI.1), устанавливаемыми вне зоны производства земляных работ. На прямых участках трассы, в равнинной местности, выносными столбами закрепляются осевые точки (теодолитные стоянки) не реже чем через 1000 м, выносными кольями — осевые точки всех четных пикетов. В холмистой и горной местности осевые точки теодолитных стоянок закрепляются не реже чем через 500 м, а выносными

колыями закрепляются осевые точки нулевых мест и верх выемок глубиной более 10 м.

Выноски делаются перпендикулярно оси пути в виде створов из двух столбов или кольев. Расстояние между кольями 10—20 м, между столбами не менее 20 м. Расстояние от первого столба (кола) до оси — 30—50 м (но за пределами границ земляных ра-

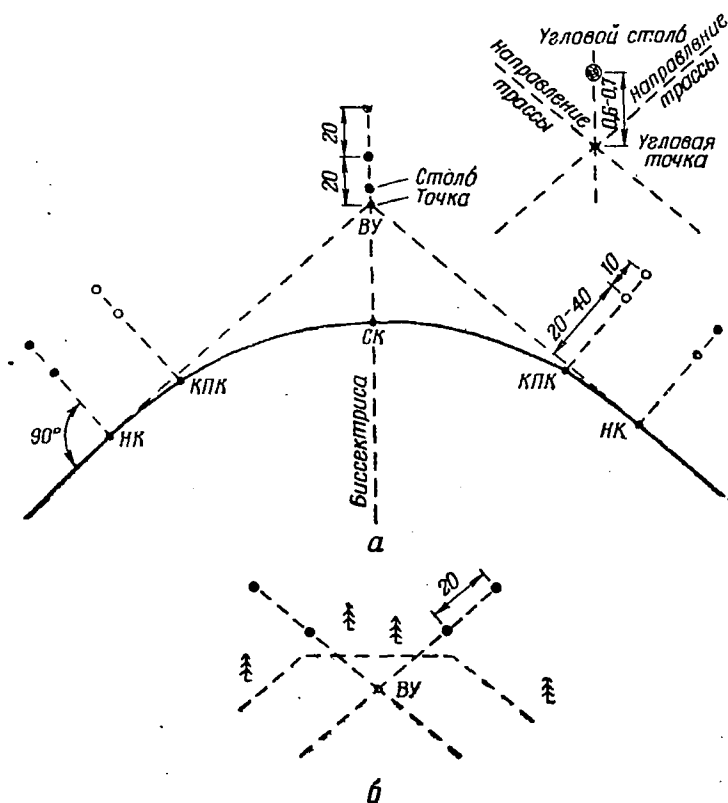


Рис. XI.2. Закрепление оси земляного полотна на кривых участках:

а — в равнинной местности; б — в лесных районах

бот). В зависимости от способа производства земляных работ и топографических условий выноски делаются в одну или разные стороны от оси земляного полотна. В холмистой и горной местности выноски лучше делать в нагорную сторону. В лесистой местности выноски рекомендуется делать за пределами полосы расчистки трассы; выносные точки можно располагать на пнях. На кривых участках трассы закрепляются выносными столбами вершина угла поворота и точки начала и конца переходных кривых (рис. XI.2).

При выполнении работ по закреплению трассы необходимо вести журнал выносок (табл. XI.2).

ЖУРНАЛ ВЫНОСОК

Железнодорожная линия _____

Участок от _____ км до _____ км

Наименование выносных точек	Пикет, плюс	Расстояние от оси в м		Привязочный угол в гра- дусах	Схема рас- положения выносок
		влево	вправо		
1	2	3	4	5	6

Примечание. В графах 3—4 расстояние указывается дробью: в числителе до ближайшей выносной точки, в знаменателе — до дальней.

Для высотной привязки при разбивке земляного полотна используются реперами, установленными при закреплении трассы.

Закрепленная на местности трасса, ведомости реперов, журнал выносок или схема закрепления трассы передаются строительным организациям в присутствии заказчика по акту.

Для разбивки земляного полотна применяются теодолиты, нивелиры, экеры, мерные ленты, рулетки, рейки, вешки и ряд специальных приспособлений, облегчающих разбивку и контроль за качеством работ.

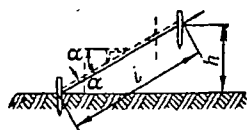
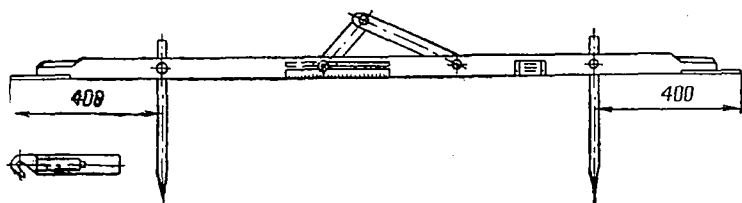
Для установки откосников (различной крутизны) и контроля за крутизной откосов применяется контрольная рейка (рис. XI.3, а). В зависимости от высоты насыпи используются инвентарные деревянные или металлические откосники (рис. XI.3, б). Проверку высоты отсыпки насыпи и глубины разработки выемок или резервов хорошо производить с помощью вешек-визирок или реек-визирок (рис. XI.3, в). Правильность нарезки и планировки кюветов контролируется шаблоном, имеющим очертание и размеры кювета (рис. XI.3, г).

При восстановлении земляного полотна закрепление оси производится на сохранившихся участках насыпей или выемок установкой вешек (кольев) по две с каждой стороны. По установленным вешкам в створе ставятся вешки на участках разрушенного земляного полотна. Если земляное полотно восстанавливается в пониженном уровне, то в местах переломов профиля ставятся высотники.

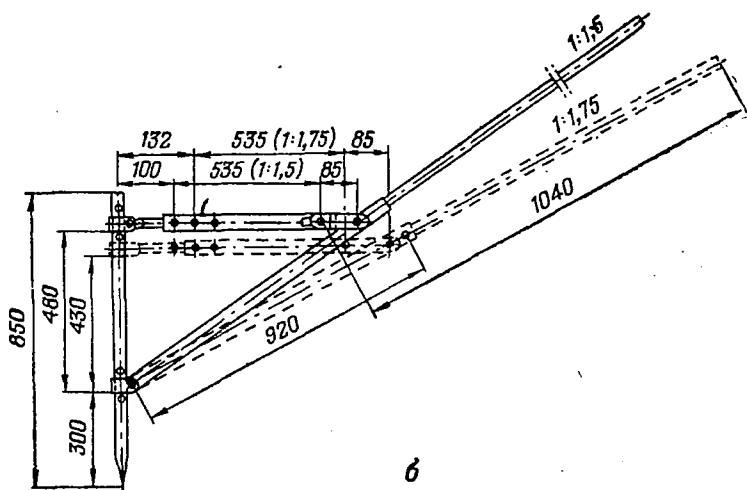
При строительстве обходов на ТВД, когда сроки работ будут сжатыми, закрепление трассы производится выносными кольями. На прямых участках закрепляются четные пикеты, на кривых — вершина угла, начало и конец кривой.

К производству земляных работ можно приступать только после детальной разбивки земляного полотна, которая должна опережать фронт работ по сооружению земляного полотна на 1—2 км. Разбивка земляного полотна осуществляется от оси и состоит в определении и обозначении на местности основных точек плана и поперечного профиля: промежуточных точек оси, границ откосов насыпей и выемок, бровок резервов, водоотводных канав, подошвы кавальеров и т. д.

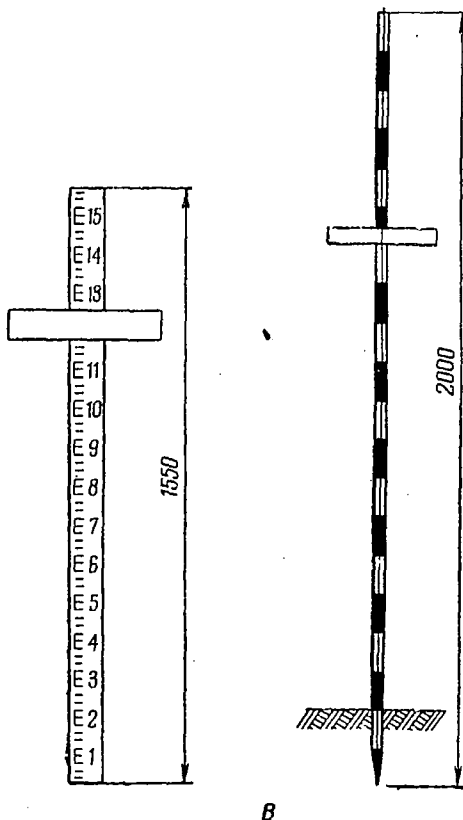
Разбивка производится на всех пикетах и плюсах, но не реже чем через 50 м на прямых, а на кривых при радиусе более 500 м — через 20 м и меньшем радиусе — через 10 м. Разбивка земляного полотна производится после расчистки полосы от леса, пней, кустарника, удаления растительного слоя, восстановления и закрепления трассы.



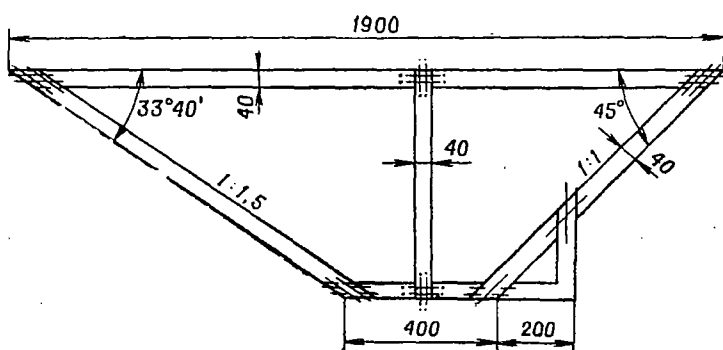
а



б



b



z

Рис. XI.3. Приспособления для разбивки земляного полотна:
a — контрольная рейка (шаблон); *b* — металлический откосник; *в* — рейка-визирка и вешка-визирка с передвижными планками; *г* — шаблон для контроля поперечников кюветов

Разбивку земляного полотна на местности необходимо выполнять на основании «Выписки на производство земляных работ», в которой полная рабочая высота насыпи определена по формуле

$$H_1 = H_0 + h_{c.п.} + h_{з.о.} \pm y_b,$$

где H_0 — рабочая отметка по продольному профилю;
 $h_{c.п.}$ — высота сливной призмы;
 $h_{з.о.}$ — запас на осадку;
 y_b — вертикальные ординаты смягчения продольного профиля в местах перелома профиля.

Полная рабочая глубина выемки определяется по формуле

$$H_1 = H_0 - h_{c.п.} \pm y_b.$$

Границы откосов насыпей и выемок при разбивке определяют исходя из высоты насыпи или глубины выемки, определяемых по формуле

$$H = H_0 \pm y_b.$$

При разбивке осевые точки и границы откосов насыпей, канальеров, канав следует закреплять кольями, границы откосов выемок, невысоких насыпей и резервов — вешками-визирками.

Границы откосов, кроме того, можно при благоприятных условиях обозначить бороздами.

При разбивке насыпей расстояние от оси до границ их откосов на горизонтальной местности и местности с уклоном менее 1:10 при типовом поперечнике определяется по формуле $l = \frac{b}{2} + mH$ — при $H \leq 6$, а при H от 6 до 12 м — по формуле $l = \frac{b}{2} + 6m + (H - 6)m_1$ (рис. XI.4). При большей высоте насыпи это расстояние определяется в соответствии с запроектованной крутизной откосов.

При однообразном уклоне местности положение границ откосов насыпей определяется аналитически. Для этого необходимо иметь следующие данные (рис. XI.5): ширину насыпи по верху b , крутизну откосов m , высоту насыпи H , косогорность местности 1:n (которая определяется ватерпасовкой).

При высоте насыпи до 6 м расстояния l_1 и l_2 определяются по формулам:

$$l_1 = \frac{n}{n-m} \left(\frac{b}{2} + mH \right);$$

$$l_2 = \frac{n}{n+m} \left(\frac{b}{2} + mH \right).$$

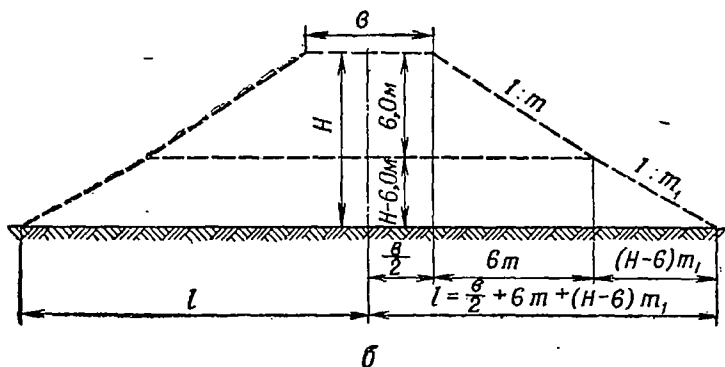
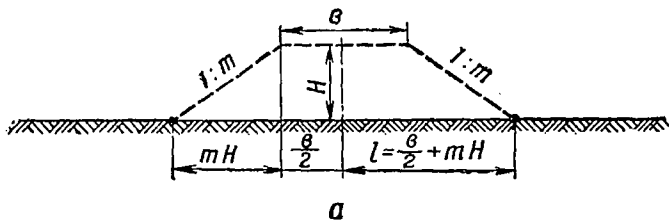


Рис. XI.4. Разбивка насыпи на местности с поперечным уклоном до 1:10:

а — при высоте до 6 м; б — при высоте от 6 до 12 м

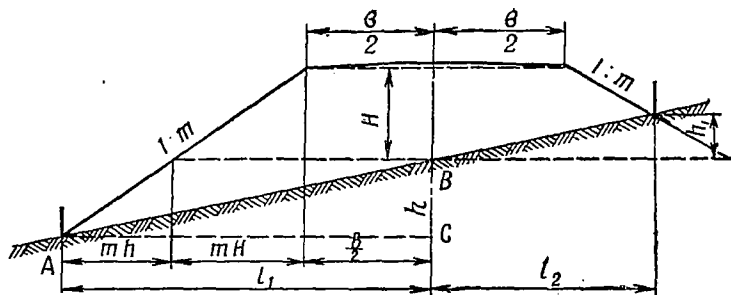


Рис. XI.5. Разбивка насыпи на местности с однообразным уклоном

При высоте насыпи от 6 до 12 м — по формулам:

$$l_1 = \frac{n}{n-m} \left[\frac{b}{2} + 6m + (H-6) \cdot m_1 \right];$$

$$l_2 = \frac{n}{n+m} \left[\frac{b}{2} + 6m + (H-6) \cdot m_1 \right].$$

При разнообразном уклоне местности положение границ откосов насыпи наиболее просто определяется с помощью контрольного шаблона и рейки с уровнем (рис. XI.6). В качестве рейки можно использовать нивелировочную 3-метровую рейку.

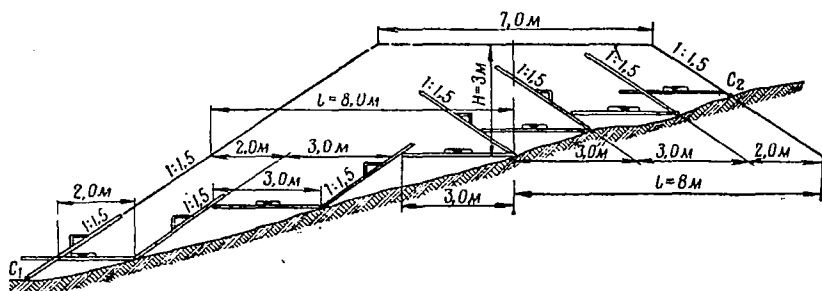


Рис. XI.6. Разбивка насыпи на косогоре с помощью шаблона и рейки с уровнем

Порядок разбивки рассмотрим на примере. Дано: $H=3$ м; $b=7$ м; $1:m=1:1,5$, рейка — 3 м.

Решение. 1) Определяется величина l для горизонтальной местности $l = \frac{b}{2} + mH = 3,5 + 3 \cdot 1,5 = 8,0$ м.

2) Количество реек — 3 м + 3 м + 2 м — две полные и 2 м.

3) Производится на местности установка рейки и контрольного шаблона (рис. XI.6).

Общие правила: рейка должна укладываться горизонтально, одним концом касаясь поверхности земли, другим — контрольного шаблона, который устанавливается параллельно откосу. В нагорную сторону разбивка начинается с установки рейки, в нагорную — с установки контрольного шаблона. Точки границ откосов закрепляются кольями, а насыпей при высоте до 2 м — высотниками (вешками-визирками), горизонтальные планки которых закрепляются на уровне верха насыпи.

На кольях и планках вешек простым карандашом записывают: пикет, плюс, высоту насыпи по оси и по бровкам, расстояния l_1 и l_2 . Все данные заносятся в разбивочный журнал.

При разбивке выемок расстояние границы откосов выемок на горизонтальной местности или с уклоном менее 1:10 от

оси пути при типовом поперечнике (рис. XI.7) определяется по формуле

$$l = \frac{b}{2} + k + mH,$$

где k — ширина кювета по верху.

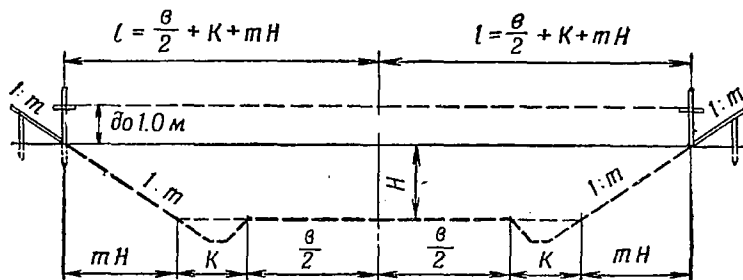


Рис. XI.7. Разбивка выемки на местности с поперечным уклоном до 1 : 10

При однообразном поперечном уклоне местности положение границ откосов выемок определяется аналитически по формулам:

$$l_2 = \frac{n}{n+m} \left(\frac{b}{2} + k + mH \right);$$

$$l_1 = \frac{n}{n-m} \left(\frac{b}{2} + k + mH \right).$$

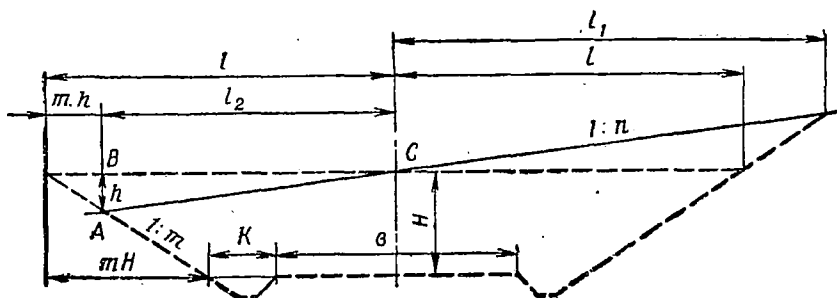


Рис. XI.8. Разбивка выемки на местности с однообразным уклоном

При разнообразном уклоне местности положение границ откосов выемок определяется с помощью контрольного шаблона и рейки с уровнем (рис. XI.9).

Пример. Глубина выемки $H=4,0$ м; $b=7,0$ м; $1:m=1:1,5$; рейка — 3,0 м.

Решение. 1. Определяется величина l для горизонтальной местности $l = \frac{b}{2} + k + mH = 3,5 + 4 \cdot 1,5 + 1,9 = 11,4$ м.

2. Количество реек $11,4 = 3 + 3 + 3 + 2,4$ — три полные и 2,4 м.

3. Производится на местности установка рейки и контрольного шаблона (рис. XI.9). Правила установки рейки и контрольного шаблона такие же, как и при разбивке насыпей

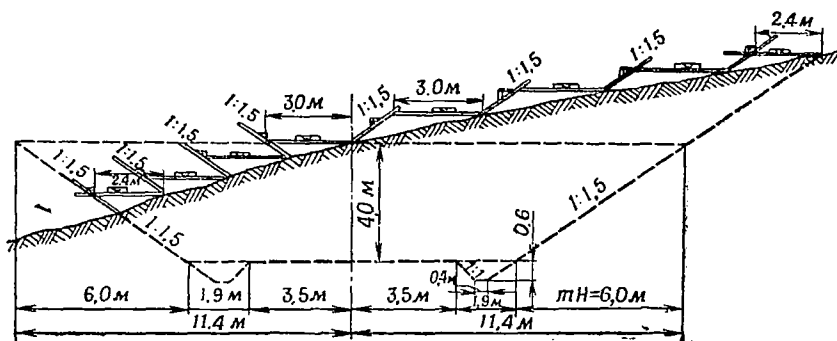


Рис. XI.9. Разбивка выемки на косогоре с помощью контрольного шаблона и рейки с уровнем

Точки границ откосов выемок закрепляются, как правило, вешками-визирками, с расположением горизонтальных планок на некотором условно постоянном уровне (до 1 м). Такое закрепление

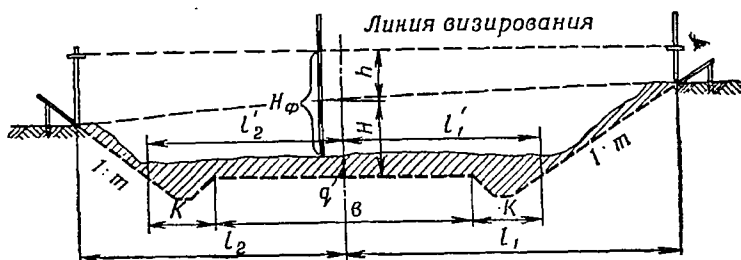


Рис. XI.10. Контроль за разработкой выемки глубиной до 3 м с помощью вешек-визирок и нивелирной рейки

позволяет контролировать (с помощью нивелирных реек) правильность разработки выемок на глубину до 3 м (рис. XI.10). На планках вешек простым карандашом записывают: пикет, плюс, глубину выемки по оси и по бровке, расстояния от оси l_1 и l_2 , превышение относительно осевой точки.

Положение откосов выемок фиксируется установкой откосников.

Все данные заносятся в разбивочный журнал (табл. XI.3).

РАЗБИВОЧНЫЙ ЖУРНАЛ

Километры	Пикеты, плюсы	Наименование объекта	Рабочая высота (глубина) H , м	Радиус кривой, м	Расстояние от оси до откоса, м		Превышение откосов относительно осевых точек, см				Расстояние от выносок, м				Превышения выносимых точек относительно осевой, см				Углы засечек		Примечание	
					влево	вправо	выше		ниже		до оси		до границы откоса		выше		ниже		α	β		
							S_1	S_2	S_1	S_2	L_1	L_2	L'_1	L'_2	W_1	W_2	W_1	W_2				
					A_1	A_2	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21		22
1																						
2																						
3																						
4																						
5																						
6																						
7																						
8																						
9																						
10																						
11																						
12																						
13																						
14																						
15																						
16																						
17																						
18																						
19																						
20																						
21																						
22																						

При восстановлении земляного полотна и строительстве обходов границы откосов также обозначаются кольями и по мере отсыпки насыпей устанавливаются откосники.

Разбивка границ насыпей и выемок на косогорной местности может производиться рулеткой или лентой, но в этом случае необходимо предварительно определить примерную косогорность местности и установить переводные коэффициенты к горизонтальной местности. Так, при косогорности от 1:9÷1:7 при крутизне откосов 1:1,25 переводной коэффициент в большую сторону будет 1,20, в меньшую — 0,85. При крутизне откосов 1:1,5 соответственно 1,25 и 0,85. Если косогорность 1:6—1:5 и крутизна откосов 1:1,25, переводной коэффициент будет в большую сторону — 1,30, в меньшую — 0,83, а при откосе 1:1,5 соответственно 1,4 и 0,8.

Определив величину $l = \frac{b}{2} + mH$ для горизонтальной местности, необходимо при определении l_1 и l_2 умножить ее на указанные коэффициенты. Допуски при этом будут в пределах ± 10 см.

Разбивка резервов заключается в выставлении вешек-визирок по линиям путевой и полевой откосных бровок. Вешки закрепления резервов ставятся на тех же пикетах и плюсах, на которых выполняется разбивка насыпи. По вешкам-визиркам производят контроль за разработкой резерва.

Ширину резерва поверху и по дну, глубину по водостоку берут из «Выписки на производство земляных работ».

При разбивке водоотводных канав закрепляются кольями ось и бровки откосов. На кольях записывают пикет, плюс, глубину канавы и расстояние от оси земляного полотна. Границы кавальеров закрепляются кольями, на которых указывается высота кавальера и расстояние от оси выемки.

Закрепление разбивок земляного полотна рекомендуется производить на каждом пикете парными выносными столбами или кольями. Выноски располагают по нормали к оси: ближайшую по местным условиям за границей земляных работ (30—50 м), вторую — на 10—15 м от первой.

На выносных знаках записывают: пикет, плюс, наименование объекта, проектную высоту (глубину), расстояние до оси, превышение относительно осевой точки. Все надписи делают масляной краской или простым карандашом. Выноски в процессе строительства становятся опорными точками для восстановления оси, границ откосов. Линия выносок служит также условной осью для разбивки водоотводов.

При закреплении разбивок в пределах выемок выноски рекомендуется устанавливать в нагорную сторону. В лесной местности в качестве выносок можно использовать расположенные в створе тонкомерные хорошо видимые деревья. Выноски должны сохраняться в течение сооружения земляного полотна.

Геодезический контроль в период сооруже-

ния земляного полотна осуществляется за проектным положением оси объекта, шириной и высотой насыпи (положением бровок) после отсыпки каждого слоя грунта, шириной и глубиной выемки после разработки каждого слоя, глубиной разработки водоотводов, крутизной их откосов.

Восстановление оси и определение рабочих отметок производится от выносок и знаков, установленных при разбивке земляного полотна. Все поврежденные знаки должны быть немедленно восстановлены.

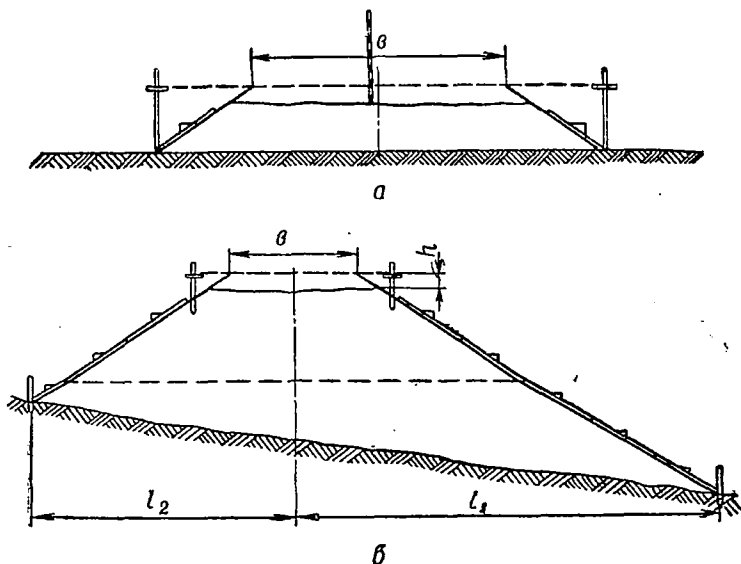


Рис. XI.11. Контроль за отсыпкой насыпей:
а — при высоте до 2 м; б — при высоте более 2 м

Положение оси и отметки насыпей высотой до 1,5—2 м проверяются по высотникам (вешкам-визиркам) (рис. XI.11, а). Крутизна откосов проверяется контрольным шаблоном (или контрольной рейкой). При более высоких насыпях с каждой стороны насыпи выставляют откосники (по мере отсыпки насыпи, чтобы они не мешали производству земляных работ). Первый откосник устанавливается после отсыпки первого слоя. Откосники с увеличением насыпи наращиваются и проверяются контрольным шаблоном. В верхней части высоких насыпей (при h до 1,5—2 м) ставят высотники (вешки-визирки) с закреплением горизонтальных планок на уровне полной рабочей отметки по оси (рис. XI.11, б).

Глубину выемок до 3 м, а также верхней части глубоких выемок проверяют по вешкам-визиркам, установленным на границе откосов (рис. XI.10). Величину h узнаем при постановке вешек-визирок. Из схемы видно, что величина доработки выемки g будет равна $H + h - H_{\phi}$, а фактическая глубина разработки равна $H_{\phi} - h$.

Для контроля за шириной выемки измеряют расстояние от оси до фактического откоса l_2 и l_1 и сравнивают эти величины с проектными, которые равны $\frac{b}{2} + K + gH$.

Контроль разработки глубоких выемок производится нивелирами, теодолитами и другими инструментами. Контроль разработки резервов производится так же, как и выемок — вешками-визирками. Уклон дна резервов и водоотводов канав контролируется нивелированием, теодолитами или визирками.

Для геодезического контроля при планировочных работах перед производством этих работ необходимо восстановить ось земляного полотна (через 20 м) и определить фактические отметки земляного полотна продольным нивелированием.

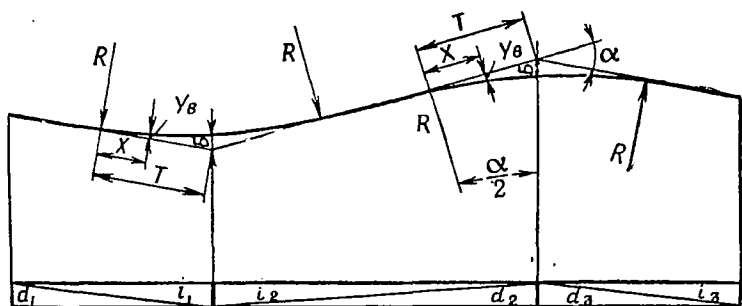


Рис. XI.12. Сопряжение элементов продольного профиля в вертикальной плоскости

При выполнении планировочных работ должны быть выдержаны рабочие отметки с учетом величин ординат y_b сопряжения элементов профиля в вертикальной плоскости (рис. XI.12), которые указываются в выписке на производство земляных работ. Элементы вертикальных кривых (T и B) по радиусу кривой и алгебраической разности уклонов, а также ординаты берутся из таблиц или вычисляются по формуле $T = R \cdot \operatorname{tg} \frac{\alpha}{2}$.

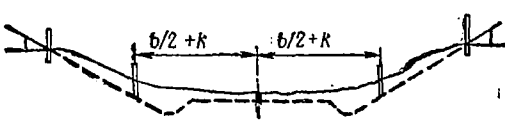


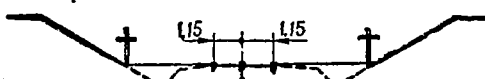
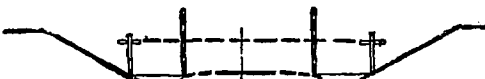
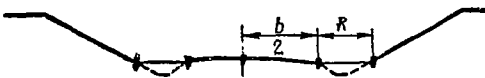
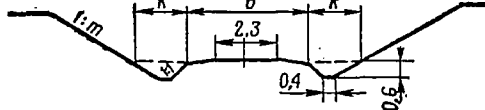
Практически из-за малых углов можно принимать $\operatorname{tg} \frac{\alpha}{2} = \frac{1}{2} \operatorname{tg} \alpha$, а $\operatorname{tg} \alpha = (i_1 \pm i_2)$. Следовательно, $T = \frac{1}{2} R \cdot (i_1 \pm i_2)$, т. е. тангенс равен радиусу, уменьшенному на половину алгебраической разности уклонов. Значение биссектрисы определяется по формуле $B = \frac{T^2}{2R}$; аналогично вычисляются ординаты ($y_b = \frac{X^2}{2R}$). Прямолинейные элементы продольного профиля сопрягаются в вертикальной плоскости кривыми при алгебраической разности уклонов более 3‰.

Технология разбивочных работ и геодезического контроля при планировке насыпей и выемок изложена в табл. XI.4 и XI.5.

Геодезический контроль при планировке насыпи

№ по пор.	Схемы разбивок	Наименование операций
1		<p>Восстановление оси через 20 м. Установка кольев на откосах (или вешек-визирок) через 20 м</p>
2		<p>Определение фактических отметок нивелированием. Установка планок на вешках-визирках по уровню проектных отметок верха насыпи</p>
3		<p>Контроль за планировкой верха по визиркам, нивелиру или теодолиту</p>
4		<p>Восстановление оси насыпи. Выставление кольшкков по бровкам сливной призмы. Понижение планок вешек-визирок на 15 см</p>
5		<p>Проверка положения бровок насыпи контрольным шаблоном</p>
6		<p>Снятие вешек-визирок. Выставление кольшкков по линии бровок и у подошвы насыпи Выставление кольшкков для движения границы гусениц планировщика при планировке нижней части откоса</p>
7		<p>Продольное нивелирование по оси и линии бровок и снятие поперечников через 50 м перед слачей земляного полотна под укладку</p>

Геодзический контроль при планировке выемки

№ по пор.	Схемы разбивок	Наименование операций
1		<p>Восстановление оси через 20 м. Выставление кольев и откосников через 20 м на границе откосов и кольев на расстоянии от оси $\frac{b}{2} + k$</p>
2		<p>Продольное нивелирование после планировки откосов для определения фактических отметок. На кольях, отстоящих от оси на расстоянии $\frac{b}{2} + k$, устанавливают планки (визирки)</p>
3		<p>Контроль за планировкой верха сливной призмы визирующим</p>
4		<p>Восстановление оси. Выставление кольешков по бровкам сливной призмы</p>
5		<p>Проверка правильности нарезки сливной призмы. Проверка планировки грунта на месте кювета</p>
6		<p>Выставление кольешков для нарезки кюветов кюветопателем. Снятие вешек-визирок</p>
7		<p>Продольное нивелирование по оси пути, по бровкам, по дну кювета. Снятие поперечников через 50 м</p>

§ 3. ГЕОДЕЗИЧЕСКИЕ РАБОТЫ ПРИ УКЛАДКЕ И БАЛЛАСТИРОВКЕ ПУТИ

При укладке пути выполняются следующие геодезические работы:

— восстанавливают ось пути (на оси пути устанавливаются кольца через 25 м и в местах стыков звеньев; на кривых ось разбивается через 5—10 м в зависимости от радиуса кривой); для более удобного контроля за укладкой звена по шнуровой нити забивают колышки на расстоянии от оси $\frac{2,75}{2}$ м;

— перед постановкой пути на ось путерихтовочной машиной восстанавливают сбитые осевые колышки на прямых участках через 25 м, на кривых через 10—5 м;

— в конце каждого дня укладки уточняют пикетное положение конца укладки.

При балластировке пути выполняются такие работы:

— выставление высотных колец по стыкам (через 25 м), на расстоянии 1,5 м от головки рельса; на кривых участках высотные кольца ставятся со стороны внутренней нити;

— разбивка отводов в конце участка балластировки;

— нивелирование верха головки рельса после подъёмки пути;

— контроль за планировкой верха балластного слоя при предварительном завозе балласта;

— восстановление оси пути при выправке пути в плане с закреплением оси марками в кривых участках;

— нивелирование по головке рельса перед сдачей в постоянную эксплуатацию.

§ 4. РАЗБИВОЧНЫЕ РАБОТЫ НА РАЗДЕЛЬНЫХ ПУНКТАХ

Исходными данными для разбивки станционных площадок являются план станции, поперечные профили земляного полотна, проекты водоотводных сооружений. Разбивка включает перенос в натуру осей главных и станционных путей с разбивкой пикетажа, разбивку стрелочных переводов, стрелочных улиц, съездов, глухих пересечений, поворотных устройств, обходов земляного полотна, водоотводных сооружений, коммуникаций, территорий поселков, депо, грузовых дворов. Разбивочные работы производят после расчистки и планировки участка. Необходимо составить разбивочный чертеж и план их выполнения. Разбивка производится в соответствии с планом строительства с тем, чтобы на площадке не было излишних разбивочных знаков.

На каждом разбивочном знаке простым карандашом записывается наименование разбивочной точки.

За ось Y на планах станций принимают ось пассажирского здания, а за ось X — ось первого главного пути или базис, который располагается параллельно оси пути.

В сложных условиях при наличии нескольких парков, устройстве сортировочных горок, пристанционных поселков создается опорная сеть в виде разомкнутых или сомкнутых теодолитных ходов. Перед началом разбивочных работ необходимо восстановить и закрепить на местности опорную сеть.

Вначале разбивается пикетаж. Затем по пикетажному значению разбивают ось пассажирского здания. По поперечным профилям разбивается земляное полотно. Порядок разбивки полотна станционных площадок и закрепления разбивок такие же, как и на перегоне.

При производстве земляных работ необходимо следить за положением оси главного пути или базиса, для чего необходимо выносками закрепить линию базиса в нескольких точках. По окончании сооружения земляного полотна восстанавливают ось главного пути или базис и надежно закрепляют ее металлическими штырями или трубками в нескольких местах, разбивают пикетаж, устанавливают согласно пикетажу положение оси пассажирского здания и закрепляют ее четырьмя створными столбами и в точке пересечения с осью главного пути (базиса), т. е. точку начала координат.

Все остальные разбивочные работы (разбивка стрелочных переводов, съездов, стрелочных улиц, разбивка осей остальных станционных путей, зданий, платформ, коммуникаций и т. д.) производятся по мере укладки стрелочных переводов, путей и других устройств.

При последующих разбивках можно использовать в качестве отправных точек уже имеющиеся в натуре устройства — центры переводов, оси стрелочных улиц и т. д.

Разбивка стрелочных переводов заключается в определении и закреплении на местности основных точек перевода. Для детальной разбивки пользуются эпюрой стрелочного перевода и планом станции (рис. XI.13). Из плана станции определяют координаты центра перевода (ЦП), т. е. расстояния от оси пассажирского здания и от оси главного пути (базиса). При больших значениях координат положение ЦП находится от ближайшего пикета.

В найденной точке забивается сторожок и простым карандашом надписывается «ЦП» и дробью номер стрелочного перевода, например ЦП/5 (рис. XI.14). Все расстояния промеряются мерной лентой дважды. Затем провешивается направление оси прямого пути (устанавливаются на оси вешки) и определяется положение стыка рамного рельса, для чего из эпюры берется расстояние a , отмеряется от ЦП по оси прямого пути, забивается сторожок и делается запись СРР/5. После этого определяется положение математического центра крестовины МЦК. Из эпюры берется величина b_0 , отмеряется по оси прямого пути, забивается сторожок и делается надпись МЦК/5. Затем устанавливается колышек, указывающий положение хвоста крестовины. Для этого от МЦК отмеряется расстояние p (длина задней части крестовины) и от оси

вправо или влево (в зависимости от направления стрелочного перевода) на расстоянии $\frac{1524}{2}$ забивается сторожок. В заключение провешивается ось бокового пути. От ЦП отмеряется расстояние, равное двум знаменателям марки крестовины $2N$ (при марке $1/9$ — 18 м, при марке $1/11$ — 22 м и т. д.), восстанавливается перпендикуляр, отмеряется расстояние 2 м и забивается кол.

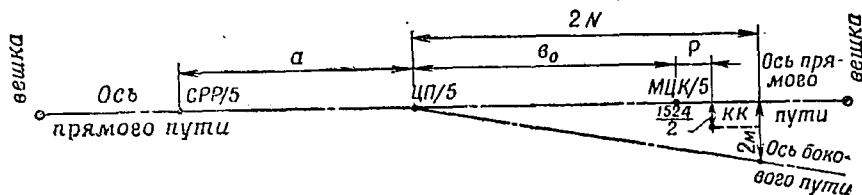


Рис. XI.14. Разбивка обыкновенного стрелочного перевода

Разбивка перекрестных стрелочных переводов и глухих пересечений выполняется в такой последовательности (рис. XI.15). Определяется положение центра перевода (так же, как и обыкновенного стрелочного перевода). Провешиваются оси I и II путей. Через точку ЦП под углом $\alpha/2$ прове-

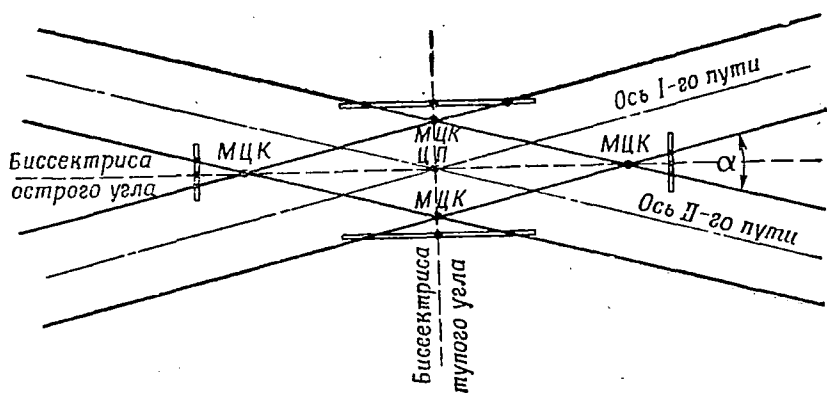


Рис. XI.15. Разбивка перекрестного стрелочного перевода

шивают направление биссектрисы острого угла и под прямым углом к нему — направление биссектрисы тупого угла. Из эпюры стрелочного перевода берутся расстояния от ЦП до МЦК острых и тупых крестовин. Отмеряются эти отрезки по линии биссектрис, в полученных точках забиваются сторожки и делаются надписи МЦК. После этого делается проверка правильности разбивки: расстояния между МЦК острых и тупых крестовин должны быть равны (как стороны ромба).

Разбивка закрепляется установкой дощатой обноски против МЦК острых и тупых крестовин (за пределами работ). На обносках гвоздями закрепляют направленные биссектрисы и стороны ромба.

Для разбивки прямого съезда (рис. XI.16) должны быть известны положение ЦП одного из стрелочных переводов, ширина междупутья E , марка крестовин $1/N$, тип стрелочного перевода.

Положение второго стрелочного перевода определяется натурными измерениями: от точки ЦП/1 отмеряется расстояние $L_1 = EN$, восстанавливается перпендикуляр, отмеряется ширина между-

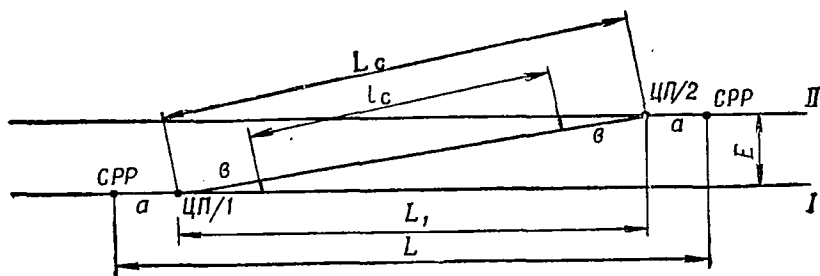


Рис. XI.16. Разбивка прямого съезда

путя E и находится положение точки ЦП/2. Затем разбиваются стрелочные переводы и соединительный путь съезда. Для контроля промеряется расстояние между центрами переводов, это расстояние должно равняться расчетному.

При восстановлении железных дорог последовательность работ по разбивке соединений и пересечений рельсовых путей аналогична рассмотренной. Привязка, как правило, производится не к оси пассажирского здания, а к стыкам рамных рельсов или центрам сохранившихся или разрушенных стрелочных переводов.

§ 5. РАЗБИВКА ОБХОДОВ

При восстановлении объектов, разрушенных обычными способами, могут применяться ближние обходы. Чаще всего это относится к мостовым переходам или устройству переключений с одного пути на другой на перегонах и станциях. Ось обходного пути может располагаться параллельно основному пути или под углом к нему.

При устройстве переключений (рис. XI.17) необходимо иметь следующие данные: ширину междупутья E , радиус кривых R , величину прямой вставки n ,

Вычисляются по формулам: угол α , тангенс T , полная длина переключения L , расстояние между вершинами углов поворота L_1 .

$$\operatorname{tg} \frac{\alpha}{2} = \frac{-n \sqrt{n^2 + (4R - E) \cdot E}}{4R - E} \quad \text{или} \quad \operatorname{tg} \frac{\alpha}{2} = \frac{L - n}{4R - E};$$

$$L = 2R \sin \alpha + b \cos \alpha \quad \text{или} \quad L = \sqrt{4RE - E^2 + n^2}.$$

Величина тангенса определяется по формуле $T = R \cdot \operatorname{tg} \frac{\alpha}{2}$ или по таблицам в зависимости от радиуса и угла α .

$$L_1 = L - 2T.$$

Разбивка ведется в такой последовательности:

— от точки A на оси 1-го пути отмеряется расстояние T и закрепляется вершина угла поворота $B\mathcal{Y}_1$;

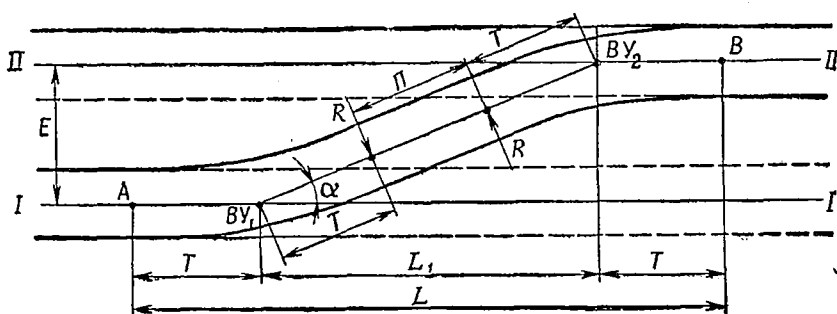


Рис. XI.17. Разбивка параллельного обхода (переключения)

— от точки $B\mathcal{Y}_1$ по оси 1-го пути отмеряется расстояние L_1 , восстанавливается перпендикуляр, равный E , и закрепляется вершина угла поворота $B\mathcal{Y}_2$;

— провешивается линия $B\mathcal{Y}_1 - B\mathcal{Y}_2$;

— разбиваются главные точки кривых и производится детальная их разбивка;

— проверка: фактическая полная длина L и прямая вставка n должны быть равны расчетным.

Если ось ближнего обхода не параллельна оси основного пути (рис. XI.18), необходимо определить расчетом величины углов поворота α_1 ; α_2 ; α_3 и α_4 и положение точек примыкания A и B . Для производства расчета задаются величиной прямой вставки между обратными кривыми ($n \geq 20$ м) и радиусом кривых (300 или 250 м при временных обходах и 200 или 180 м при краткосрочных). На местности измеряется длина прямого участка обхода KM , расстояние от точек K и M до оси основного пути b_2 и b_1 и проекция участка KM на ось основного пути (CD), равная l . Угол наклона оси обходного участка к оси основного пути φ получается из уравнения $\operatorname{tg} \varphi = \frac{b_1 - b_2}{l}$ или измеряется на местности теодолитом ($\varphi = \angle CKM - 90^\circ$ или $\varphi = 90^\circ - \angle KMD$).

Для определения углов α_1 и α_2 соединим центры O_1 и O_2 и параллельно линии SP проведем линию O_1P_1 , равную n .

$$\text{Из } \Delta O_1P_1O_2 \text{ tg } \beta_1 = \frac{n}{2R}; \text{ откуда } \beta_1 = \text{arctg } \frac{n}{2R}.$$

$$O_1O_2 = \frac{n}{\sin \beta_1} \text{ или } O_1O_2 = \sqrt{n^2 + 4R^2};$$

$$\text{из } \Delta O_1O_2Z \text{ sin } \beta_2 = \frac{O_1Z}{O_1O_2}; \text{ } O_1Z = R + R \cos \varphi - b_2;$$

$$\text{sin } \beta_2 = \frac{R + R \cdot \cos \varphi - b_2}{\sqrt{n^2 + 4R^2}}, \text{ откуда } \beta_2 = \text{arcsin } \frac{R + R \cdot \cos \varphi - b_2}{\sqrt{n^2 + 4R^2}}.$$

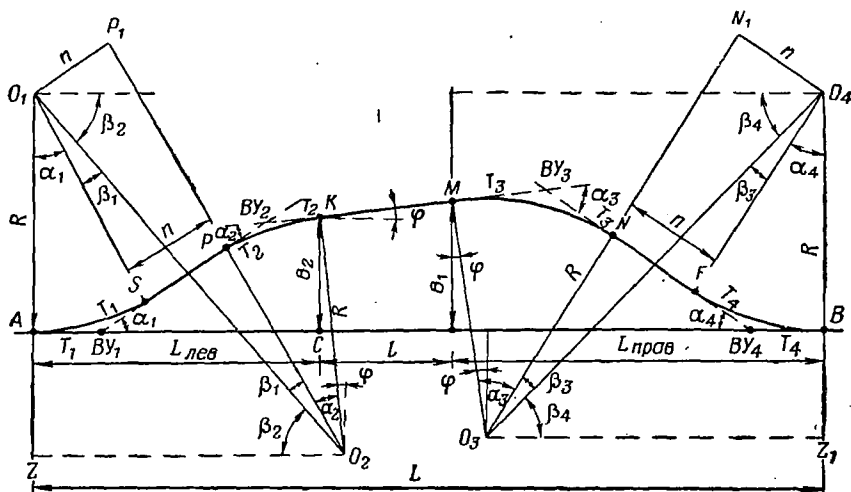


Рис. XI.18. Разбивка ближнего непараллельного обхода

Зная величины углов β_1 и β_2 , можно определить углы α_1 и α_2 :

$$\alpha_1 = 90^\circ - \beta_1 - \beta_2; \alpha_2 = 90^\circ - \beta_1 - \beta_2 - \varphi;$$

$$L_{\text{лев}} = O_1O_2 \cdot \cos \beta_2 - R \cdot \sin \varphi = \sqrt{n^2 + 4R^2} \cdot \cos \beta_2 - R \cdot \sin \varphi.$$

Аналогично определяются центральные углы α_3 и α_4 :

$$\text{tg } \beta_3 = \frac{n}{2R}, \text{ откуда } \beta_3 = \text{arctg } \frac{n}{2R}$$

(при равных прямых вставках и радиусах угол $\beta_3 = \beta_1$);

$$O_3O_4 = \frac{n}{\sin \beta_3} = \sqrt{n^2 + 4R^2};$$

$$\text{из } \Delta O_4O_3Z: \text{ sin } \beta_4 = \frac{O_4Z_1}{O_3O_4}; \text{ } O_4Z_1 = R + R \cdot \cos \varphi - b_1;$$

$$\text{sin } \beta_4 = \frac{R + R \cdot \cos \varphi - b_1}{\sqrt{n^2 + 4R^2}}, \text{ откуда } \beta_4 = \text{arc sin } \frac{R + R \cdot \cos \varphi - b_1}{\sqrt{n^2 + 4R^2}};$$

углы $\alpha_3 = 90^\circ - \beta_3 - \beta_4 + \varphi$ и $\alpha_4 = 90^\circ - \beta_3 - \beta_4$;

$$L_{\text{прав}} = O_3O_4 \cdot \cos \beta_4 + R \cdot \sin \varphi = \sqrt{n^2 + 4R^2} \cdot \cos \beta_4 + R \cdot \sin \varphi.$$

Расстояние между точками примыкания AB будет равно

$$L = \bar{L}_{\text{прав}} + L_{\text{лев}} + l.$$

Порядок разбивки: закрепляются точки K и M и проводится направление линии KM . По вычисленным углам поворота α_1 ; α_2 ; α_3 и α_4 и заданному радиусу определяют по таблицам значение тангенсов T_1 ; T_2 ; T_3 и T_4 и другие элементы кривых. Разбивка левой части обхода ведется от точки K и правой — от точки M . На продолжении линии MK откладывается отрезок T_2 и определяется положение вершины угла поворота $B\mathcal{U}_2$. На точку $B\mathcal{U}_2$ устанавливается теодолит, отмеряется угол α_2 и проводится направление $B\mathcal{U}_2-B\mathcal{U}_1$.

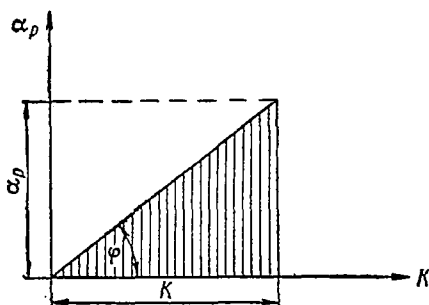


Рис. XI.19. График угловых диаграмм

Лентой отмеряются величины T_2 , n и T_1 , фиксируются точки P , S и $B\mathcal{U}_1$. Точка $B\mathcal{U}_1$ должна лежать на оси основного пути. От точки $B\mathcal{U}_1$ отмеряется по оси основного пути T_1 и находится точка A , после чего разбиваются кривые.

От точки M в такой же последовательности разбивается правая часть обхода.

Дополнительная проверка: фактическое расстояние L должно быть равно расчетному.

При разбивке смежных обходов, расположенных на небольшом расстоянии от основного пути, данные можно вычислять методом угловых диаграмм, которые выражают графическую зависимость между величиной угла поворота α в радианах и длиной кривой K :

$$K = \alpha_p \cdot R.$$

Если отложить по осям значение величин K и α_p для данной кривой, то получим график этих зависимостей (рис. XI.19).

Каждому радиусу кривой соответствует определенный угол наклона линии диаграммы к оси K

$$\operatorname{tg} \varphi = \frac{\alpha_p}{K} = \frac{1}{R}.$$

Площадь угловой диаграммы от начала кривой до любой точки кривой равна длине эвольвенты этой точки, т. е. расстоянию кривой от касательной

$$F = \frac{K\alpha_p}{2} = \frac{K^2}{2R}.$$

Указанные свойства угловой диаграммы используют при подготовке данных для разбивки.

Отложение вычисленных длин эвольвент по прямым незначительно снижает точность разбивок при небольшом расстоянии обходного пути от основного.

При разбивке обходов района ядерных взрывов, удаленных от старой оси на значительное расстояние, необходимо наметить точки примыкания M и K (рис. XI.20) и определить углы α_1 и α_2 .

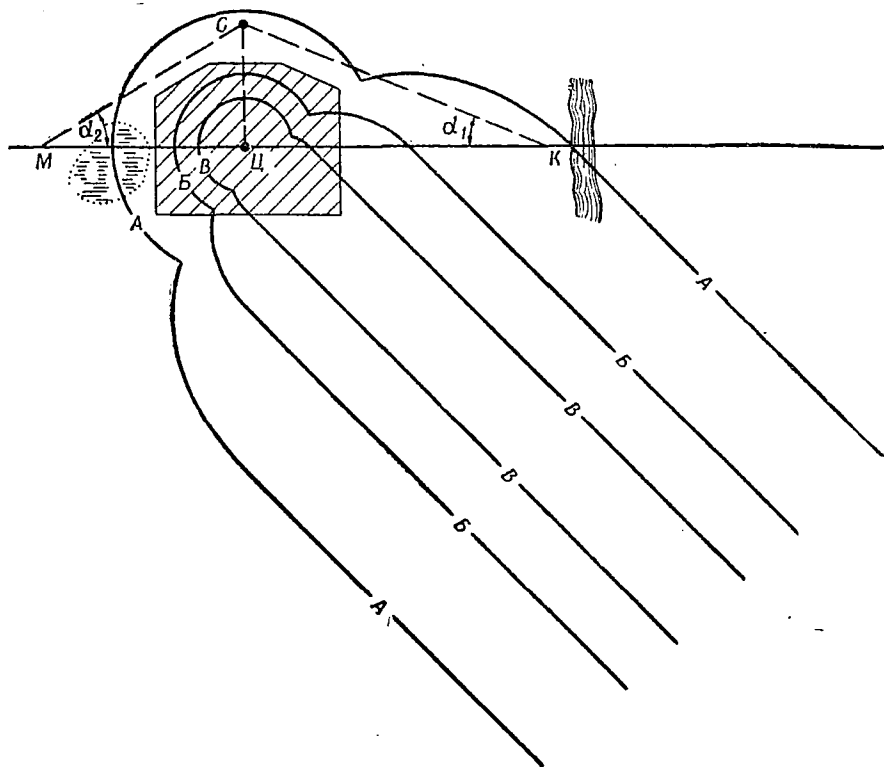


Рис. XI.20. Разбивка обхода района эпицентра ядерного взрыва

При отсутствии топографических карт и планов данные точки на местности намечаются исходя из уровней радиации, рельефа местности, естественных преград и т. д. На основании этих же факторов намечается наиболее удаленная точка обхода C и определяется примерное расстояние ее от оси основного пути $СЦ$.

Зная пикетное положение (примерное) центра разрушения железнодорожного участка и пикетажное положение намеченных точек примыкания M и K , определяют расстояния $МЦ$ и $КЦ$.

Вычисляется приблизительное значение углов α_1 и α_2 :

$$\operatorname{tg} \alpha_1 = \frac{СЦ}{КЦ}; \quad \alpha_1 = \operatorname{arctg} \frac{СЦ}{КЦ};$$

$$\operatorname{tg} \alpha_2 = \frac{СЦ}{МЦ}; \quad \alpha_2 = \operatorname{arctg} \frac{СЦ}{МЦ}.$$

В точке K (или M) устанавливается теодолит, отбивается угол α_1 (или α_2) и начинается трассирование обхода. Для ускорения работ разбивка может производиться с двух сторон. При трассировании учитывается рельеф местности, наличие завалов, радиационная обстановка, водные преграды и т. д.

§ 6. РАЗБИВКА ЗДАНИЙ И ПОДЗЕМНЫХ СООРУЖЕНИЙ

Основным документом для разбивочных работ при строительстве железнодорожных поселков, устройств локомотивного и вагонного хозяйства, платформ, грузовых дворов, подземных сооружений и т. д. является генеральный план или проект станции с обозначением на нем существующих сооружений и запроектированных к строительству. На генеральном плане показаны положение красных линий застройки, рельеф местности в горизонталях, отметки планируемой площадки (красная линия — это прямая, за которую на уровне земли не должны выступать в сторону проездов никакие части строящихся зданий). При строительстве небольших пристанционных поселков красные линии привязываются к оси пассажирского здания и базису. Отдельные здания вне станций разбиваются, как правило, от оси главного пути.

Основой разбивочных работ на крупных объектах строительства служит строительная координатная сетка — сети квадратов или прямоугольников со сторонами 400, 200, 100 м с прочно закрепленными на местности вершинами. Разбивка строительной координатной сетки на местности производится от существующих геодезических пунктов. В случае их отсутствия строится специальная геодезическая сеть. Разрешается смещать отдельные линии сетки на расстояния, кратные 10 м. На основании координатной сетки разбиваются кварталы по осям улиц или красным линиям. Точки пересечения осей улиц или углов кварталов закрепляются на местности столбами, зарываемыми до уровня планировочной поверхности. Точкой служит центр шляпки гвоздя, забитого в торец столба.

Исполнительные координаты кварталов не должны отличаться от проектов более чем на ± 20 см в застроенной и ± 30 см в незастроенной территории.

После высотной планировки площадки и устройства водоотводов нивелируют все разбивочные точки и выносят полученные отметки на исполнительный план. Отступления от проекта в отметках поверхности земли не должны превышать ± 5 см.

Детальная разбивка здания начинается с разбивки осей (рис. XI.21). Различают три вида осей: главные, основные и дополнительные (промежуточные). *Главными осями называют две взаимно перпендикулярные прямые (I—I и II—II), относительно которых сооружение располагается симметрично.* Главные оси разбивают для больших сооружений. *Основными осями называют линии I—I, 8—8, А—А и Е—Е, образующие внешний контур здания.* Остальные оси называются дополнительными. По-

жашке на одном горизонте. На обноску переносят с помощью теодолита основные оси сооружения. Остальные оси находят, откладывая стальной рулеткой расстояние непосредственно по верхней кромке досок обноски. Все выноски на обноске закрепляют гвоздями для подвески проволоки и обозначают надписями масляной краской. На стойках обноски забиваются штыри или костыли на проектной отметке чистого пола, которая переносится нивелиром от рабочего репера. Отметка чистого пола первого этажа принимается за нуль. В рабочих чертежах все размеры по вер-

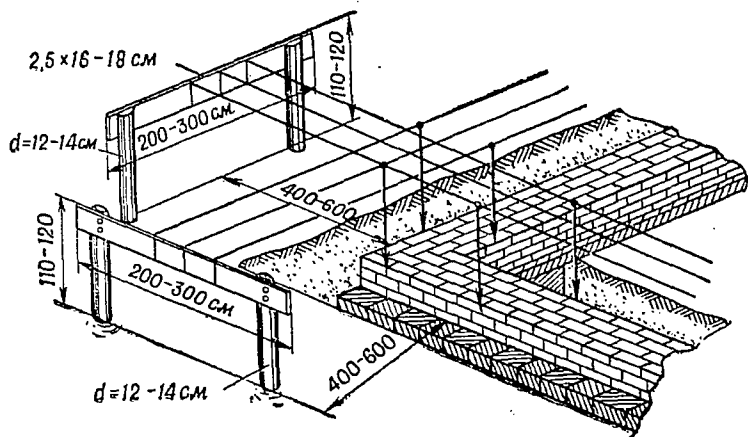


Рис. XI.22. Обноска в виде отдельных скамеек

тикали указываются от этого нуля. После окончания работ нулевого цикла обноска разбирается, а реперы и створные точки здания сохраняются, положение осей переносят на цоколь здания, а затем на стену в виде рисок и шашек.

Перед началом отрывки котлована или траншей колышками отмечается их очертание поверху. В ходе отрывки ведется наблюдение нивелиром или визирками за глубиной отрывки.

Чтобы не допускать перебора грунта под основанием фундамента, при разработке котлованов экскаватором рекомендуется глубину забоя назначать на $10 - 15 \text{ см}$ меньше проектной. По нивелиру (рис. XI.23, б) или с помощью рейки с уровнем (рис. XI.23, а), а в глубоких котлованах с помощью нивелира и рулетки с грузом массой $3 - 5 \text{ кг}$ (рис. XI.23, в) по осям фундамента в ямках устанавливают колышки на проектной отметке дна котлована и по ним зачищают дно. После выравнивания дна котлована, используя разбивку на обносках, с помощью проволоки и отвесов находят грани фундаментов, его уступы и грани стен.

Вертикальность кладки стен проверяется отвесом с грузом в $3 - 5 \text{ кг}$. Отвес опускают на блоке с удалением от стены на $10 - 20 \text{ см}$, линейкой с миллиметровыми делениями в определенных местах делают замеры от стены до нити отвеса и устанавливают величину отклонения от вертикали. Перенос осей на верхние этажи

производится отвесом или теодолитом, а при сооружениях большой высоты рекомендуется применять инструменты вертикального визирования, обеспечивающие точность 1—2 мм на 100 м высоты.

Отклонение осей стен, балок, прогонов от проектного положения не должно превышать 8—10 мм.

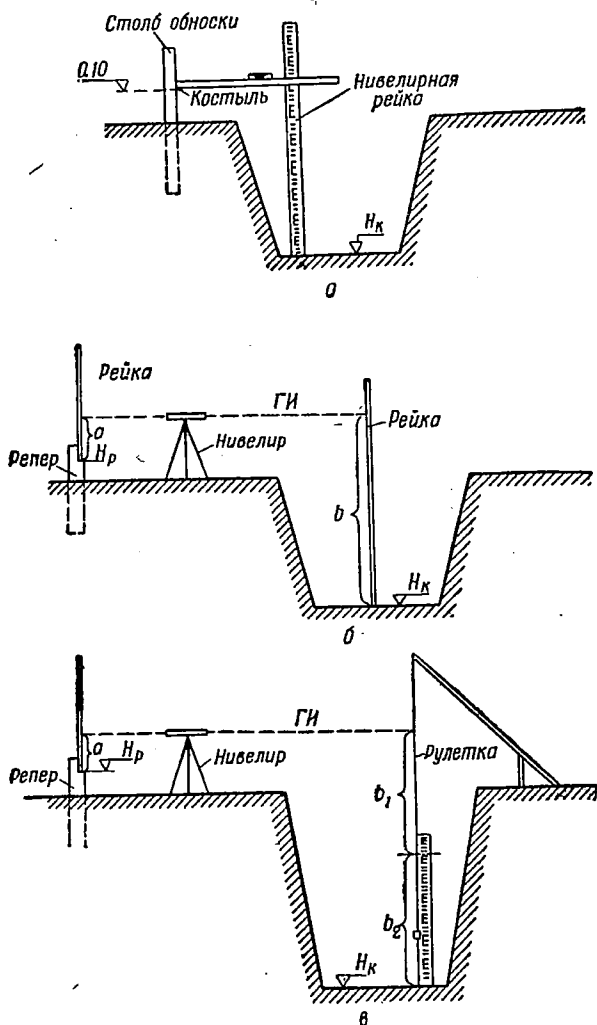


Рис. XI.23. Перенос отметок на дно котлована:
 а — рейкой с уровнем; б — нивелиром с рейкой; в — нивелиром с рейкой и рулеткой

Отметки на верхние этажи передаются с помощью двух нивелиров и подвешенной стальной рулетки (рис. XI.24). Отсчеты по рулетке берутся одновременно двумя наблюдателями у нивелиров (на исходном и монтажном горизонтах). При этом рулетка дол-

жна быть неподвижна, для чего к ней подвешивают груз, опускаемый в сосуд с жидкостью.

Отметка верха перекрытия определяется (по формуле) $A = H_{исх} + a + (a_1 - b) - b_1$.

Некоторые особенности имеет геодезическое обеспечение строительства производственных зданий. Положение осей колонн закрепляется на местности створными точками, обноска при отсутствии общего котлована вокруг здания не устраивается. Положение ям и фундаментных блоков под колонны устанавливается натяжением проволок по перпендику-

лярным осям, а отметки их дна проверяются нивелированием. На блоках или на опалубке положение осей отмечается краской. На оба конца каждой колонны наносятся краской риски, показывающие положение осей. При установке риски на колонне должны совпадать с положением оси, отмеченной на фундаменте.

Вертикальность колонны проверяется по отвесу и контролируется теодолитом. Теодолит устанавливают на линии, проходящей на рас-

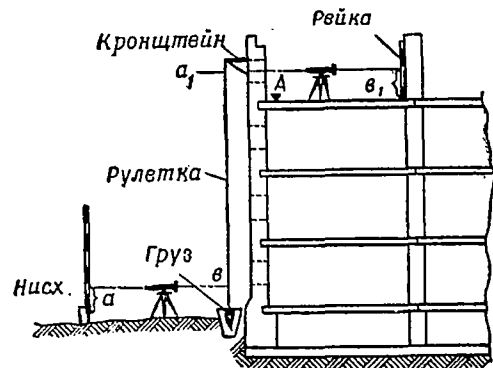


Рис. XI.24. Перенос отметок на верхние этажи зданий

стоянии 0,4—0,5 м от оси колонн, и коллимационную плоскость трубы направляют параллельно оси колонны. Затем на двух горизонтах по рейкам берут отсчеты между гранью колонны и вертикальной нитью. Отсчеты по рейкам позволяют судить о вертикальности колонны. Такая поверка производится в двух взаимно перпендикулярных плоскостях.

После установки колонн производится разбивка осей подкрановых балок и нивелирование их со специально устроенных подмостей.

Для разбивочных работ при строительстве подземных сетей (водопровода, канализации, теплосетей, газовых сетей, дренажей и различных кабельных сетей) исходными документами являются: план инженерных сетей с координатами смотровых колодцев и вершин углов поворота, продольные профили и рабочие чертежи.

Разбивка на местности оси трубопровода начинается с обозначения вершин углов поворота и смотровых колодцев. Данные точки обозначаются кольями с соответствующими надписями. Ось трубопровода провешивается и обозначается кольями через 20—25 м. На кольях указываются пикетажное значение и глубина траншеи. Разбивка закрепляется выносками, установленными на расстоянии 15—20 м от оси трассы. В отдельных, наиболее ответ-

стенных случаях положение оси трассы закрепляется обносками (углы поворота, смотровые колодцы, места перелома профиля и т. д.).

Обноска представляет собой обрезную доску, прибитую к двум столбам, углубленным в землю на 1—1,2 м и стоящим от бровки траншеи на расстоянии 1—1,5 м. Доска прибивается на высоте от земли около 1 м по нивелиру таким образом, чтобы линия, проведенная по верхним обрезам досок, была параллельна укладываемому трубопроводу. На досках гвоздями отмечается ось трубы и натягивается проволока, которая и определяет положение оси (рис. XI.25). Обноски устраиваются перед точной установкой труб

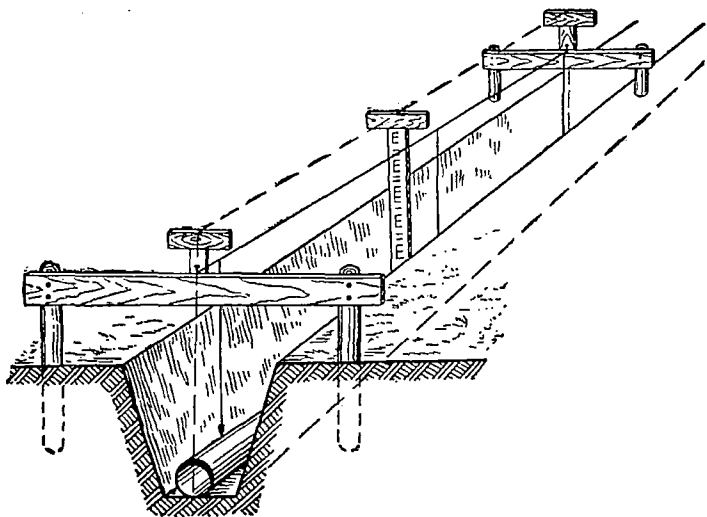


Рис. XI.25. Обноска для укладки труб и укладка их по визиркам

в плане и профиле. Для точной установки труб и рытья траншей используют визирки. Две постоянные устанавливаются над обносками, а третья («ходовая») делается раздвижной и ее величина для каждого участка высчитывается.

При строительстве теплосети особенно тщательно под нивелир устанавливаются теплофикационные каналы (из кирпича, бетона) и промежуточные опоры для труб. После укладки труб производится исполнительная нивелировка, после чего каналы перекрываются железобетонными плитами.

При укладке подземных кабельных сетей фиксируется положение их в плане и определяется глубина укладки, т. е. положение их в профиле не фиксируется.

Положение кабельных сетей отмечается по трассе специальными знаками или надписями на соседних сооружениях (стенах зданий, столбах и т. п.).

Все разбивочные работы при строительстве и восстановлении тоннелей опираются на существующую триангуляционную или полигонометрическую сеть. При ее отсутствии создается специальная триангуляционная сеть или полигонометрический ход.

Закрепление оси тоннеля начинается с разбивки направления трассы у входного и выходного порталов. В случаях когда ось линии у входа в тоннель лежит на кривой, разбивка направления производится по касательной к этой кривой в начальной точке. Выбор начальных точек на оси линии или на касательной к ней

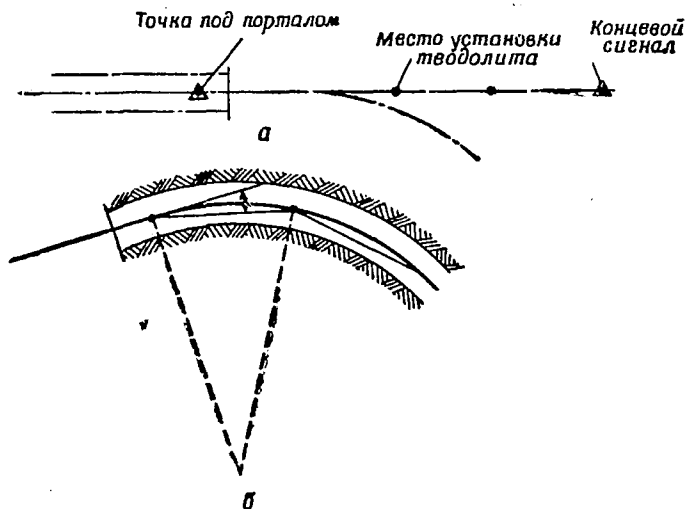


Рис. XI.26. Разбивка оси тоннеля:
а — на прямых участках; б — на кривых участках

у порталов производится таким образом, чтобы было возможно, с одной стороны, визировать в одну и другую сторону от нее к наиболее удаленным точкам, лежащим на исходных направлениях, и, с другой стороны, чтобы можно было производить измерения в глубь тоннеля в любое время, не мешая производству тоннельных работ. Кроме начальных точек исходное направление закрепляется еще двумя, а чаще всего тремя точками, чем обеспечивается контроль над несмещаемостью этих точек, используемых в качестве визирных знаков (рис. XI.26, а).

Целесообразно протрассировать и закрепить ось тоннеля на поверхности и заснять продольный профиль, что связывает поверхность массива с зоной расположения тоннеля, облегчает составление геологического разреза и дает возможность установить наблюдение за деформациями земной поверхности. Для высотного контроля на поверхности устанавливаются временные реперы, которые располагаются вблизи порталов и шахт.

Инженерно-геодезические работы, связанные со строительством

подземных сооружений, требуют высокой точности. Малейшие неточности, допущенные при геодезических работах, могут вызвать крупные и сложные дополнительные работы, не предусмотренные проектом.

Ось тоннеля в зависимости от способов его разработки может разбиваться с порталов или через шахты. При разбивке оси с порталов теодолит тщательным образом центрируется над ближайшей к тоннелю точкой и визируется к концевому сигналу. Трубу переворачивают через зенит и визируют по направлению к тоннелю. Над точкой оси тоннеля устанавливают световой сигнал, который передвигают до точного совпадения с вертикальной нитью теодолита. Световой сигнал должен иметь прорезь шириной 4—5 мм, середина которой должна совпадать с вертикальной нитью сетки нитей теодолита. В целях четкой установки светового сигнала последний закрепляется на плите и передвигается поперек оси тоннеля микрометренным винтом. Измерения повторяются несколько раз, отклонения между измерениями не должны превышать 10 мм. За окончательный результат принимается среднее из всех измерений.

После закрепления оси производится промер длин стальной лентой или дальномерами, разбивается пикетаж и выполняется нивелирование.

При расположении тоннеля на кривой ось разбивается, как правило, с помощью хорд. Длину хорды выбирают в зависимости от свободной ширины штольни или тоннеля, где можно производить измерения (рис. XI.26, б).

При сооружении тоннелей одновременно на нескольких участках выборка грунта производится через шахты. При таких условиях вопрос точного ориентирования подземных выработок в плане и по высоте приобретает особо важное значение.

Передача направления оси производится с помощью двух отвесов. На поверхности должны быть закреплены две точки, лежащие на оси тоннеля. В точке *Б* устанавливают и центрируют теодолит и ориентируют его по точке *А* (рис. XI.27, а). Выставляют в створе линии *АБ* отвесы $O_1—O_1$ и $O_2—O_2$ и опускают их вниз с помощью лебедок. Грузы отвесов помещают в сосуды с жидкостью, что предотвращает их качание. Проверяют по теодолиту правильность расположения отвесов, после чего выставляют в штольне (тоннеле) теодолит в точке *В* в том же створе.

Перенос отметок с поверхности земли в шахту производится с помощью двух нивелиров (рис. XI.29, б). Над стволом шахты жестко укрепляют брус, к которому подвешивается мерная лента с грузом. Обои нивелирами делают одновременно отсчет по ленте и по рейкам. Подобные отсчеты делают несколько раз с изменением горизонта инструмента. Отметка точки *Б* будет равна

$$H_B = H_{\text{рп}} + B - (L_1 - L_2) - a,$$

где $H_{\text{рп}}$ — отметка репера;

B — отсчет по рейке, установленной на репере;

a — отсчет по рейке в точке B ;
 L_1 и L_2 — отсчеты по шкале ленты.

При большой глубине шахты применяют склепку 20-метровых лент или стальную проволоку. Допустимая точность передачи отметок — 3—5 мм.

При восстановлении тоннелей необходимо восстановить ось, дать отметки тоннеля, следить за поперечными размерами выработок, положением конструкций и происходящими осадками и деформациями как на сохранившихся, так и на поврежденных участках, следить за соблюдением габаритности тоннеля.

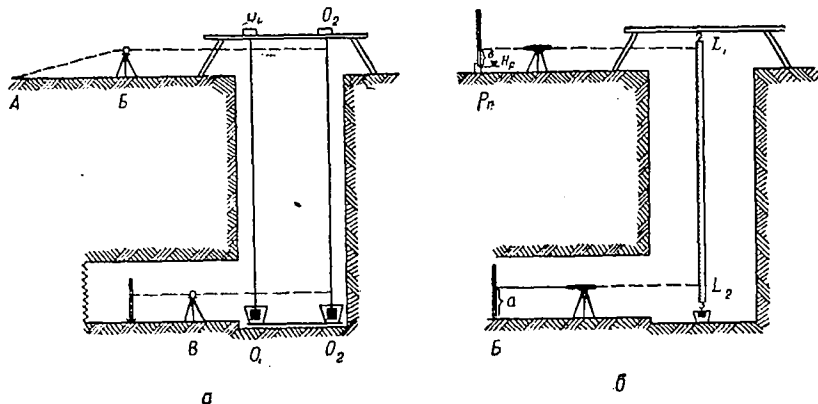


Рис. XI.27. Перенос оси и отметок с поверхности на глубину через шахты:

a — перенос оси; b — перенос отметок

При отсутствии технической документации привязки осуществляются к осям соответствующих подходов и к отметкам бровок земляного полотна. Сравнительно просто решается вопрос при расположении тоннеля на прямой или кривой известного радиуса. Если же тоннель расположен на кривой неизвестного радиуса, то необходимо проникнуть разведочной выработкой за завал, восстановить ось и определить уклон.

При наличии технической документации производство разбивочных работ мало чем отличается от тех же работ, выполняемых при строительстве тоннеля.

§ 7. ПРИМЕНЕНИЕ ЛУЧЕВЫХ ПРИБОРОВ В ИНЖЕНЕРНОЙ ГЕОДЕЗИИ

Действие лучевых приборов основано на прямолинейности распространения света и возможности сведения светового потока в узконаправленный тонкий пучок, который можно использовать как опорную линию при разбивке створа, контроле ровности, прямолинейности, вертикальности и т. д.

Лучевой прибор состоит из передатчика и приемника. Передатчик служит для формирования световой линии. Он состоит из источника света, оптической системы для посылки светового потока и устройства для кодирования. Передатчик устанавливается в исходном пункте и с помощью угломерных приборов ориентируется в заданном направлении. Приемник служит для обнаружения светового потока и расшифровки передаваемой информации. Он монтируется на рабочем органе строительной или планировочной машины.

В настоящее время создано несколько лучевых приборов, которые позволяют решать ряд инженерно-геодезических задач.

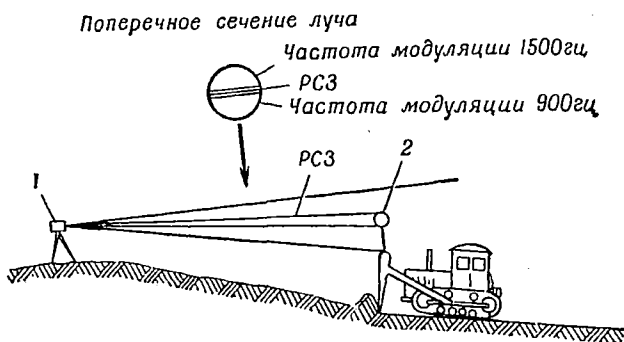


Рис. XI.28. Схема действия прибора управления лучом (ПУЛ-3):

1 — направляющая станция; 2 — приемная станция

Прибор управления лучом ПУЛ-3 предназначен для обеспечения заданного уклона при работе землеройных машин. ПУЛ-3 дает возможность непрерывно вести рабочий орган бульдозера или канавокопателя по заданному уклону и таким образом автоматически осуществлять геодезический контроль. ПУЛ-3 состоит из направляющей и приемной станций (рис. XI.28). Направляющая станция состоит из прожектора с лампой накаливания, модулятора и светофильтра и устанавливается на штативе. Она формирует узконаправленный луч, оптически разделенный на верхнюю и нижнюю симметричные части, каждая из которых модулирована собственной частотой. Граница раздела лучей носит название равносигнальной зоны (РСЗ).

Приемная станция — фотоэлектрический приемник — устанавливается на рабочем органе машины. Она получает через инфракрасный светофильтр модулированный световой поток от направляющей станции и в соответствии с размещением в нем равносигнальной зоны воздействует на управление механизмом для придания его рабочему органу заданного положения. Рабочий орган машины повторяет уклоны, задаваемые световым лучом.

ПУЛ-3 управляет рабочим органом на расстоянии до 0,7 км с точностью $\pm 3 \div 5$ см.

Лазерный визир ЛВ состоит из направляющей и приемной станций. Направляющей станцией является газовый лазер, дающий очень узкий луч света, который при работе направляется по оси строящегося сооружения или линии, ей параллельной. Приемной станцией является фотоприемник с экраном из нескольких фотоэлементов, установленных на рабочем экране строительной машины для автоматического удержания его в заданном направлении.

Инструментальные погрешности лазерного визира при благоприятных условиях находятся в пределах $\pm 0,5$ см на 1 км направления.

ГЛАВА XII

ГЕОДЕЗИЧЕСКИЕ РАБОТЫ ПРИ СТРОИТЕЛЬСТВЕ И ВОССТАНОВЛЕНИИ МОСТОВ

§ 1. РАЗБИВОЧНЫЕ РАБОТЫ, ВЫПОЛНЯЕМЫЕ ПРИ СТРОИТЕЛЬСТВЕ И ВОССТАНОВЛЕНИИ МОСТОВ

Разбивочные работы при строительстве постоянных, временных и краткосрочных мостов должны обеспечивать возведение этих сооружений на местности в плане и по высоте в точном соответствии с проектной документацией.

До начала строительства на местности разбивается ось моста и закрепляется створными знаками на берегах. Определяется длина моста (вначале расстояние между береговыми знаками), производится разбивка и закрепление центров и осей опор.

Для обоснования вертикальной разбивки на каждом берегу закрепляют по два репера. Первый используют для контроля за установкой надстроек, опорных брусьев и пролетных строений, а второй, расположенный ниже, для передачи отметок срезки свай и ростверков опор.

В процессе строительно-восстановительных работ ведется систематический измерительный контроль за сооружением опор, сборкой и установкой пролетных строений. По окончании строительства перед сдачей моста в эксплуатацию производятся контрольные измерения и исполнительные съемки по всем конструктивным элементам и сооружению в целом.

Разбивка моста в плане производится по схеме моста, составленной на этапе изысканий, на которой указывается пикетажное обозначение береговых знаков и всех центров опор. Кроме схемы моста используются топографические планы и схемы мостового перехода, на которых также указываются все знаки на оси моста и пункты плано-высотной геодезической основы, закрепленные в период изысканий.

Полнота и точность геодезических работ зависит от степени разрушения моста и вида восстановления (капитальное, временное или краткосрочное).

Восстановление разрушенных мостов в зависимости от конкретных условий и обстановки может быть произведено на преж-

ней оси или на обходе в непосредственной близости от нее. В условиях ведения военных действий с применением современных средств разрушения и заражения местности мосты будут восстанавливаться также на глубоких обходах в значительном удалении от разрушенного моста.

§ 2. ВОССТАНОВЛЕНИЕ И ЗАКРЕПЛЕНИЕ ПРОДОЛЬНОЙ ОСИ МОСТА

Ось моста на обходе закрепляют четырьмя знаками (по два на каждом берегу), устанавливаемыми в створе оси по теодолиту. Первые знаки устанавливают в 20—30 м, а вторые в 50—100 м от береговых опор в зависимости от длины моста, но обязательно вне границ затопляемой части поймы. Один знак, обычно на высоком берегу, принимают в качестве исходного пункта, от которого в дальнейшем ведутся все промеры и проверки правильности положения возводимых опор и устанавливаемых пролетных строений в плане. Знаками в зависимости от длины моста могут служить деревянные или железобетонные столбы, обрезки рельсов или газовых труб с забетонированными основаниями. Устанавливаются они в грунте достаточно прочно, так чтобы сохранность и неизменность их положения была обеспечена на весь период строительства.

Оси разрушенных мостов восстанавливают по центрам сохранившихся и частично разрушенных опор, на которых определяют точки пересечения осей симметрии, проходящих через середины граней опор. На мостах, расположенных на прямой, все восстановленные центры должны находиться в одном створе, который проверяется с помощью теодолита, установленного на берегу на продолжении створной линии. Этот створ принимается за ось моста и закрепляется створными знаками, расположенными на обоих берегах. Одновременно с закреплением оси моста восстанавливают ось пути на подходах. По восстановленной оси разбивают пикетаж и поперечники, высоты точек которых определяют техническим нивелированием и составляют продольные и поперечные профили трассы подходов.

§ 3. ОПРЕДЕЛЕНИЕ ДЛИНЫ МОСТА

После закрепления оси мостового перехода определяются расстояние между створными знаками, расположенными на противоположных берегах, и расстояния от исходного пункта на берегу до центров опор. Расстояния определяют путем непосредственных измерений или вычислениями из мостовой триангуляции. В настоящее время установлены нормы точности определения расстояний как для капитальных, так и для временных мостов исходя из следующего.

Средняя квадратическая ошибка m_L определения длины моста будет

$$m_L = \sqrt{\sum_1^n m_l^2 + (n-1) m_q^2 + 2m_p^2}, \quad (\text{XII.1})$$

где $m_l = \frac{l}{T}$ — ошибка изготовления и сборки пролетных строений;

$m_q = \pm 0,5\sqrt{2}$ см — предельная ошибка взаимного положения двух смежных опорных частей;

$m_p = \pm 0,5$ см — ошибка отложения расстояния p между шкафной стенкой и осью опорной части на устой;

l — расчетный пролет пролетного строения.

Для мостов с пролетными строениями из разрезных балок $T=6000$, для сложных мостов (арочные, рамные, из неразрезных балок) $T=10000$.

Следовательно, для простых мостов

$$m_L = \sqrt{\sum_1^n \left(\frac{l}{T}\right)^2 + (n-1) \cdot (0,5\sqrt{2})^2 + 2 \cdot 0,5^2} \text{ см}$$

или

$$m_L = \sqrt{\sum_1^n \left(\frac{l}{6000}\right)^2 + 0,5n} \text{ см} \quad (\text{XII.2})$$

и для сложных мостов

$$m_L = \sqrt{\sum_1^n \left(\frac{l}{10000}\right)^2 + 0,5n} \text{ см.} \quad (\text{XII.3})$$

На трубах и мостах длиной до 100 м расстояние определяется с ошибкой не более 1:5000. Для временных мостов абсолютная ошибка измерения не должна превышать

$$m_L = \pm 3\sqrt{n} \text{ см,} \quad (\text{XII.4})$$

где n — число пролетов.

Для краткосрочных мостов допускается относительная ошибка 1:1000 длины моста.

Пример. Временный железнодорожный мост запроектирован пролетами $9 \times 23,04 + 2 \times 33,60 + 9 \times 23,04 + 3 \times 20$ с межпролетными расстояниями на опорах $q=3$ м. Общее расстояние между береговыми осевыми точками равно $L = 9 \times 23,04 + 2 \times 33,60 + 9 \times 23,04 + 3 \times 20 + 2 \times 10 = 561,92$ м (10 — расстояние от створных осевых точек до береговых опор).

Средняя квадратическая ошибка m_L , вычисленная по формуле XII.2, будет

$$m_L = \sqrt{18 \left(\frac{23,04}{6000}\right)^2 + 2 \left(\frac{33,60}{6000}\right)^2 + 2 \left(\frac{20,00}{6000}\right)^2 + 2 \left(\frac{10,00}{6000}\right)^2 + 0,5 \times 2,3} = \pm 3,88 \text{ см.}$$

$$\text{Относительная ошибка измерения } \frac{m_L}{L} = \frac{3,88}{56192} = \frac{1}{14483}.$$

При временном восстановлении этого моста средняя квадратическая ошибка, вычисленная по формуле (XII.4), равна

$$m_L = \pm 3\sqrt{23} \approx \pm 14,4 \text{ см, откуда}$$

$$\frac{m_L}{L} = \frac{14,4}{56192} \approx \frac{1}{4000}.$$

Из примера видно, что при капитальном строительстве моста точность измерений должна быть тем выше, чем больше пролетных строений небольших размеров, а точность измерений при временном восстановлении в три—четыре раза ниже, чем при капитальном.

Средняя квадратическая ошибка независимой разбивки отдельного пролета или центра отдельной мостовой опоры исходя из принципа равного влияния отдельных независимых источников ошибок составит

$$m_l = m_0 = \frac{m_L}{\sqrt{n}}. \quad (\text{XII.5})$$

В нашем примере $m_0 = \frac{3,88}{\sqrt{23}} \approx \pm 0,8 \text{ см.}$

Для временных мостов предельную точность разбивки центров опор принимают $m_0 = \pm 3 \text{ см.}$

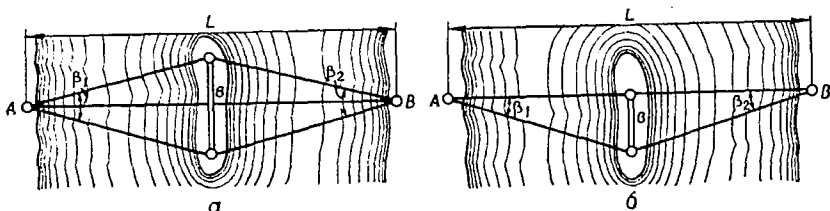


Рис. XII.1. Звенья параллактической полигонометрии:
а — симметричное звено; б — несимметричное звено

Непосредственное измерение длины мостового перехода, а также расстояний до центров опор в настоящее время можно измерить с необходимой точностью светодальномерами ГД-314, СТД-62, ТД-2, КДК-3, «Кристалл» и другими за 15—20 мин. При расположении моста на суходолах, а в зимнее время при наличии льда эти измерения могут быть выполнены шкаловыми лентами или инварными проволоками (см. главу V).

При строительстве больших и особенно внеклассных мостов длину мостового перехода определяют также параллактическим методом или из триангуляции.

При параллактическом методе длина моста L определяется по короткому базису b , равному 24 или 48 м, и двум параллактическим (малым) углам β_1 и β_2 , измеренным с точностью $\pm 1''$ (рис. XII.1). Базис b разбивают перпендикулярно к оси моста на островке (если имеется) или зимой на льду.

В симметричном звене (рис. XII.1, а) длина линии $AB=L$ может быть вычислена по формуле

$$L = \frac{b}{2} \left(\text{ctg} \frac{\beta_1}{2} + \text{ctg} \frac{\beta_2}{2} \right). \quad (\text{XII.6})$$

В несимметричном звене (рис. XII.1, б) — по формуле

$$L = b(\operatorname{ctg} \beta_1 + \operatorname{ctg} \beta_2). \quad (\text{XII.7})$$

В качестве базиса b обычно принимают длину одной или двух 24-метровых инварных проволок, которые позволяют измерить базис с ошибкой 1:100 000 и менее.

При методе триангуляции на мостовом переходе, создают мостовую триангуляционную сеть, с помощью которой определяют длину моста и производят разбивку центров опор.

§ 4. РАЗБИВКА ЦЕНТРОВ ОПОР БОЛЬШИХ ВРЕМЕННЫХ МОСТОВ СПОСОБОМ ПРЯМОЙ УГЛОВОЙ ЗАСЕЧКИ С БАЗИСА ТРИАНГУЛЯЦИИ

При строительстве больших временных мостов, когда невозможны непосредственные измерения по оси моста, разбивку производят на основе мостовой триангуляции (МТ). Для этого на

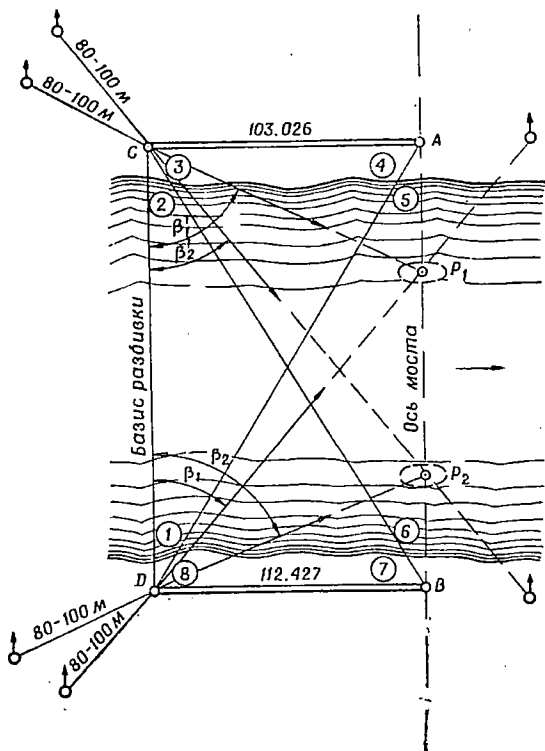


Рис. XII.2. Геодезический четырехугольник

переходах создают сеть триангуляции, обычно в виде одного или двух геодезических четырехугольников, с базиса которой определяют положение центров опор прямой угловой засечкой (рис. XII.2). Одну из сторон сети совмещают с осью моста, а две

его вершины — со створными знаками мостового перехода. В четырехугольнике измеряют дальномерами или лентами одну или две береговые стороны ($AC - BD$), называемые базами сети, и теодолитом — все восемь углов, образованных диагоналями и сторонами сети. Углы в треугольниках должны быть не менее 20° , базы сети располагают примерно перпендикулярно к оси моста; длина их около половины AB . Точность измерения элементов сети приведена в табл. XII.1.

Таблица XII.1

Точность измерения элементов геодезического четырехугольника при разбивке центров опор больших временных мостов

Длина моста, м	Длина база зазасечки, м	Необходимая точность измерения базы, мм	Необходимая точность измерения углов	Предельная допустимая невязка в треугольниках	Рекомендуемые приборы для измерения линий и углов и число приемов
До 200	100	$15 \sqrt{n}$, где n — число пролетов моста	$\pm 30''$	$\pm 45''$	Стальная лента или рулетка; 30"-й теодолит, двумя приемами
От 200 до 500	150—200	То же	$\pm 20''$	$\pm 35''$	То же
От 500 до 1000	250—300	"	$\pm 8''$	$\pm 12''$	Стальная лента или рулетка; 10"-й теодолит, тремя приемами
Более 1000	Более 300	"	$\pm 3''$	$\pm 5''$	Шкаловая лента или рулетка с миллиметровыми делениями, сварные проволоки (при длине моста свыше 2000 м); 1"-й теодолит тремя приемами

После измерения углов, убедившись, что невязки в треугольниках не превышают предельных допустимых (табл. XII.1), приступают к упрощенному уравниванию МТ следующим образом.

Сумма всех измеренных углов в четырехугольнике должна равняться 360° , при несоблюдении этого условия получим невязку f_1 . Кроме того, суммы попарно взятых накрест лежащих углов должны быть равны. Несоблюдение этого условия вызывает угловые невязки f_2 и f_3 . Эти невязки могут быть найдены из следующих равенств:

$$\left. \begin{aligned} 1+2+3+4+5+6+7+8-360^\circ &= f_1; \\ 1+2 & \quad \quad \quad -5-6 &= f_2; \\ 3+4 & \quad \quad \quad -7-8 &= f_3. \end{aligned} \right\} \quad (\text{XII.8})$$

На основании этих уравнений находят первичные поправки v в измеренные углы:

$$\left. \begin{aligned} v_1 = v_2 &= -\frac{f_1}{8} - \frac{f_2}{4}; \\ v_3 = v_4 &= -\frac{f_1}{8} - \frac{f_3}{4}; \\ v_5 = v_6 &= -\frac{f_1}{8} + \frac{f_2}{4}; \\ v_7 = v_8 &= -\frac{f_1}{8} + \frac{f_3}{4}. \end{aligned} \right\} \quad (\text{XII.9})$$

Вторичные поправки к углам равны:

$$x = -y = -\frac{\omega}{\sum \alpha + \sum \beta}, \quad (\text{XII.10})$$

где x — поправки к четным углам;

y — поправки к нечетным углам;

ω — разность в единицах последних знаков логарифмов между суммой логарифмов синусов четных и нечетных углов;

$\sum \alpha$ — сумма изменения логарифмов синусов нечетных углов при изменении угла на $1''$;

$\sum \beta$ — то же, четных углов.

В табл. XII.2 приведен пример уравнивания геодезического четырехугольника, изображенного на рис. XII.2, а в табл. XII.3 — вычисление длин сторон MT .

При вычислении углов засечек на центры опор за начало координат принимают осевую точку A , присвоив ей условное значение, например $X=1000$ м и $Y=1000$ м, а за ось — направление оси моста AB . Также условно можно принять дирекционный угол или азимут этого направления или измерить его по буссоли теодолита. По данным схемы моста и окончательно уравненным углам MT вычисляют условные координаты центров опор и точек B , D и C так, как описано в главе VI, § 7. Затем по формулам обратной геодезической задачи (формулы VI.14 и VI.15) вычисляют румбы направлений из пунктов засечек C и D на центры опор. По румбу r_1 базиса CD (или обратному румбу для DC) и румбу r_2 направления засечки находят значение углов засечек β_1 и β_2 , руководствуясь следующей зависимостью:

— название румбов одинаковое — $\beta = r_1 - r_2$;

— все буквы в названии румбов разные — $\beta = 180^\circ - (r_1 - r_2)$;

— первые буквы в названии румбов одинаковые, а вторые разные — $\beta = r_1 + r_2$;

— первые буквы в названии румбов разные, а вторые одинаковые — $\beta = 180^\circ - (r_1 + r_2)$.

Отложение углов засечек производят теодолитом с концов базиса разбивки CD и предварительное положение центра опоры отмечают на воде плавучей вешкой или буйком для приближенной

Вычисление углов мостовой триангуляции (рис. XII.2)

Углы	Измеряемые углы	$-\frac{f_1}{8}$	$\pm \frac{f_2}{4}$ $\pm \frac{f_3}{4}$	Полная первичная поправка	Исправленные за первичную поправку углы	$\lg \sin 1, 3, 5, 7$ $\lg \sin 2, 4, 6, 8$	$\alpha; \beta$	Вторичная поправка	Окончательные значения углов	$\lg \sin$ окончательного значения углов
1	21°32'06"	+2"	-9"	- 7"	21°31'59"	9.564711	5,3	-6"	21°31'53"	9.564679
3	65°30'52"	+2"	-1"	+ 1"	65°30'53"	9.959074	0,9	-6"	65°30'47"	9.959068
5	23°36'39"	+2"	+9"	+11"	23°36'50"	9.602680	4,8	-7"	23°36'43"	9.602646
7	69°17'18"	+2"	+1"	+ 3"	69°17'21"	9.970987	0,8	-7"	69°17'14"	9.970982
						<u>9.097452</u>	<u>11,8</u>			<u>9.097375</u>
2	23°36'02"	+2"	-9"	- 7"	23°35'55"	9.602415	4,8	+6"	23°36'01"	9.602444
4	69°21'12"	+2"	-1"	+ 1"	69°21'13"	9.971171	0,8	+6"	69°21'19"	9.971176
6	21°30'53"	+2"	+9"	+11"	21°31'04"	9.564417	5,3	+7"	21°31'11"	9.564454
8	65°34'42"	+2"	+1"	+ 3"	65°34'45"	9.959296	1,0	+7"	65°34'52"	9.959303
						<u>9.097299</u>	<u>11,9</u>			<u>9.097377</u>
Σ	359°59'44" $f_1 = -16"$	+16"	0		360°00'00"	$W = +153$		0	360°00'00"	

Вспомогательные вычисления

1	21°32'06"	5	23°36'39"	45°08'08"	$\frac{f_4}{4} = \frac{36''}{4} = 9'';$
2	23°36'02"	6	21°30'53"	45°07'32"	
1 + 2	45°08'08"	5 + 6	45°07'32"	$f_2 = +36'';$	
3	65°30'52"	7	69°17'18"	134°52'04"	$\frac{f_3}{4} = \frac{04''}{4} = 1'';$
4	69°21'12"	8	65°34'42"	134°52'00"	
3 + 4	134°52'04"	7 + 8	134°52'00"	$f_3 = +04'';$	

$$\Sigma\alpha + \Sigma\beta = 11,8 + 11,9 = 23,7; \quad (x) = -(y) = -\frac{W}{\Sigma\alpha + \Sigma\beta} = -\frac{153}{23,7} = -6'',5.$$

Вычисление сторон мостовой триангуляции (рис. XII.2)

Вычисление стороны AB из решения треугольника ABC		Вычисление стороны AB из решения треугольника ABD		Вычисление стороны CD из решения треугольника CBD		Вычисление стороны CD из решения треугольника ADC	
Обозначения	Логарифмы	Обозначения	Логарифмы	Обозначения	Логарифмы	Обозначения	Логарифмы
$\lg 103,026$	2,012947	$\lg 112,427$	2,050871	$\lg 112,427$	2,050871	$\lg 103,026$	2,012947
$+\lg \sin 65^{\circ}30'47''$	<u>9,959068</u>	$+\lg \sin 65^{\circ}34'52''$	<u>9,959303</u>	$+\lg \sin 69^{\circ}17'14''$	<u>9,970982</u>	$+\lg \sin 69^{\circ}21'19''$	<u>9,971176</u>
Σ	1,972015	Σ	2,010174	Σ	2,021853	Σ	1,984123
$-\lg \sin 21^{\circ}31'11''$	<u>9,564454</u>	$-\lg \sin 23^{\circ}36'43''$	<u>9,602646</u>	$-\lg \sin 20^{\circ}36'01''$	<u>9,602444</u>	$-\lg \sin 21^{\circ}31'53''$	<u>9,564679</u>
$\lg AB$	2,407561	$\lg AB$	2,407528	$\lg CD$	2,419409	$\lg CD$	2,419444

$$\underline{AB = 255,60 \text{ м;}}$$

$$\underline{AB = 255,58 \text{ м;}}$$

$$\underline{CD = 262,67 \text{ м;}}$$

$$\underline{CD = 262,69 \text{ м}}$$

среднее значение $AB = 255,59 \text{ м;}$ среднее значение $CD = 262,68 \text{ м;}$

$$\text{относительная ошибка длины моста } \frac{0,02}{255,59} = \frac{1}{12779}.$$

установки понтона с направляющей рамой (рис. XII.3). Точная установка рамы производится путем последовательного перемещения ее на плаву на якорных тросах до положения, когда визирные линии теодолитов пересекутся в центре вешки 5, а вешки 1 и 2 на раме будут находиться в створе линии $M'M''$, параллельной оси моста AB .

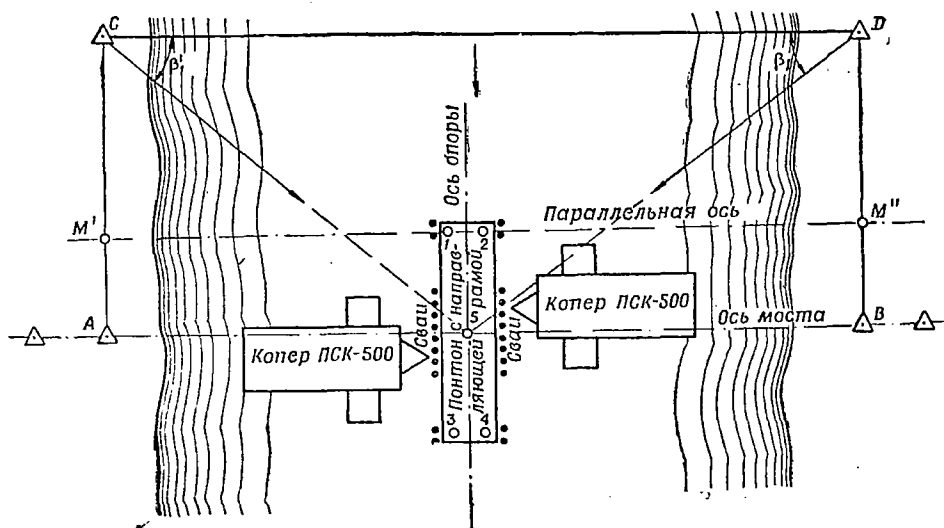


Рис. XII.3. Установка понтона с направляющей рамой прямыми угловыми засечками с базисов:

1, 2, 3, 4 — створные вешки на раме; 5 — вешка в центре рамы

§ 5. РАЗБИВКА ЦЕНТРОВ ОПОР ВРЕМЕННЫХ И КРАТКОСРОЧНЫХ МОСТОВ ПРЯМЫМИ УГЛОВЫМИ ЗАСЕЧКАМИ ПО ТАБЛИЦАМ ЦНИИС И СВЕТОВЫМ УКАЗАТЕЛЯМ

Всесоюзным научно-исследовательским институтом транспортного строительства (ЦНИИС) составлены таблицы углов засечек β_1 и β_2 и горизонтальных проложений S_0 между конечной точкой базиса и центрами опор мостов с типовыми пролетами 23,04 и 33,60 м (рис. XII.4). Таблицы составлены для двух вариантов расположения базисов разбивки. В первом случае базисы b_1 и b_2 располагаются на берегах перпендикулярно оси моста и проходят через центр одной из опор, принятой за нулевую. Длины базисов устанавливаются в зависимости от длины моста и конфигурации берега, но обязательно кратными 10 м. Во втором варианте таблиц базис располагается вдоль оси моста.

Разбивку разрешается производить с одного берегового базиса лишь тех опор, для которых удовлетворяется условие $50^\circ \leq \gamma \leq 130^\circ$. Подробное объяснение для получения данных приводится в таблицах.

Установка копров на ось моста по буйкам и световым указателям применяется при ускоренном строительстве временных мостов, когда предусматривается одновременное возведение нескольких опор.

При наличии приборов управления лучом (ПУЛ-3) ими обозначают основной створ мостового перехода или параллельный вспомогательный, отмеченный буйками, на расстоянии 20—30 м

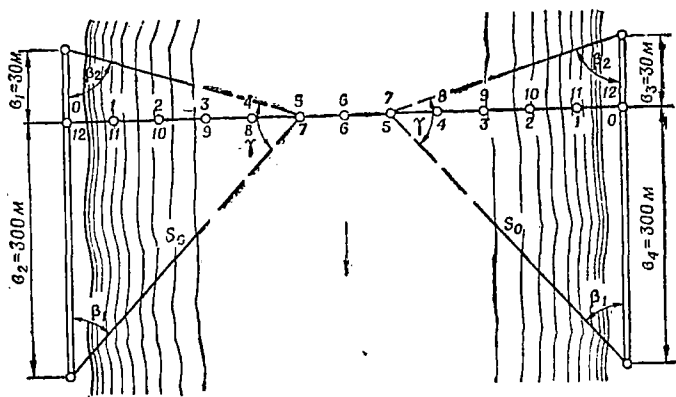


Рис. XII.4. Схема расположения базисов при разбивке центров опор по таблицам углов засечек ЦНИИС

от основного. Положение копра в створе определяется визуально наблюдением на один из ПУЛ. Правильной установке соответствует положение, при котором наблюдатель, находящийся в створе вешек копра, видит в вертикальной плоскости разделительную зону (оранжевый свет справа, голубой слева) (рис. XII.5).

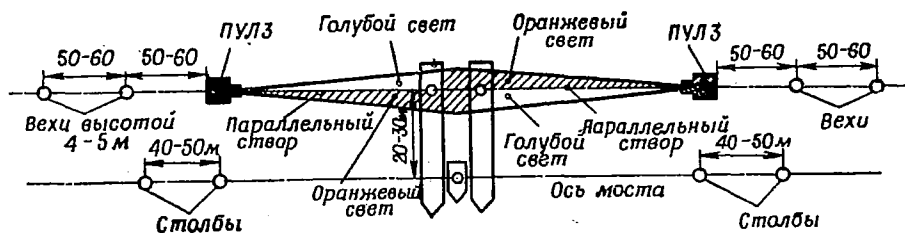


Рис. XII.5. Определение положения копра в створе оси с помощью прибора управления лучом (ПУЛ-3)

Для предварительной установки копров, совмещенных с направляющими рамами, в проектное положение на оси моста применяют световые указатели, установленные на точках мостовой триангуляции. При этом сильная электролампа (200 вт) с вертикальной нитью накаливания устанавливается на точке базиса разбивки. Перед лампой в пределах 1 : 200—1 : 50 расстояния до моста

укрепляется шаблон, смонтированный на горизонтально установленной рейке длиной 1,5—2 м (рис. XII.6). На шаблоне укреплены металлические пластинки, воспроизводящие в заданном масштабе расстояния между центрами опор моста. Луч визирования от электролампы, проходящий через ребро пластины шаблона на центр

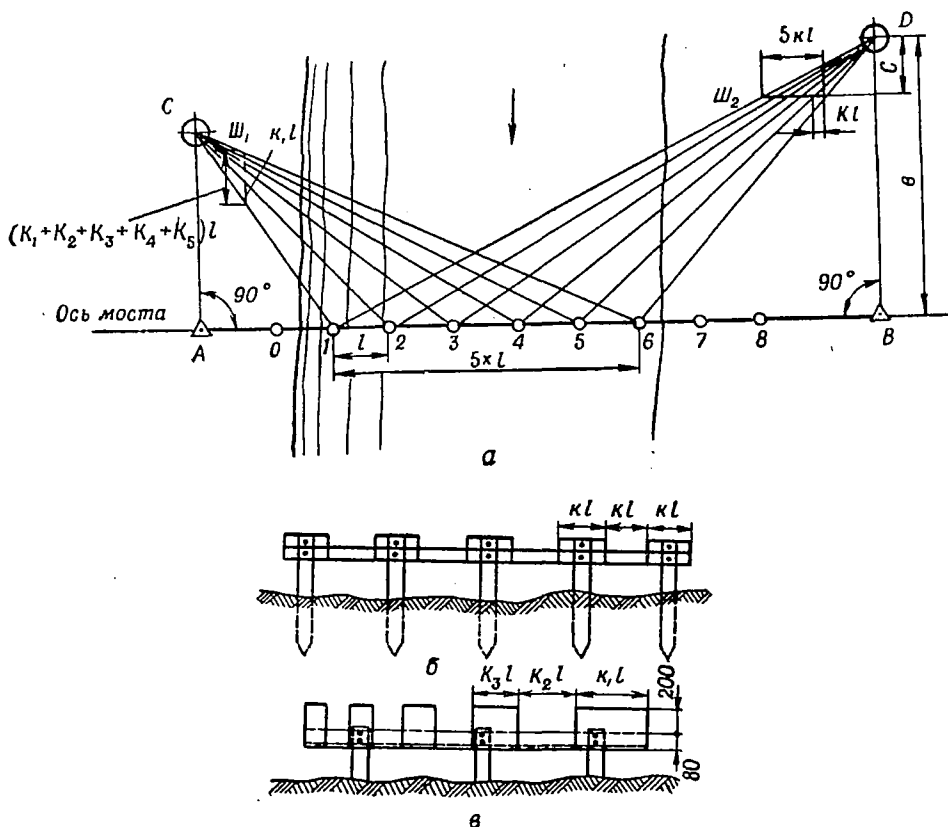


Рис. XII.6. Схема разбивки центров опор с помощью световых указателей: *а* — схема разбивки; *б* — шаблон для установки параллельно оси моста; *в* — шаблон для установки под углом k оси моста; *A* и *B* — знаки, закрепляющие ось моста; *0, 1, 2, ..., 7* и *8* — центры опор; *C* и *D* — пункты геодезической основы, на которых установлены фонари световых указателей; *Ш₁* — шаблон, установленный перпендикулярно оси моста; *Ш₂* — шаблон, установленный параллельно оси моста

опоры, соответствует направлению вычисленной угловой засечки. Наблюдатель, находящийся у осевой вешки на копровом пароме, перемещающемся вдоль оси моста, определяет момент перехода от света к тени или наоборот одновременно по двум световым указателям. Этот момент соответствует проектному положению копра в пределах точности ± 100 — 200 мм.

После предварительной самоустановки копра его положение уточняется угловыми засечками по теодолитам, установленным на створе, параллельном оси моста, и в точках базиса разбивки.

§ 6. ГЕОДЕЗИЧЕСКИЙ КОНТРОЛЬ ПРИ СООРУЖЕНИИ ОПОР, СБОРКЕ И УСТАНОВКЕ ПРОЛЕТНЫХ СТРОЕНИЙ

При сооружении опор на суходоле предварительно разбивают их оси и закрепляют кольями, вбитыми в землю за пределами рабочей площадки. Могут также устраиваться обноски высотой 1—1,5 м на расстоянии 1—2 м от внешнего контура опоры, на которые выносят оси и закрепляют их гвоздями.

В процессе возведения опоры от осей с помощью теодолита и рулетки переносят проектные размеры на насадки, прокладники, спорные брусья и другие элементы опоры и фиксируют их метками (гвоздями, цветными карандашами, краской). По окончании сооружения опоры отмечают также метками проектное положение оси моста, центра и осей опоры.

Места опирания пролетных строений обозначаются метками на опорных брусьях путем отложения проектных размеров отметок, закрепляющих ось моста. Отклонение установленного пролетного строения от осей опирания не должно превышать 50 мм, а от разбивочной оси моста — 30 мм, что обеспечивается различными геодезическими поверками.

В ходе монтажа пролетных строений ведется контроль за соблюдением установленного в проекте строительного подъема путем нивелирования узлов поясов и составления исполнительного продольного профиля. Съёмка профилей поясов производится два раза с разных установок нивелира. Съёмку плана ведут по всем четырем поясам пролетного строения с помощью короткой нивелирной рейки с двумя упорами по ее ребру. Рейка устанавливается горизонтально к поясам.

Съёмка криволинейных или наклонных поясов и увязка планов по верхним и нижним поясам выполняется теодолитом.

Взаимное положение в плане левой и правой ферм устанавливается промерами стальной рулеткой с миллиметровыми делениями. Прямолинейность элементов пролетного строения проверяется по натянутой стальной проволоке измерениями прогибов стальной линейкой с миллиметровыми делениями.

Перед обкаткой построенного моста производится нивелирование пути на подходах и на самом мосту по головке рельса. Отметки определяются над всеми опорами, в середине пролетов, в местах сопряжения насыпей подходов с мостом и на подходах через каждые 20 м.

Повторное нивелирование производится после обкатки, и по разности отметок точек определяют величины остаточного прогиба пролетных строений.

ГЛАВА XIII

ИНЖЕНЕРНО-ГЕОДЕЗИЧЕСКИЕ РАБОТЫ В ТЕМНОЕ ВРЕМЯ СУТОК, НА ЗАРАЖЕННОЙ И ЗАДЫМЛЕННОЙ МЕСТНОСТИ, В ЗИМНЕЕ ВРЕМЯ

§ 1. ОСОБЕННОСТИ ПРОИЗВОДСТВА ИНЖЕНЕРНО- ГЕОДЕЗИЧЕСКИХ РАБОТ В ТЕМНОЕ ВРЕМЯ СУТОК

Успех восстановительных и строительных работ на ТВД, проводимых для обеспечения непрерывности перевозок по путям сообщения, будет во многом зависеть от своевременного проведения инженерно-геодезических работ и подготовки проектных решений по барьерным объектам. Характерной особенностью этих работ является то, что они будут выполняться в сложной обстановке и в очень сжатые сроки. В связи с этим потребуются проводить геодезические работы ночью, на зараженной и задымленной местности, в сложных метеорологических условиях. В ряде случаев геодезические съемки будут проводиться в зимнее время при мерзлом грунте и снежном покрове.

К особенностям инженерно-геодезических работ в темное время суток относятся:

- плохая видимость, затрудняющая ориентирование и передвижение на местности;
- трудность опознавания точек, ориентиров и привязки к ним;
- недостаточная обозреваемость рельефа местности и ограниченная возможность по съемке ситуации;
- сложность связи между исполнителями.

Эти особенности накладывают на организацию и выполнение работ ночью ряд требований.

Перед ночными работами необходимо тщательно изучить район по крупномасштабным картам и аэроснимкам с целью выбора опорных пунктов для ночных работ, произвести рекогносцировку местности в светлое время суток, заблаговременно разработать организацию и технологию ночных работ, систему сигнализации и связи внутри команд и между командами.

Как показали опытные и экспериментальные работы, в темное время суток инженерно-геодезические работы могут быть выпол-

нены без существенного снижения точности. Для этого следует применять комплекты инструментов и приспособлений, специально подготовленных для этой цели.

§ 2. ОСОБЕННОСТИ ВЫПОЛНЕНИЯ ИНЖЕНЕРНО-ГЕОДЕЗИЧЕСКИХ РАБОТ В УСЛОВИЯХ РАДИОАКТИВНОГО И ХИМИЧЕСКОГО ЗАРАЖЕНИЯ ПРОТИВНИКОМ

К особенностям организации геодезических работ на местности, зараженной радиоактивными веществами, относятся:

— необходимость проведения профилактических мероприятий и применения средств защиты личного состава и приборов;

— организация систематического контроля за дозами облучения личного состава и зараженностью приборов, инструментов и техники;

— особый режим работы личного состава, включающий сокращение продолжительности смен и организацию отдыха;

— проведение санитарной обработки личного состава команд и дезактивации (дегазации) инструментов, техники и местности;

— максимальная автоматизация и механизация геодезических работ с применением самоходных средств, топопривязчиков, дальномеров, высотометров-автоматов и т. п.;

— широкое применение авиасредств для выполнения отдельных геодезических работ без наземных измерений на участках с высокими уровнями радиации.

Заражение местности вызывает снижение темпа полевых геодезических и разбивочных работ. Поэтому требуется серьезная подготовка, чтобы уменьшить потери ресурсов. Перед началом работ необходимо уточнить радиационную обстановку в районе изысканий. Для этой цели организуется воздушная или наземная разведка. Воздушная разведка проводится по заранее намеченным маршрутам. Маршруты должны иметь хорошо опознаваемые с самолета (вертолета) опорные точки. В ходе воздушной разведки уровни радиоактивного заражения определяют за бортом самолета (вертолета) по показаниям дозиметрической аппаратуры в намеченных точках. При наземной разведке используют машины, имеющие повышенную проходимость и хорошую защиту личного состава от радиоактивного облучения.

По данным разведки радиоактивного заражения уточняется положение трассы, намечается организация изысканий, устанавливается режим работы команд.

Полевые работы должны вестись высокими темпами, что обеспечивается механизацией полевых работ, применением инструментов, требующих меньше времени на взятие отсчета (нивелиры с самоустанавливающейся визирной осью, оптические теодолиты), планированием работы команд с учетом изменений степени заражения участков местности.

Особенностью съемок на мостовых переходах в районах заражения является то, что работать на воде можно без средств за-

щиты дыхательных путей при значительных уровнях заражения местности. При этом в 2—3 км вверх по течению реки должен устанавливаться плавающий дозиметрический пост, который в случае появления опасного уровня радиоактивного заражения воды должен предупредить работающих об опасности.

По окончании работ все имущество подвергается дезактивации, а личный состав проходит полную санитарную обработку.

На участках, зараженных отравляющими веществами, организуется химическая разведка, которая уточняет объем и характер заражения. К особенностям работ на местности, зараженной СОВ,

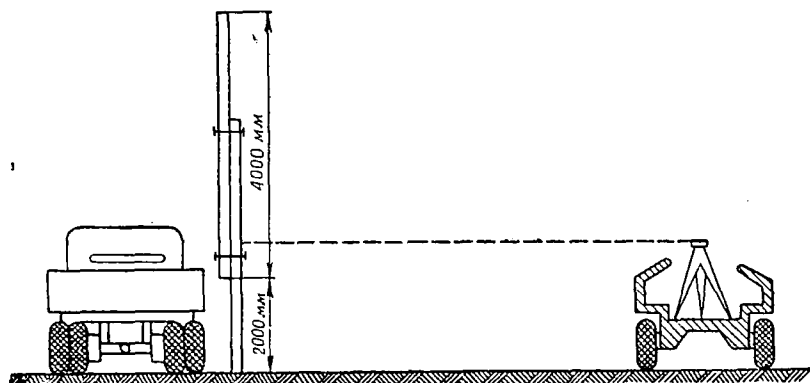


Рис. XIII.1. Использование транспортных средств и удлиненных реек при производстве геодезических работ на зараженной местности

относится обязательное применение изолирующих индивидуальных средств защиты (противогазы, защитная изолирующая одежда). Геодезические работы следует производить с максимальным использованием средств механизации. В качестве транспортных средств лучше всего применять бронетранспортеры и гусеничные тягачи повышенной проходимости. При работе с ними необходимо иметь удлиненные вешки и рейки, установку которых можно производить непосредственно из машин (вешки должны быть не короче 4 м, рейки — 6 м). Шестиметровую рейку можно сделать, соединив вместе, как показано на рис. XIII.1, две четырехметровые рейки. Чтобы не перепутать отсчеты по нижней и верхней рейкам, к видимой части нижней рейки прикрепляется красная полоска бумаги.

Для измерения углов должны использоваться оптические теодолиты, так как при применении угломерных приборов с металлическими лимбами могут возникнуть ошибки при взятии отсчетов по верньерам.

На сложных и труднопроходимых участках зараженной местности геодезические работы ведутся обычными способами с максимальным разделением операций, чтобы сократить время пребывания на зараженных участках.

Дегазация инструмента и техники выполняется по окончании работ по общим правилам.

§ 3. ОСОБЕННОСТИ ВЫПОЛНЕНИЯ ИНЖЕНЕРНО-ГЕОДЕЗИЧЕСКИХ РАБОТ В ЗАДЫМЛЕННЫХ РАЙОНАХ

Применение ядерного оружия будет сопровождаться не только большими разрушениями и заражениями, но и возникновением пожаров. Радиусы возгорания значительно больше радиусов разрушений и зон действия проникающей радиации. Это приведет к тому, что трасса обхода очень часто будет проходить в зоне пожаров. В результате значительная часть ее может быть задымлена.

При выполнении геодезических работ на задымленной местности трассирование обходов начинают с незадымленных участков примыканий к существующей железнодорожной линии или от хорошо фиксированных опорных точек. На задымленных участках работы ведутся на сближенных дистанциях. Длина линий измеряется, как правило, лентой (мерным тросом), так как применение дальномеров в этих условиях неэффективно. Направление для укладки мерных приборов задается по буссоли. Контроль измерений осуществляется повторением наблюдений. В районах сильных задымлений работы ведутся в противогазах, что предохраняет органы дыхания и глаза от вредного воздействия дыма.

Для повышения темпов работ следует применять агрегаты и машины, имеющие навигационное оборудование.

§ 4. ГЕОДЕЗИЧЕСКИЕ ИНСТРУМЕНТЫ И ПРИСПОСОБЛЕНИЯ ДЛЯ РАБОТЫ В ТЕМНОЕ ВРЕМЯ СУТОК, А ТАКЖЕ НА ЗАРАЖЕННОЙ И ЗАДЫМЛЕННОЙ МЕСТНОСТИ

Для геодезических полевых работ на зараженной местности могут быть использованы существующие табельные геодезические инструменты и приборы без каких-либо дополнений и изменений. Однако необходимо выбирать такие, которые сокращали бы время пребывания на зараженной местности и обладали повышенной точностью отсчетов. Например, вместо измерения линии лентой необходимо применять дальномеры и автоматические приборы, измерение горизонтальных углов производить оптическими теодолитами, которые позволяют сократить продолжительность отсчетов в два раза по сравнению с теодолитами, имеющими металлические лимбы и верньеры, отметки точек определять с использованием нивелиров с самоустанавливающейся визирной осью.

На задымленной местности резко сокращается дальность визирования. Даже в светлое время предел наблюдения из-за дыма может составлять всего 40—50 м. Поэтому возникает необходимость в применении таких устройств, как топопривязчики, нивелиры-автоматы, гидростатические нивелиры и т. п.

Для измерений в ночных условиях все инструменты и приборы должны быть электрифицированы. Большинство теодолитов, вы-

пускаемых серийно, имеет приспособления для работы в темное время суток. Табельные нивелиры, рейки, вехи и приборы для гидрометрических работ не снабжены приспособлениями для работ в ночных условиях.

Для достижения требуемой точности при минимальной затрате времени следует применять для ночных работ и на зараженной местности теодолиты более высокого класса точности, чем это требуется для работ в обычных условиях.

Для обозначения точек и линий при работе в темное время суток применяются специальные вешки, окрашенные фосфорной краской или электрифицированные, а также стандартные вешки с накладными светильниками. Вешки, покрытые фосфорной или люминофорной краской, визуально видны на расстояниях 20—30 м, а в трубу теодолита до 40 м. Для увеличения дальности видимости на вешку сверху может быть надета накладная светящаяся точка (светильник), состоящая из батарейки и лампочки. Отклонение такой вешки от вертикального положения может привести к ошибкам при измерении углов. Поэтому при ночных работах особенно необходимо следить за точностью их установки.

Для отдельных видов работ, например закрепления продольной оси моста или створных точек длинных прямых, необходимо иметь высокие электрифицированные вешки. Для обеспечения их вертикальности установку вешек рекомендуется производить в специальных треножниках.

Хорошие результаты при ночных геодезических работах дает применение специальных электрифицированных вешек (рис. XIII.2). Такая вешка является универсальной и может применяться как в светлое, так и в темное время для следующих работ:

— вешение линии длиной до 1 км, обозначение вершин углов поворота и осевых точек;

— разбивка земляного полотна; при использовании в качестве высотника сигнализатор 6 устанавливается на нужную высоту, в качестве откосника — вешка устанавливается наклонно и горят три огня: сигнализатор и лампочки 5 против прорезей 4;

— нивелирование с отсчетом на вешке делений по стрелке сигнализатора;

— определение расстояний теодолитом по известному базису между прорезями.

Последние два вида работ требуют много времени, и их рекомендуется выполнять только при отсутствии других приборов. При перевозке вешек на большие расстояния питание снимается.

Для точной установки теодолита на точку используются штативы с оптическими отвесами и электрифицированными визирными марками.

При определении в ночных условиях скоростей течения воды на поверхности и направления струй можно применить легкие электрифицированные поплавки (рис. XIII.3), состоящие из пенопластового основания 1 и защитной коробки 2. В коробке размеща-

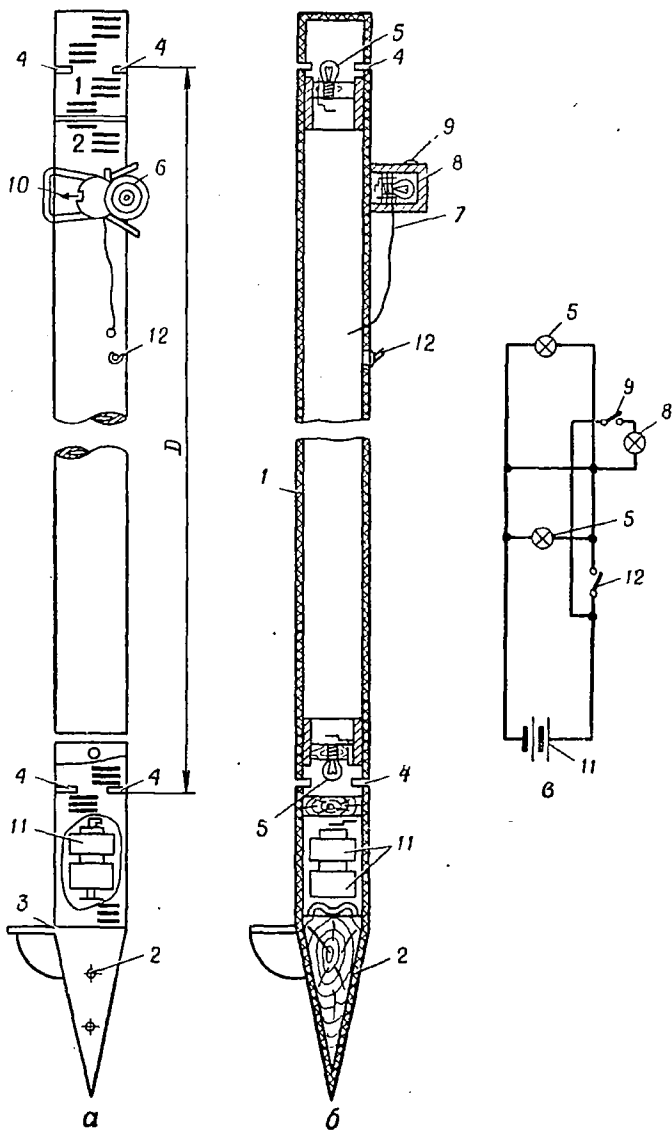


Рис. XIII.2. Электрифицированная вешка:

a — общий вид; *б* — разрез; *в* — электрическая схема; 1 — корпус; 2 — башмак; 3 — выступ; 4 — прорези; 5 и 8 — лампочки; 6 — сигнализатор; 7 — корпус сигнализатора; 9 и 12 — выключатель; 10 — стрелка; 11 — батарейки

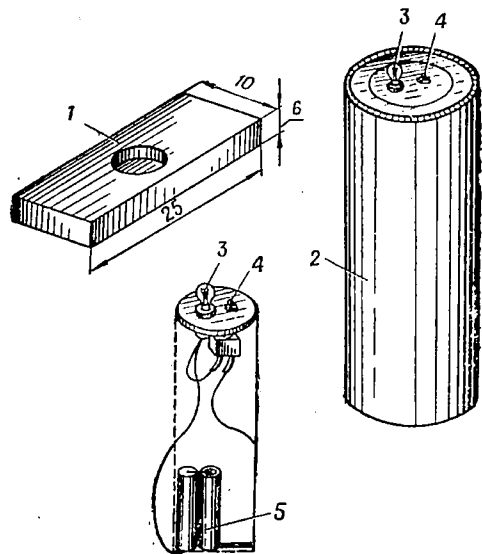


Рис. XIII.3. Электрифицированный поплавок:

1 — основание; 2 — защитная коробка; 3 — лампочка; 4 — выключатель; 5 — батарейка

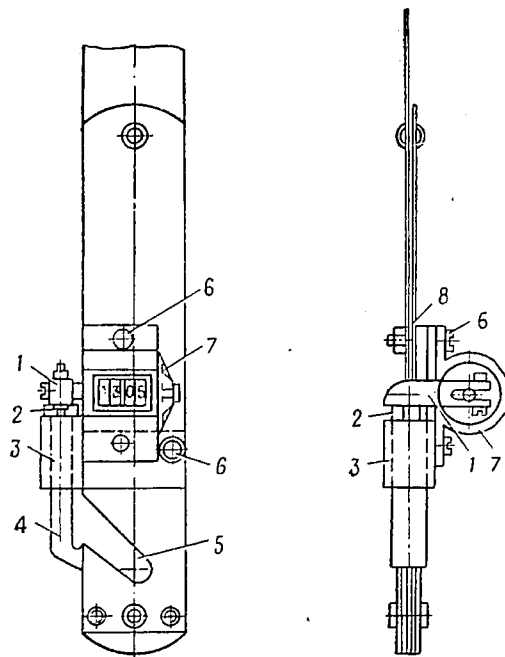


Рис. XIII.4. Механический счетчик числа отложенных лент:

1 — рычаг; 2 — ограничитель; 3 — направляющее отверстие; 4 — фиксирующий стержень; 5 — паз; 6 — заклепка; 7 — счетчик; 8 — прокладка

ются элементы электрической подсветки: лампочка 3, выключатель 4 и сухие батареи 5. Свет лампочки ночью виден на расстоянии до 1000 м, что позволяет вести устойчивые наблюдения с берегов.

Промер линии в темное время суток может производиться обычными мерными приборами: рулетками, стальными лентами и мерными тросами. При взятии отсчетов приборы подсвечиваются карманным фонарем. Мерные стальные ленты могут оборудоваться специальным механическим счетчиком числа отложенных лент (рис. XIII.4), который состоит из малогабаритного суммирующего цифрового устройства. На оси счетчика закреплен рычаг 1, конец которого упирается в ограничитель 2 фиксирующего стержня 4. Фиксирующий стержень закрывает паз 5 ленты. Для заведения паза за шпильку необходимо отвести фиксирующий стержень 4, который будет скользить в направляющем отверстии 3 и отведет рычаг счетчика 7. В результате на циферблате отсчет увеличится на одну единицу.

Для того чтобы при измерении линии быстро обнаружить шпильки, на их дужках укрепляются жестяные пластинки размером 5×8 см, окрашенные с обеих сторон фосфорными светящимися составами. В крайнем случае можно привязывать к шпилькам полоски белой материи.

Применение дальномеров для линейных измерений значительно ускоряет работу по сравнению с измерениями мерными приборами. Они особенно эффективны при работе на зараженных участках, а также в сложных топографических условиях и труднодоступных местах. Наиболее благоприятные условия для дальномерного определения расстояний будут ночью при отсутствии осадков. Некоторые типы дальномеров специально приспособлены для работы в темное время суток. Но и все другие типы могут быть с успехом использованы для ночных работ с применением дополнительных приспособлений. Находят применение дальмеры с постоянным углом и с постоянным базисом. Нитяной дальномер с постоянным углом наиболее прост, но применение его ограничено из-за невысокой точности измерения линий (относительная ошибка порядка 1:400). Более высокую точность дают дальмеры двойных изображений.

Для высокоточных измерений могут применяться радио- и светодальмеры, которые обеспечивают точное измерение расстояний в ночное время.

Для работы с нивелирами в ночных условиях необходимо обеспечить освещенность круглого и контактного цилиндрического уровней, видимость сетки нитей при взятии отсчета, а также освещение нивелирного журнала при записях результатов наблюдений. При отсутствии каких-либо специальных приспособлений освещенность круглого уровня достигается подсветкой его карманным фонарем. Видимость сетки нитей достигается наведением зрительной трубы на освещенную или светящуюся рейку. При расфокусированной зрительной трубе будет видно светящееся пятно и на его

фоне сетка нитей. Для взятия отсчета необходимо кремальерой произвести фокусирование изображения. При этом видимость сетки нитей сохранится и будет виден отсчет по рейке.

Освещение контактного уровня при взятии отсчета может производиться карманным фонарем, луч которого направляется на отражающее зеркало или сам уровень. Для освещения контактного уровня следует применять и специальные съемные приставки. Для нивелира НВ-1 такая приставка показана на рис. XIII.5. Приставка состоит из коробки 1, изготовленной из орг-

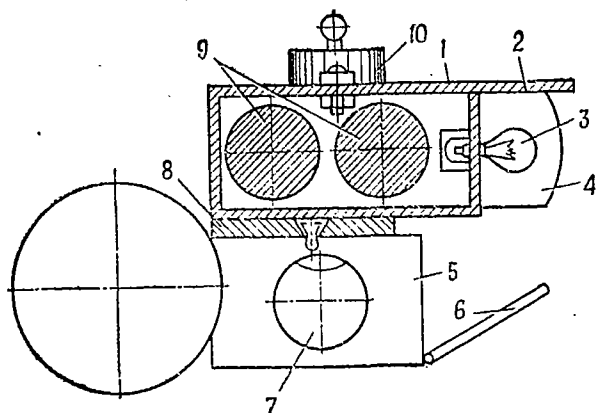


Рис. XIII.5. Приставка для подсветки контактного уровня нивелира НВ-1:

1 — коробка; 2 — козырек; 3 — лампочка; 4 — выдвижная крышка; 5 — защитная коробка уровня; 6 — зеркало; 7 — уровень; 8 — планка; 9 — сухие элементы; 10 — микровыключатель

стекла, пластмассы или жести. Электропитание осуществляется двумя малогабаритными сухими элементами 9 типа «Сириус» напряжением по 1,5 в или батареей от карманного фонаря КБС-Л — 0,5. Размеры коробки определяются размерами применяемых батарей. На корпусе коробки монтируется выключатель 10 и электрическая лампочка 3. Коробка закрывается выдвижной крышкой 4. Над лампочкой сделан маскировочный козырек 2. Закрепляется приставка на верхней стенке защитной коробки 5 уровня к среднему винту с помощью пружинных лапок или выреза на планке 8, прикрепленной к нижней части приставки. Контактный цилиндрический уровень 7 освещается светом, отраженным от зеркала 6. Вес приставки при батареях «Сатурн» — 70 г, при батареях КБС — 180 г. Продолжительность работы без смены элементов «Сатурн» — одна ночь, а при батареях КБС — 3—4 ночи. Такая приставка может быть применена для нивелиров и новых типов. Нивелирный журнал подсвечивается карманным фонарем.

Для облегчения грубого наведения трубы на светящуюся рейку целик и мушку на трубе можно окрашивать фосфорным составом или намазать мелом.

Нивелирам с самоустанавливающейся визирной осью специальных приспособлений для подсветки уровня не требуется.

Для того чтобы взять отсчет по рейке в темное время суток, необходимо освещать их деления. При взятии отсчетов на расстояниях до 80 м можно применять обычные рейки с освещением

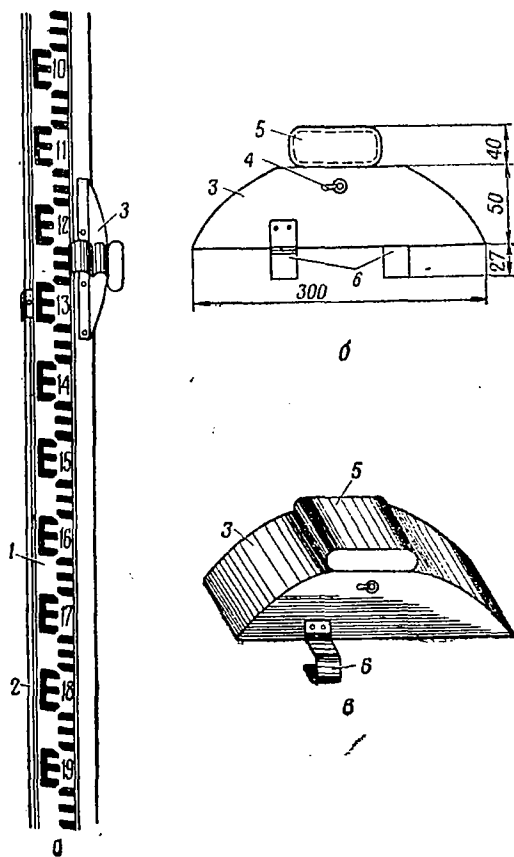


Рис. XIII.6. Электрифицированная рейка из органического стекла:

а — общий вид; *б* и *в* — рефлектор; 1 — полотно; 2 — металлические уголки; 3 — корпус рефлектора; 4 — выключатель; 5 — защитная коробка источника питания; 6 — пружинные лапки

их карманным фонарем. При больших расстояниях целесообразно применение специальных электрифицированных реек, поле которых освещается по всей высоте рейки или в зоне отсчета. Электрифицированные рейки позволяют брать отсчеты в темное время суток на расстояниях до 100—150 м. Наиболее рационально использовать рейку из органического стекла с люминофорной подсветкой (рис. XIII.6). Полотно 1 рейки из оргстекла по-

крывается лаком эмалит и до его высыхания посыпается тонким равномерным слоем светящегося фосфорного порошка зеленого свечения ФКП-03 или синего Д-р Б-3с. Полотно рейки устанавливается в металлической раме из уголков 2 (рис. XIII.6). По раме перемещается рефлектор 3, имеющий пружинные лапки 6 для соединения с рамой.

В рефлекторе вместо двух обычных лампочек может быть установлена одна ультрафиолетового свечения УФА-4-А, напряжением 24/16 в, 0,25 а. Питание осуществляется от аккумулятора, который устанавливается на пята рейки или переносится в сумке речника. Включение лампочки осуществляется выключателем 4. Подсветка люминофорной краски на полотне рейки ультрафиолетовым светом значительно улучшает видимость рейки. Отсчеты на таких рейках можно брать на расстояниях от нивелира до рейки 150—200 м.

Для передачи отметок через широкие реки в темное время суток используются рейки, длина которых 5 м. Рейки имеют неподвижный и подвижный визиры, позволяющие измерять расстояния дальномерами. Такие рейки целесообразно применять при передаче отметок или нивелировании на расстояниях до 3000 м, а при дальномерных измерениях — на расстояниях до 450 м.

Для определения превышения точек при плохой видимости и на труднопроходимой местности могут быть применены гидростатические нивелиры, устройство которых описано в главе VII.

Все описанные комплекты оборудования для производства работ в темное время суток являются универсальными и могут быть применены как в ночное, так и в дневное время.

Широкое применение для механического построения плана и профиля в ходе инженерно-геодезических работ могут найти топопривязчики и высотомеры-автоматы.

Топопривязчик предназначен для быстрого выполнения плановой привязки точек днем и ночью, а также в условиях плохой видимости. Он может широко применяться для предварительного выноса и закрепления на местности трассы, нанесенной на карту, причем точность выноса трассы обхода длиной 10—15 км в натуре может быть осуществлена со средней квадратической ошибкой, определяемой по формуле

$$m_L = 0,0001 \cdot m_k \sqrt{L} \text{ м,}$$

где m_k — знаменатель масштаба карты;

L — длина маршрута движения топопривязчика, км.

Топопривязчик автоматически вычисляет текущие координаты места своего нахождения. Принцип работы его основан на автоматическом решении прямой геодезической задачи. В счетно-решающее устройство (курсопрокладчик) подаются данные о пройденном пути от датчика пути и данные о дирекционном угле направления движения, которые снимаются с гироскопического курсоуказателя. Счетно-решающее устройство вычисляет и суммирует приращение координат для каждой точки пути и автомати-

чески вычерчивает пройденный машиной путь на карте. Точность определения координат зависит от многих факторов: от характера местности, удаления привязываемой точки от исходной, масштаба карты и от натренированности расчета. Средняя относительная ошибка составляет примерно $\frac{1}{350} - \frac{1}{400}$.

Скорость движения машины в рабочем состоянии не более 15—25 км/ч. Привязка трех точек, расположенных на площади в 1 км², выполняется в среднем за 30 мин.

Для автоматического определения продольного профиля трассы вслед за топопривязчиком следует прокатывать высотомеры-автоматы.

§ 5. ОСОБЕННОСТИ ВЕДЕНИЯ ГЕОДЕЗИЧЕСКИХ РАБОТ ПРИ ИЗЫСКАНИЯХ ОБХОДОВ, СОЕДИНИТЕЛЬНЫХ ЖЕЛЕЗНОДОРОЖНЫХ ЛИНИИ И ВЕТВЕИ

Комплекс проектно-изыскательских работ включает трассирование обхода барьерного места, соединительной линии или ветви на крупномасштабных картах или аэроснимках и перенос запроектированной трассы на местность. Трассирование обхода производится обычными приемами и методами. Дополнительно выполняется работа по привязке трассы к опорным точкам, легко опознаваемым на местности.

Перенос трассы на местность в темное время суток и на зараженных участках производится путем отыскания контурных точек и местных предметов, к которым была привязана трасса. Перенос может осуществляться по начальной точке трассы, положение которой известно. Для отыскания на местности контурных точек используют освещение местности фарами автомашин, ракетами или другими средствами. От найденных опорных точек отмеряют соответствующие расстояния до углов поворота или других точек трассы.

Если известно положение начальной точки трассы и полевые работы планируется вести «с головы», то в этом случае откладывается значение первого угла поворота и по полученному направлению отмеряется расстояние до соседней вершины. На второй вершине угла поворота все эти действия повторяются. Вершины углов поворота закрепляют кольями и обозначают электрифицированными вехами. Линии также обозначаются светящимися вехами или накладными светильниками на всех переломах профиля. Если переломов профиля нет или расстояние между ними более 300 м, то трасса обозначается светящимися точками через 300 м. Расстояния измеряются стальной лентой или дальномерами. Целесообразно использовать штриховую ленту с механическим счетчиком отложенных лент и приспособлением для натяжения ленты. В этом случае контроль длины измеренных линий может производиться по нитяному дальномеру теодолита. Если расстояния опре-

деляются только дальномером, то лучше использовать оптический дальномер двойных изображений.

Измерение углов производится электрифицированными теодолитами.

Порядок разбивки кривых ничем не отличается от рассмотренного в главе IX. Главные точки (начало, середина и конец) кривой закрепляют на местности кольями и обозначаются накладными светящимися точками. При выполнении детальной разбивки кривой в темное время суток целесообразно использовать способ прямоугольных координат. Колья, выставленные на кривой, светильниками не обозначаются.

При нивелировании трассы быстрое отыскание на местности связующих и промежуточных точек осуществляется по накладным светильникам, установленным на всех переломах профиля или отрезках, кратных 300 м. Нивелиры должны иметь подсветку уровня, рейки электрифицированы. Наблюдатель у инструмента и реечники должны иметь мегафоны, с помощью которых в ходе нивелирования они обмениваются информацией или передают указания.

Перед производством ночных геодезических работ необходимо в светлое время суток произвести полевые проверки инструмента, подготовить и проверить исправность электрического оборудования инструмента, произвести подзарядку аккумуляторных батарей. Закладку батарей в электрифицированные веши, рейки, накладные точки и инструмент производят не позже чем за 1—2 ч до наступления темноты. Одновременно с установкой батарей проверяют качество освещенности уровней, верньеров, делений. Проверку электрооборудования производят в темном помещении. При этом включают все места подсветки одновременно и по освещенности определяют пригодность аккумуляторов к работе.

Для работы в ночных условиях необходимо иметь запас источников питания и электролампочек в размере 10—15% общей потребности.

Мерные приборы проверяются, а комплект шпилек готовится к работе ночью.

§ 6. СИГНАЛИЗАЦИЯ И СВЯЗЬ ПРИ ВЫПОЛНЕНИИ ГЕОДЕЗИЧЕСКИХ РАБОТ

При работе ночью связь между работающими осуществляется световыми или звуковыми сигналами. На небольших расстояниях (60—70 м) команды подаются голосом. Для управления на расстоянии до 100—150 м звуковые сигналы подаются через рупоры, а на расстояния более 150 м используются электрические мегафоны. Следует иметь в виду, что при ветреной погоде дальность подачи звуковых команд значительно сокращается. При отсутствии усилителей звука и значительных расстояниях управление работами производится с помощью сигналов, указанных в табл. XIII.1.

Сигналы при геодезических работах

Содержание команды	Подаваемые сигналы		
	днем — рукой, флажком, фуражкой	ночью — фонарем	днем и ночью — свистком
Стой	Движениями по кругу	Движениями по кругу	• • •
Вперед от инструмента	Движениями над головой	Движениями над головой	—
Назад к инструменту	Движениями у ног	Движениями у ног	— —
Влево	Вытянуть руку влево	Отводить фонарь от себя влево	—
Вправо	Вытянуть руку вправо	Отводить фонарь от себя вправо	— •
Внимание. Начало измерения. Сигнал понят	Поднять руку вверх	Зажечь белый огонь на 4—6 сек, погасить и вновь зажечь	• •
Ставь. (Закрепляй.) Измерения окончены	Поднять обе руки вверх и резко опустить	Фонарь держать вверху и резко опустить вниз	— • —
Повторить измерения (действия)	Скрестить руки над головой	Зажечь и быстро погасить фонарь несколько раз	• — •

Примечание. Точками обозначены короткие сигналы, тире — длинные. Продолжительность короткого сигнала — 1 сек, длинного — 4—6 сек.

§ 7. ОСОБЕННОСТИ ПРОИЗВОДСТВА ГЕОДЕЗИЧЕСКИХ РАБОТ ЗИМОЙ

Инженерно-геодезические работы зимой выполняются с учетом целого ряда специфических условий. К основным из них необходимо отнести: низкие температуры, ветры и метели, пониженную видимость, промерзание грунтов, ледяную корку на реках и болотах, снежный покров на поверхности земли, небольшую продолжительность светлого времени суток.

При выполнении геодезических работ зимой командам необходимо иметь на полевых работах теплое обмундирование, хорошо защищающее от мороза и ветра, удобное для производства наблюдений и ведения записей. В первую очередь необходимо обращать внимание на предохранение от обморожения лица, рук и ног. В качестве обмундирования можно рекомендовать следующий комплект, оправдавший себя при производстве геодезических работ в условиях Крайнего Севера: меховые рубашки, обшитые сверху парусиной, брюки ватные, покрытые водонепроницаемой тканью, меховая обувь (унты), теплые рукавицы и шерстяные перчатки. При переездах используются полшубки. При отсутствии мехового комплекта следует использовать наиболее теплое обмундирование

из имеющегося в наличии. Теплая одежда создает дополнительные трудности в работе личного состава и сказывается на производительности.

Наличие снежного покрова приводит к нарушению форм рельефа местности. Снег при метелях и поземках заполняет мелкие неровности и сглаживает крупные, вследствие чего исчезают границы переломов профиля. Указанное обстоятельство существенно искажает характеристику местности. Поэтому контуры открытых участков при съемке распознаются с определенной вероятностью по их конфигурации.

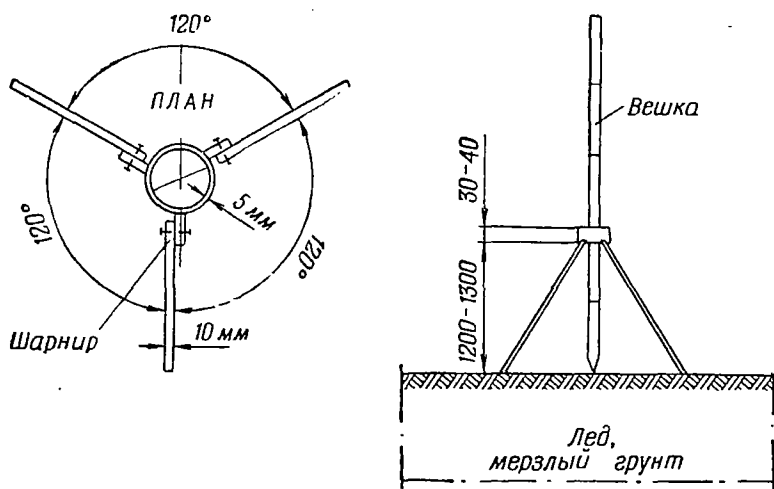


Рис. XIII.7. Приспособление для установки вешек в мерзлый грунт (на лед)

При толщине снежного покрова до 25 см полевые геодезические работы выполняются без лыж. При большей глубине снега личный состав должен становиться на лыжи.

Состав и последовательность геодезических работ зимой такие же, как и летом, для каждого вида съемки. Однако имеется ряд особенностей, которые необходимо учитывать. Эти особенности заключаются в следующем. При забивке кольев в мерзлый грунт предварительно выделывают лунки с помощью металлического клина и кувалды. В случае производства геодезических работ при скоростных изысканиях на местности забивают только сторожки с соответствующими надписями. Точки устанавливают только на углах поворота.

Вехи для обозначения линии на льду и мерзлом грунте устанавливаются в специальные треноги (рис. XIII.7). При измерении линии мерной лентой на мерзлом грунте делается черта по переднему концу. Шпилька укладывается своим острием против черты, отмечающей полную длину ленты. При нивелировании рейка уста-

навливается прямо на грунт перед сторожкой. Если эта точка связующая, то рейку точно ставят на одно и то же место при взятии отсчетов с двух смежных станций.

При наличии снежного покрова сторожки устанавливаются непосредственно в снег. Измерение линии мерной лентой производится обычным порядком, шпильки устанавливаются в снег. Для ни-

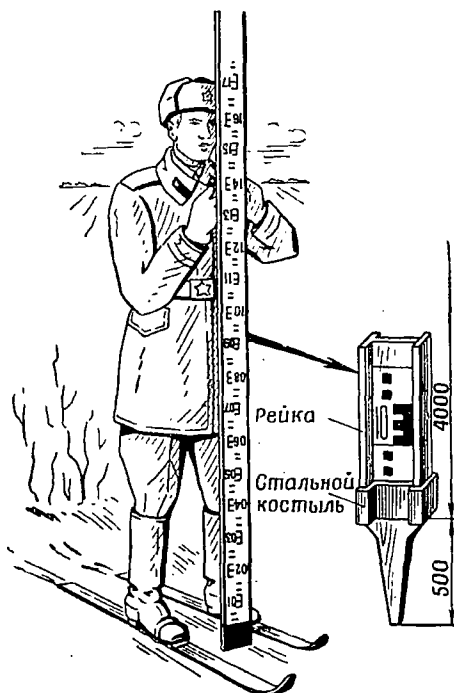


Рис. XIII.8. Нивелирная рейка для работы на местности со снежным покровом

велирования используется рейка со специальным металлическим костылем на конце (рис. XIII.8). При наличии значительного снежного покрова для установки инструментов используются удлиненные штативы или применяют специальные опорные кольца.

Для исключения запотевания оптики геодезических инструментов применяется смазка глицерином.

При работах на реках и болотах необходимо строго соблюдать требования техники безопасности. Выход на лед людей или выезд техники разрешается только при образовании прочного ледяного покрова. Проверка прочности льда производится по общепринятой методике.

ЛИТЕРАТУРА

1. Багратунин Г. В. и др. Инженерная геодезия. Под общей редакцией П. С. Закатова. М., «Недра», 1969.
2. Балакин А. Г. и др. Инженерная геодезия в военном железнодорожном и автомобильном строительстве. Учебное пособие. Л., 1970.
3. Буланов А. И. и др. Геодезия, ч. I. М., изд-во геодезической литературы, 1962.
4. Бронштейн Г. С., Бруевич и др. Практическое руководство по геодезии. М., Высшая школа, 1968.
5. Видуев Н. Г. и др. Геодезические работы в мостостроении. М., Издательство геодезической литературы, 1961.
6. Ганьшин В. Н. и др. Инженерная геодезия. М., «Недра», 1968.
7. Гиршберг М. А. Геодезия, ч. I. М., «Недра», 1967.
8. Глотов Г. Ф. Геодезия в строительном и монтажном производстве. М., изд-во литературы по строительству, 1967.
9. Голиков Е. Д. Инженерная геодезия. Учебное пособие. Л., 1968.
10. Голиков Е. Д. и др. Инженерная геодезия. Л., ЛКВВИА, 1953.
11. Дитц О. Г. Геодезия. М., Геодезиздат, 1957.
12. Измайлов П. И. Практикум по геодезии. М., «Недра», 1970.
13. Инструкция по топографической съемке. М., Геодезиздат, 1955.
14. Инженерно-геодезические работы в темное время суток и на зараженной местности. М., Воениздат, 1970.
15. Ковтун А. Г., Лухманов В. И. Применение аэрометодов при ускоренных изысканиях и технической разведке железных дорог. Л., ВАТТ, 1960.
16. Коршак Ф. А. Геодезия. М., «Недра», 1969.
17. Ловчук Г. П. Курс инженерной геодезии. М., «Недра», 1970.
18. Лютц А. Ф. и др. Геодезия в железнодорожном деле. Справочное пособие. М., изд-во геодезической литературы, 1962.
19. Моргунов Н. Ф., Сысоев К. А. Геодезия. М., «Недра», 1970.
20. Мсзиашвили А. И., Беляев Б. И. Способ наименьших квадратов. М., Геодезиздат, 1959.
21. Методические указания по разбивочным работам при сооружении земляного полотна. М., Минтрансстрой, 1966.
22. Проектирование железнодорожных станций и узлов (Справочное руководство). Трансжелдориздат, 1963.
23. Соловьев А. Ф., Тарасов А. Н. и др. Геодезия, ч. I. М., Воениздат, 1966.
24. Справочник геодезиста. М., «Недра», 1966.
25. Таблицы для разбивки кривых на железных дорогах. М., «Транспорт», 1968.
26. Шилов П. И., Федоров В. И. Инженерная геодезия и аэрогеодезия. М., «Недра», 1971.
27. Шилов П. И. Геодезия. М., Геодезиздат, 1966.
28. Ширин С. И. и др. Геодезия. Пособие для офицеров и сержантов железнодорожных войск. М., Воениздат, 1953.
29. Ширин С. И. и др. Геодезические разбивочные работы в промышленном и гражданском строительстве. Справочное пособие для инженеров-строителей. Л.—М. Госстройиздат, 1959.

О Г Л А В Л Е Н И Е

Стр.

Глава I. Общие сведения о геодезии

§ 1. Предмет геодезии. Значение геодезии в народном хозяйстве и обороне страны	3
§ 2. Общие сведения о фигуре и размерах Земли. Географические и геодезические координаты	4
§ 3. Влияние кривизны Земли на горизонтальные и вертикальные расстояния	7
§ 4. Метод проекции в геодезии. Проекция Гаусса	8
§ 5. Координатная сетка. Разграфка и номенклатура топографических карт и планов	10

Глава II. Ориентирование линий на местности

§ 1. Общее понятие об ориентировании линий. Истинные азимуты и дирекционные углы	14
§ 2. Магнитные азимуты. Румбы линий	16
§ 3. Буссоли. Измерения магнитных азимутов и румбов	19

Глава III. Оценка точности измерений

(Общие сведения из теории ошибок)

§ 1. Виды измерений	21
§ 2. Виды ошибок измерений и их классификация	22
§ 3. О мерах точности измерений	23
§ 4. Оценка точности функций независимо измеренных величин	26
§ 5. Оценка точности арифметической середины результата равноточных измерений	27
§ 6. Понятие о весе неравноточных измерений и общей арифметической середине	28

Глава IV. Угломерные инструменты и измерение углов на местности

§ 1. Принцип измерения горизонтальных и вертикальных углов	30
§ 2. Назначение, схема устройства, основные части и классификация теодолитов	31
§ 3. Зрительные трубы геодезических инструментов	34
§ 4. Уровни и их устройство	38
§ 5. Лимб и алидада теодолита	40
§ 6. Отсчетные приспособления	42
§ 7. Вертикальный круг	46
§ 8. Теодолиты ТТ-4 и ТТ-5	47
§ 9. Поверки и юстировка теодолитов	50
§ 10. Правила обращения с теодолитом	54
§ 11. Измерение горизонтальных углов	55
§ 12. Измерение вертикальных углов	59

§ 13.	Вспомогательные приборы для измерения и разбивки углов на местности. Экер, гониметр	61
§ 14.	Точность измерения горизонтальных углов техническими теодолитами	63

Глава V. Мерные приборы и измерение расстояний на местности

§ 1.	Обозначение точек на местности. Вешение линий	65
§ 2.	Приборы для непосредственного измерения линий местности	68
§ 3.	Непосредственные измерения линий на местности.	71
§ 4.	Определение горизонтальных проекций линий	75
§ 5.	Ошибки при измерении линий. Точность измерения линий землемерными лентами	77
§ 6.	Оптические дальномеры	78
§ 7.	Понятие о радио- и светодальномерах	86

Глава VI. Плановое обоснование съемок

§ 1.	Сущность и назначение плановой основы	88
§ 2.	Понятие о методах создания государственной геодезической сети	89
§ 3.	Сети местного значения и съемочное геодезическое обоснование	95
§ 4.	Теодолитные ходы и их виды	96
§ 5.	Полевые работы при прокладке теодолитных ходов	98
§ 6.	Привязка теодолитных ходов к пунктам государственной геодезической основы. Определение расстояний, недоступных для непосредственного измерения	99
§ 7.	Обработка результатов измерений, увязка углов, вычисление дирекционных углов и румбов сторон теодолитных ходов	103
§ 8.	Решение прямой и обратной геодезических задач	108
§ 9.	Вычисление приращений координат теодолитных ходов	109
§ 10.	Уравнивание приращений и вычисление координат точек теодолитных ходов	110

Глава VII. Высотное обоснование

§ 1.	Сущность и виды нивелирования	113
§ 2.	Геометрическое нивелирование	114
§ 3.	Влияние кривизны Земли и рефракции при нивелировании	118
§ 4.	Нивелирные рейки. Башмаки. Исследование и поверка реек	120
§ 5.	Нивелиры, их устройство и поверки	123
§ 6.	Источники ошибок при геометрическом нивелировании и меры борьбы с ними	136
§ 7.	Точность при геометрическом нивелировании	137
§ 8.	Понятие о высотной опорной сети СССР	139
§ 9.	Марки и реперы	140
§ 10.	Привязка к маркам и реперам	142
§ 11.	Нивелирование IV класса. Техническое нивелирование	143
§ 12.	Понятие о гидростатическом нивелировании	147
§ 13.	Краткие сведения о нивелирах-автоматах и их применении	149

Глава VIII. Наземные инженерные съемки

§ 1.	Виды наземных инженерных съемок	152
§ 2.	Теодолитная съемка. Абрис	153
§ 3.	Съемка местных предметов	154
§ 4.	Нанесение теодолитного хода по румбам и длинам сторон. Составление плана	155
§ 5.	Нанесение теодолитного хода по координатам	157
§ 6.	Особенности съемки железнодорожных станций и узлов	160
§ 7.	Тахеометрическая съемка	162
§ 8.	Формулы тригонометрического нивелирования	164
§ 9.	Производство тахеометрической съемки	168

§ 10.	Кроки. Тахеометрический журнал. Составление плана съемки	170
§ 11.	Тахеометрическая съемка при трассировании обходов барьерных мест	171
§ 12.	Нивелирная съемка. Способы нивелирования поверхности	172
§ 13.	Определение площадей на плане	175

Глава IX. Геодезические работы при изысканиях железных дорог

§ 1.	Перенесение проекта трассы с карт и планов на местность	180
§ 2.	Измерение горизонтальных углов на трассе	—
§ 3.	Измерение линии трассы и разбивка пикетажа	182
§ 4.	Ведение пикетажного журнала и съемка полосы вдоль трассы	184
§ 5.	Кривые на железных дорогах. Элементы круговых и переходных кривых. Разбивка кривых	185
§ 6.	Таблицы для разбивки кривых	195
§ 7.	Разбивка главных точек кривой	198
§ 8.	Детальная разбивка кривых и вынос точек пикетажа с касательной на кривую	202
§ 9.	Закрепление трассы	211
§ 10.	Нивелирование трассы и поперечников	212
§ 11.	Передача отметок через реки и овраги	218
§ 12.	Подробный продольный профиль. Поперечный профиль земляного полотна	220
§ 13.	Геодезические работы при изысканиях мостовых переходов	223

Глава X. Основы фототопографических съемок и их применение при восстановлении железных дорог

§ 1.	Виды фототопографических съемок и их значение при восстановлении железных дорог	229
§ 2.	Технические средства аэрофотосъемки и летносъёмочный процесс	230
§ 3.	Основные элементы аэроснимка и их свойства. Масштаб аэроснимка	233
§ 4.	Линейные искажения на аэроснимке	235
§ 5.	Составление фотосхем и фотопланов. Понятие о трансформировании аэроснимков	238
§ 6.	Дешифрирование аэроснимков	241
§ 7.	Общие сведения о стереофотограмметрическом методе создания планов	243
§ 8.	Аэрофотосъемка объектов восстановления и обходов барьерных мест	246

Глава XI. Геодезическое обеспечение при строительстве и восстановлении железных дорог

§ 1.	Способы детальной разбивки инженерных сооружений	248
§ 2.	Разбивка земляного полотна железных дорог	249
§ 3.	Геодезические работы при укладке и балластировке пути	267
§ 4.	Разбивочные работы на отдельных пунктах	—
§ 5.	Разбивка обходов	271
§ 6.	Разбивка зданий и подземных сооружений	276
§ 7.	Применение лучевых приборов в инженерной геодезии	284

Глава XII. Геодезические работы при строительстве и восстановлении мостов

§ 1.	Разбивочные работы, выполняемые при строительстве и восстановлении мостов	287
§ 2.	Восстановление и закрепление продольной оси моста	288
§ 3.	Определение длины моста	—
§ 4.	Разбивка центров опор больших временных мостов способом прямой угловой засечки с базиса триангуляции	291

§ 5. Разбивка центров опор временных и краткосрочных мостов прямыми угловыми засечками по таблицам ЦНИИС и световым указателям	296
§ 6. Геодезический контроль при сооружении опор, сборке и установке пролетных строений	299

Глава XIII. Инженерно-геодезические работы в темное время суток, на зараженной и задымленной местности, в зимнее время

§ 1. Особенности производства инженерно-геодезических работ в темное время суток	300
§ 2. Особенности выполнения инженерно-геодезических работ в условиях радиоактивного и химического заражения противником	301
§ 3. Особенности выполнения инженерно-геодезических работ в задымленных районах	303
§ 4. Геодезические инструменты и приспособления для работы в темное время суток, а также на зараженной и задымленной местности	—
§ 5. Особенности ведения геодезических работ при изысканиях обходов, соединительных железнодорожных линий и ветвей	311
§ 6. Сигнализация и связь при выполнении геодезических работ	312
§ 7. Особенности производства геодезических работ зимой	313
Литература	316

ИНЖЕНЕРНАЯ ГЕОДЕЗИЯ

Редактор *Б. Н. Морозов*

Технический редактор *М. П. Зудина*

Корректор *Л. Н. Алексеенко*

Г-35645 Сдано в набор 31.1.73 г.

Подписано к печати 4.7.73 г.

Формат бумаги 60×90^{1/16}

20 печ. л.,

20 усл. печ. л.

Уч.-изд. л. 21,257

Изд. № 5/7023

Бесплатно

Зак. 839

Ордена Трудового Красного Знамени
Военное издательство Министерства обороны СССР
103160, Москва, К-160

2-я типография Воениздата
Ленинград, Д-65, Дворцовая пл., 10

Бесплатно

21235

114
21801