

А.М. Зеленский, Ю.В. Нуйкина, Г.В. Фолитар

ИНЖЕНЕРНАЯ ГЕОДЕЗИЯ
В АВТОДОРОЖНОМ СТРОИТЕЛЬСТВЕ
(курс лекций)

*Рекомендовано к изданию редакционно-издательским Советом
Учреждения образования «Брестский государственный технический
университет» в качестве пособия для студентов
специальности 1-70 03 01 «Автомобильные дороги»
дневной и заочной форм обучения*

Брест 2007

УДК 528.4 (075.8)

ББК 26.1я73

3 48

Рецензент:

зам. директора по научной работе Полесского аграрно-экологического
института НАН Беларуси, доктор географических наук **А.А. Волчек**

Зеленский А.М., Нуйкина Ю.В., Фолитар Г.В.

3 48 Инженерная геодезия в автомобильном строительстве (курс лекций). – Брест:
Издательство БрГТУ, 2007. – 148 ., илл. 127, табл. 16, библи. 16 назв.

ISBN 978-985-493-075-6

Рассмотрены общие вопросы инженерной геодезии, инженерно-геодезические работы, связанные с изысканиями, проектированием и строительством трасс автомобильных дорог. Представлена методика теодолитной и тахеометрической съёмок, продольного нивелирования объектов линейного типа, решены вопросы, связанные с выносом проектов в натуру и разбивки сооружений.

Приведены инженерные задачи с комментариями к их решению, вопросы к зачёту, вопросы и типовые задачи в экзаменационных билетах.

Авторы выражают искреннюю признательность Жуковой В.П. и Стариковичу Г.В. за ценные предложения и замечания при подготовке рукописи к изданию.

Издание предназначено для студентов специальности 1-70 03 01 – «Автомобильные дороги» дневной и заочной форм обучения.

УДК 528.4 (075.8)

ББК 26.1я73

ISBN 978-985-493-075-6

© Зеленский А.М., 2007

© Нуйкина Ю.В., 2007

© Фолитар Г.В., 2007

© Издательство БрГТУ, 2007

ОГЛАВЛЕНИЕ

Лекция 1. Общие сведения по геодезии	6
1.1. Геодезия и ее значение в народном хозяйстве	6
1.2. Основные понятия о форме и размерах Земли	7
1.3. Влияние кривизны Земли на горизонтальные расстояния и высоты точек	8
Лекция 2. Определение положения точек на земной поверхности	11
2.1. Система географических координат	11
2.2. Система прямоугольных координат. Зональная система координат Гаусса-Крюгера	11
2.3. Система полярных координат	14
2.4. Понятие о плане, карте, профиле	14
Лекция 3. Ориентирование линий местности. Прямая и обратная геодезические задачи	16
3.1. Ориентирование линий местности	16
3.2. Прямая и обратная геодезические задачи	19
Лекция 4. Абсолютные и условные высоты точек земной поверхности. Изображение рельефа на топографических картах	22
4.1. Абсолютные и условные высоты точек земной поверхности	22
4.2. Рельеф земной поверхности и изображение его на топографических картах	23
4.3. Основные формы рельефа	24
4.4. Решение задач по горизонталям	25
4.5. Определение водосборной площади	26
Лекция 5. Плановые государственные геодезические сети. Геодезические съёмочные сети	27
5.1. Плановые государственные геодезические сети	27
5.2. Проложение теодолитных ходов	29
5.3. Теодолитная съёмка	30
Лекция 6. Вычисление координат точек теодолитного хода. Построение плана теодолитной съёмки	32
6.1. Вычисление координат точек теодолитного хода	32
6.2. Построение плана теодолитной съёмки	36
6.2.1. Построение координатной сетки при помощи линейки Ф. В. Дробышева	36
6.2.2. Построение координатной сетки по диагоналям	37
6.2.3. Нанесение точек на план	37
6.2.4. Построение ситуационного плана	38
Лекция 7. Основы математической обработки геодезических измерений	39
7.1. Общие понятия о геодезических измерениях. Погрешности измерений	39
7.2. Оценка точности непосредственно измеренных величин	40
7.3. Оценка точности косвенно измеренных величин	41
7.4. Оценка точности неравноточных измерений	42
Лекция 8. Зрительные трубы и уровни геодезических инструментов. Линейные измерения	45
8.1. Зрительные трубы и уровни геодезических инструментов	45
8.2. Линейные измерения	48
8.2.1. Измерение расстояний мерной лентой	48
8.2.2. Определение неприступных расстояний	50
8.2.3. Измерение расстояний нитяным дальномером	51
8.2.4. Принцип измерения расстояний светодальномером	52

Лекция 9. Нивелирование	54
9.1. Общие сведения. Нивелирные знаки	54
9.2. Сущность геометрического нивелирования	55
9.3. Приборы и принадлежности для геометрического нивелирования	56
9.4. Программа работы на станции при техническом нивелировании	57
9.5. Основные источники погрешностей при техническом нивелировании	58
9.6. Сущность гидростатического нивелирования	59
9.7. Тригонометрическое нивелирование	60
Лекция 10. Геодезические работы при изысканиях трассы автомобильной дороги	62
10.1. Общие сведения о трассе	62
10.2. Разбивка пикетажа и поперечников	63
10.3. Элементы круговой кривой	64
10.4. Нивелирование трассы. Обработка результатов технического нивелирования	66
Лекция 11. Построение профиля трассы. Восстановление и закрепление трассы. Детальная разбивка кривых	70
11.1. Построение продольного профиля трассы	70
11.2. Восстановление дорожной трассы	74
11.3. Детальная разбивка кривых	74
11.4. Вынос пикета с тангенса на кривую	76
Лекция 12. Угловые измерения	78
12.1. Принцип измерения горизонтального угла	78
12.2. Типы теодолитов	79
12.3. Приспособления для центрирования	79
12.4. Поверки теодолита	80
12.5. Измерение горизонтальных углов	80
12.5.1. Способ приемов	81
12.5.2. Способ круговых приемов	82
12.5.3. Точность измерения горизонтальных углов	83
Лекция 13. Тахеометрическая съемка	85
13.1. Сущность тахеометрической съемки	85
13.2. Порядок работы на станции при тахеометрической съемке	86
13.3. Камеральная обработка результатов тахеометрической съемки	86
13.4. Построение топографического плана по результатам тахеометрической съемки	87
Лекция 14. Общие сведения о перенесении проектов сооружений на местность	91
14.1. Генеральный план	91
14.2. Документы для разбивочных работ. Подготовка геодезических данных для разбивки	91
14.3. Способы перенесения проекта на местность	92
14.3.1. Полярный способ	92
14.3.2. Способ угловой засечки	93
14.3.3. Способ линейной засечки	93
14.3.4. Способ прямоугольных координат	94
Лекция 15. Вынос в натуру основных разбивочных элементов	95
15.1. Построение на местности проектного горизонтального угла	95
15.2. Построение проектного угла с повышенной точностью	95
15.3. Построение прямого угла с помощью рулетки	97
15.4. Построение на местности проектного отрезка	97
15.5. Вынос в натуру точки с заданной проектной отметкой	99

Лекция 16. Построение на местности линий и плоскостей с заданным уклоном.

Вынос отметки на монтажные горизонты. Разбивка земляного полотна

автомобильной дороги	101
16.1. Построение на местности линий с заданными уклонами	101
16.2. Построение плоскости заданного уклона	103
16.3. Передача отметок на дно котлована и на монтажные горизонты	103
16.4. Определение высоты сооружения	104
16.5. Разбивка земляного полотна автомобильной дороги	105
16.5.1. Разбивка насыпи	105
16.5.2. Разбивка выемки	107
Самостоятельная работа	109
1. Теодолит	109
1.1. Устройство теодолита Т-30, 2Т30. Отсчетные устройства теодолитов	109
1.2. Вертикальный круг теодолитов Т-30, 2Т30	110
1.3. Поверки теодолита	113
1.4. Определение теодолитом магнитного азимута при помощи ориентир-буссоли	116
1.5. Электронный тахеометр ЗТа5Р	117
2. Нивелир	120
2.1. Устройство нивелира Н-3	120
2.2. Нивелир Н-ЗК Н-ЗКЛ	121
2.3. Поверки нивелиров Н-3, Н-ЗК (Н-ЗКЛ)	122
2.4. Нивелирование через водные преграды	125
3. Масштабы	126
3.1. Численный масштаб	126
3.2. Масштабы: линейный, поперечный и переходный	127
4. Топографические карты	129
4.1. Общие сведения	129
4.2. Понятия о номенклатуре топографических карт	129
4.3. Географическая и километровая сетка на топографических картах	132
5. Понятие об аэрофотоснимке. Космический снимок	133
5.1. Общие понятия об аэрофотоснимке	133
5.2. Фотосхема и фотоплан	135
5.3. Ориентирование. Дешифрирование аэрофотоснимков	136
5.4. Масштаб аэрофотоснимка	137
Управляемая самостоятельная работа	138
1. Решение задач по топографическим картам и аэрофотоснимкам	138
1.1. Определение географических и прямоугольных координат точки	138
1.2. Определение по карте ориентирных углов	138
1.3. Решение задач по горизонталям карт	140
1.3.1. Определение высот точек	140
1.3.2. Построение профиля местности	141
1.3.3. Определение уклонов и проведение линии с заданным уклоном	141
Самоконтроль знаний	143
1. Вопросы для подготовки к зачету	143
2. Вопросы для подготовки к экзамену	143
3. Типовые задачи в экзаменационных билетах	145
Литература	147

ЛЕКЦИЯ 1

1.1. Общие сведения о геодезии. Значение геодезии в народном хозяйстве

Геодезия - наука о методах определения фигуры и размеров Земли и изображения её поверхности на плоскости (на картах), а также о способах проведения специальных измерений, связанных с изысканиями, проектированием, строительством и эксплуатацией инженерных сооружений. Из определения геодезии, как науки, следует, что она призвана решать многообразные задачи, поэтому геодезия делится на ряд научных и научно-технических дисциплин:

Высшая геодезия занимается разработкой методов определения фигуры и размеров Земли и изучением горизонтальных и вертикальных движений земной коры.

Топография (или геодезия) занимается изучением методов изображения небольших участков Земли на плоскости, т.е. созданием топографических планов и карт.

Картография разрабатывает способы изображения на плоскости значительных участков земной поверхности.

Фотограмметрия занимается разработкой методов создания планов и карт по фотоснимкам, аэроснимкам, а также космическим снимкам.

Инженерная геодезия разрабатывает методы и средства для решения задач, выполняемых при изысканиях, проектировании, строительстве и эксплуатации инженерных сооружений.

Основными задачами инженерной геодезии при строительстве инженерных сооружений являются:

- Выполнение топографо-геодезических изысканий строительных площадок и трасс, а также геодезическое обеспечение других видов инженерных изысканий, необходимых для проектирования сооружений;
- Проектирование геодезических работ по обеспечению строительства при разработке проектной документации объекта, включая геодезическую подготовку данных для перенесения проекта в натуру;
- Перенесение проекта комплекса зданий и сооружений в натуру - выполнение разбивочных работ, в состав которых входит создание на местности разбивочной основы, перенесение в натуру главных осей сооружений и т.п.;
- Геодезическое обеспечение установки строительных конструкций и технологического оборудования в проектное положение с заданной точностью;
- Геодезическое обеспечение при эксплуатации промышленно-заводских комплексов, коммунального хозяйства и т.п.;
- Наблюдения за деформациями сооружений и их оснований.

Значение геодезии в народном хозяйстве трудно переоценить. Трудно назвать какую-либо отрасль народного хозяйства, где бы ни использовались геодезические методы и средства измерений:

- Изучение территории по топографическим картам, как в народном хозяйстве, так и в военном деле;
- Изыскания, проектирование и строительство инженерных сооружений;
- Геодезические измерения высокой точности широко используются при наблюдениях за деформациями и осадками инженерных сооружений;
- Испытания металлоконструкций и установка технологического оборудования;
- Велико значение геодезии в обороне страны;
- Строительство ЛЭП, аэропортов, автомобильных дорог, мостов, гидроэлектростанций, атомных электростанций и других крупных сооружений;

- Составление планов землепользования, почвенных, геоботанических планов, планов сельхозугодий и т.д.

Геодезия опирается на достижения таких научных дисциплин, как физика, математика, астрономия. В связи с быстрым совершенствованием техники в геодезии используются достижения автоматики, телемеханики и электроники.

1.2. Основные понятия о форме и размерах Земли

Поверхность Земли составляет 510 млн. км², 71% её занимают моря и океаны.

Фигура Земли формируется под влиянием внутренних и внешних сил. Основными являются сила внутреннего тяготения и центробежная сила. Если бы Земля была неподвижным и однородным по плотности телом, то под действием только сил внутреннего тяготения она имела бы форму шара. Вследствие центробежной силы, вызванной вращением вокруг оси, Земля приобрела бы форму шара, сжатого с полюсов, т.е. форму эллипсоида вращения с малой степенью сжатия в направлении полюсов.

На самом деле внутреннее строение Земли по плотности неоднородно. Вследствие неравномерного распределения масс в земной коре изменяются направления сил притяжения, а значит и сил тяжести.

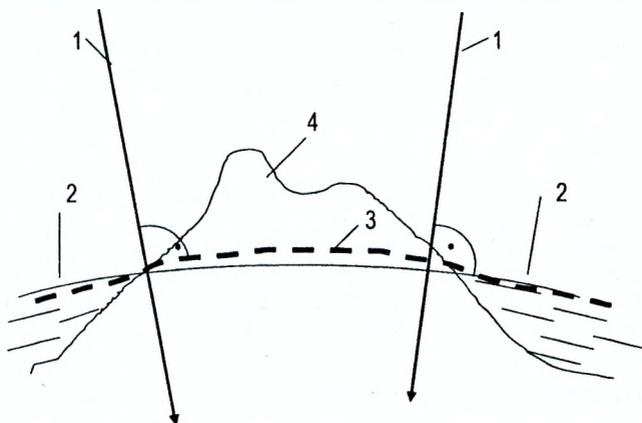


Рис. 1.1. Уровенная поверхность Земли

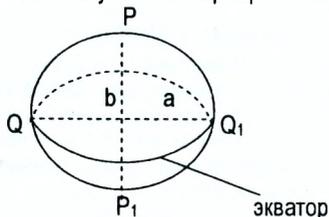
1. Отвесная линия.
2. Поверхность эллипсоида.
3. Поверхность геоида (уровенная поверхность).
4. Физическая поверхность.

Знания фигуры Земли используются во многих областях, таких как строительство тоннелей, метрополитенов, запуск искусственных спутников Земли, космических кораблей и т.д.

Что же принимается за форму земной поверхности? За форму земной поверхности принята так называемая уровенная поверхность (рис. 1.1). Поверхности, нормальные (перпендикулярные) в каждой точке к отвесной линии, называются уровенными поверхностями силы тяжести.

Уровенную поверхность Земли можно представить как поверхность мирового океана в спокойном состоянии, мысленно продолженную под материками. Но так как распределение масс внутри Земли неравномерно (плотность Земли неоднородна), то отвесные линии не пересекаются в одной точке. Уровенная поверхность, как перпендикулярная к направлению силы тяжести, отступает от эллипсоидальной и становится столь сложной и неправильной в геометрическом отношении, что её форму нельзя описать конечным математическим выражением.

Фигуре Земли, образованной урвеной поверхностью, совпадающей с поверхностью океанов и морей и мысленно продолженной под материками, присвоено название **геоид**. Форма геоида непригодна для геометрических проекций и математической обработки геодезических измерений. Современные исследования показали, что наиболее близкой к геоиду математической поверхностью является поверхность эллипсоида вращения. Эта поверхность получается от вращения эллипса PQR₁Q₁ (рис. 1.2) вокруг оси PP₁.



Эллипсоид, характеризующий форму и размеры Земли, называется **земным эллипсоидом**, а эллипсоид, который принят для обработки геодезических измерений и установления системы координат, называют **референц-эллипсоидом**.

Рис. 1.2 Эллипсоид вращения

Параметрами, определяющими размеры и форму земного эллипсоида, являются большая **a** и малая **b** полуоси или большая полуось **a** и полярное сжатие $\alpha = \frac{(a-b)}{a}$.

В 1946г. приняты следующие размеры земного эллипсоида:

a=6378245м.

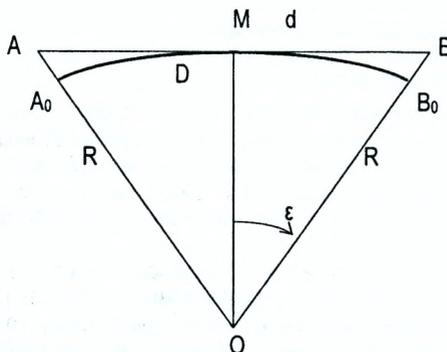
b=6356863м.

α=1/298,3.

Эти параметры получены в 1940 г. выдающимся советским геодезистом профессором Ф.Н. Красовским. Размеры подтверждены в результате современных исследований по результатам наблюдений за движением искусственных спутников Земли.

В практике инженерно-геодезических работ поверхности эллипсоида и геоида считают совпадающими, во многих случаях значительные по размерам участки земной поверхности принимают даже за плоскость, а при необходимости учёта сферичности Земли считают её шаром, равным по объёму земному эллипсоиду. Радиус такого шара равен **6371,11км**.

1.3. Влияние кривизны Земли на горизонтальные расстояния и высоты точек



Покажем, что незначительный участок поверхности Земли с достаточной точностью можно считать плоскостью. Для этого в первом приближении урвеновую поверхность примем за сферу. Пусть AMB (рис. 1.3) часть урвеной поверхности Земли с центром O и радиусом R. Обозначим длину дуги A₀MB₀ через D, а касательную AB через d.

Рис.1.3. Влияние кривизны Земли на горизонтальные расстояния

Подсчитаем погрешность Δd от замены дуги D касательной d . Для этого найдём разность

$$\Delta d = d - D. \quad (1.1)$$

Из треугольника BMO выразим касательную d и дугу D через радиус R и угол ϵ . Получим

$$D = 2R\epsilon,$$

$$d = 2R \operatorname{tg} \epsilon,$$

тогда

$$\Delta d = 2R(\operatorname{tg} \epsilon - \epsilon). \quad (1.2)$$

Так как угол ϵ мал, то его тангенс можно разложить в ряд, ограничившись первыми двумя членами

$$\operatorname{tg} \epsilon = \epsilon + \frac{1}{3} \epsilon^3 + \dots, \quad (1.3)$$

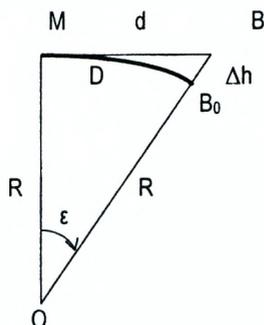
учитывая, что $\epsilon = \frac{D}{2R}$, формулу (1.2) можно записать в виде

$$\Delta d = \frac{2RD^3}{24R^3} = \frac{D^3}{12R^2}, \quad (1.4)$$

или в относительной мере

$$\frac{\Delta d}{D} = \frac{D^2}{12R^2}. \quad (1.5)$$

Приняв приближённо радиус Земли $R=6400$ км, а длину дуги $D=20$ км, получим $\Delta d \approx 1,6$ см, а $\frac{\Delta d}{D} \approx \frac{1}{1000000}$. Такой относительной погрешностью характеризуются самые высокоточные измерения расстояний в геодезии. Поэтому *при решении инженерных задач для участков местности размером 20*20км урovenную поверхность можно считать плоскостью*. При более значительных участках в измеренные расстояния следует вводить поправку, вычисленную по формуле (1.4), которая вводится с отрицательным знаком.



При замене части дуги MB_0 урovenной поверхности на часть касательной MB , равной d , точка B_0 перемещается в точку B на величину Δh , которая называется поправкой в высоту точки за кривизну Земли.

Рис. 1.4. Влияние кривизны Земли на результаты измерения высот

Следует иметь в виду, что обозначения d и D на рисунках (1.3) и (1.4) не равноценны. Определим величину Δh , выражающую влияние кривизны Земли на точность определения высот точек земной поверхности. Из $\triangle OMB$, получим

$$d^2 = (R + \Delta h)^2 - R^2 = 2 \cdot R \cdot \Delta h + \Delta h^2, \text{ откуда}$$

$$\Delta h = \frac{d^2}{(2 \cdot R + \Delta h)}.$$

Величина Δh мала по сравнению с величиной R . Тогда

$$\Delta h = \frac{d^2}{2 \cdot R}. \quad (1.6)$$

Таблица 1.1 Влияние кривизны Земли на результаты измерения высот

d , м	100	1000	2000	3000	5000	10000
Δh , см	0,08	7,8	31	71	105	780

Для инженерных целей высоты точек земной поверхности необходимо определять с относительно высокой точностью, допуская на 1 км. погрешность не более 2-5 см. При измерении вертикальных расстояний между точками земной поверхности нельзя пренебрегать кривизной Земли даже при сравнительно небольших расстояниях между ними.

Вопросы и задачи для самостоятельной работы

1. Назовите основные задачи инженерной геодезии.
2. Что называют уровенной поверхностью?
3. Какую форму имеет Земля?
4. Почему обработку геодезических измерений выполняют на поверхности эллипсоида?
5. Как определяют размеры участка земной поверхности, принимаемого за плоский, если влиянием кривизны Земли пренебречь?

ЛЕКЦИЯ 2

2. Понятие о географических и прямоугольных координатах. Зональная система прямоугольных координат Гаусса-Крюгера

Координаты – величины, определяющие положение точки на земной поверхности относительно начальных (исходных) линий или поверхностей. В инженерной геодезии наибольшее применение получили следующие системы:

- 1 • Географических координат;
- 2 • Прямоугольных координат;
- 3 • Полярных координат.

2.1. Система географических координат

В этой системе за координатную поверхность принимается шар, а за координатные линии – географические (истинные) меридианы и параллели.

Сечения поверхности шара плоскостями, проходящими через полярную ось вращения Земли PP_1 называют меридианами. За начальный принят меридиан, проходящий через центр зала Гринвичской обсерватории вблизи Лондона.

Сечения поверхности шара плоскостями, перпендикулярными к оси вращения Земли называют параллелями. Параллель, плоскость которой проходит через центр шара O , называют экватором. Положение точки M определяется пересечением меридиана и параллели, проходящих через эту точку.

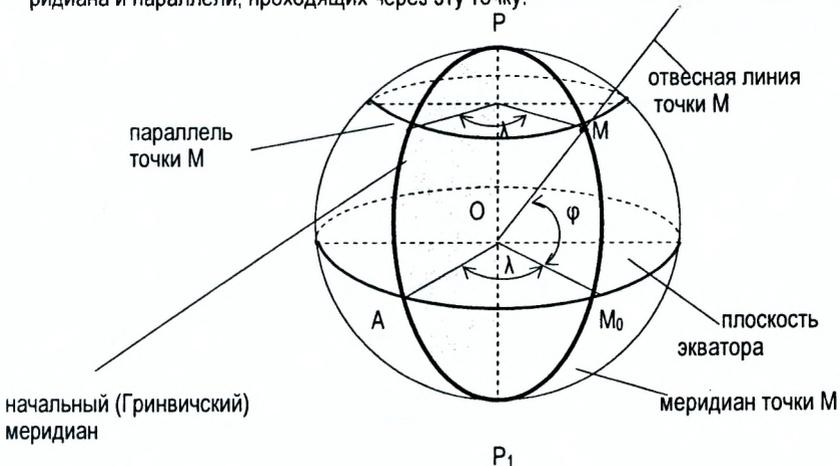


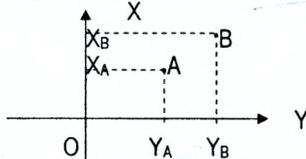
Рис. 2.1. Географические координаты

Географической широтой φ точки M называют угол между отвесной линией в точке M и плоскостью экватора (угол MOM_0). Широты отсчитываются от экватора от 0° до 90° ; к северу-северные и к югу-южные.

Географической долготой λ точки M называют двугранный угол между плоскостью меридиана точки M и плоскостью Гринвичского (начального) меридиана (угол AOM_0). Долготы λ отсчитываются от начального меридиана в обе стороны на восток и на запад от 0° до 180° и называются соответственно восточными и западными. Географические координаты (φ и λ) точек на земной поверхности определяются путём астрономических измерений.

2.2. Система плоских прямоугольных координат. Зональная система координат Гаусса-Крюгера

Систему прямоугольных координат образуют две взаимно перпендикулярные прямые, которые называют осями координат. Ось X (абсцисс) обычно совмещают с меридианом, направление оси Y (ординат) принимается на восток. Пересечение двух осей (точка O) называется началом координат (рис. 2.2).



Положение любой точки в этой системе координат определяется координатами (отрезками) X_A, Y_A и X_B, Y_B .

Рис. 2.2. Прямоугольная система координат

Разность координат двух точек называется *приращениями координат*.

$$\left. \begin{aligned} \Delta X_{A-B} &= X_B - X_A \\ \Delta Y_{A-B} &= Y_B - Y_A \end{aligned} \right\} \quad (2.1)$$

Иногда удобно ось абсцисс (X) не совмещать с меридианом, а дать ей другое, более выгодное направление. Такая система называется условной. В строительстве часто за ось абсцисс принимается направление одной из главных осей строящегося объекта.

Прямоугольная система координат используется на плоскости. Поэтому в чистом виде её использование для определения координат точек земной поверхности (на сфере) довольно затруднительно.

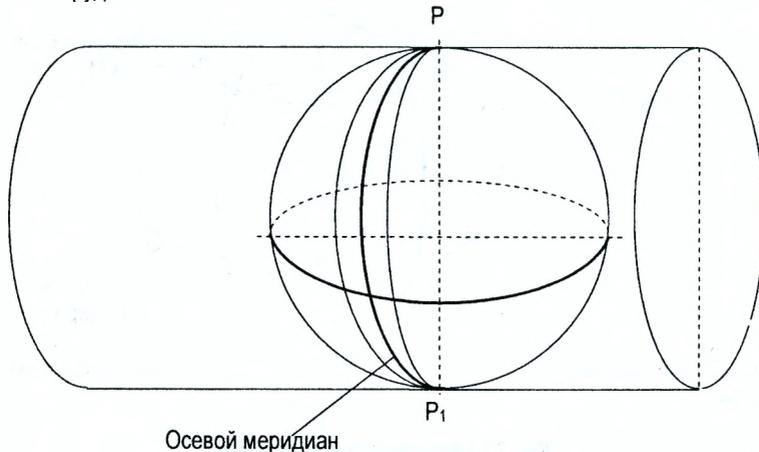


Рис. 2.3. Поперечно-цилиндрическая равноугольная проекция Гаусса-Крюгера

Систему прямоугольных координат используют при крупномасштабном (1:100000 и крупнее) изображении значительных частей земной поверхности на плоскости. Для крупномасштабного картографирования необходима проекция, обеспечивающая сохранение подобного изображения фигур (контуров) участка местности при переходе с поверхности шара на плоскость, возникающие при этом искажения размеров фигур должны быть малы и легко учитываться. Данным требованиям отвечает принятая с 1928 года поперечно-цилиндрическая равноугольная проекция Гаусса-Крюгера.

Изображение поверхности земного шара на плоскости в проекции Гаусса-Крюгера получают следующим образом.

Земную поверхность условно делят меридианами на зоны шириной 3° или 6° по долготе. Земной шар вписывают в цилиндр так, чтобы плоскость экватора совпала с осью цилиндра. Каждая зона из центра Земли проецируется на боковую поверхность цилиндра. После проецирования боковую поверхность цилиндра разворачивают в плоскость, разрезав её по образующим, проходящим через земные полюса.

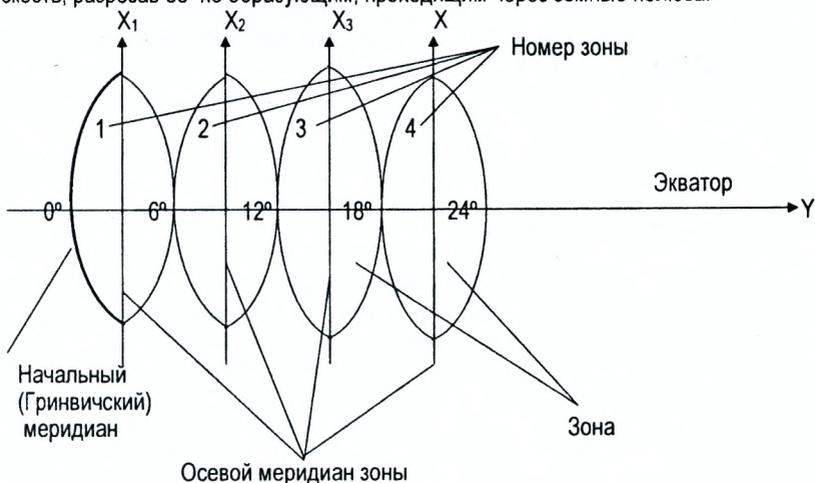


Рис. 2.4. Зональная система прямоугольных координат

Искажения размеров контуров вблизи средних (осевых) меридианов зон минимальны и возрастают по мере удаления к краям. Линия на поверхности шара длиной S при изображении её на плоскости получит искажение

$$\Delta S = \frac{Y^2 \cdot S}{2R^2}, \quad (2.2)$$

где $Y = \frac{Y_1 + Y_2}{2}$ - среднее значение из ординат начальной Y_1 и конечной Y_2 точек линии;

R - радиус Земли.

Относительные искажения $\frac{\Delta S}{S}$ на краях шестиградусной зоны могут достигать величины $\frac{1}{1500}$, а трёхградусной зоны $-\frac{1}{6000}$.

За начало отсчёта координат в каждой зоне принимают точку пересечения осевого меридиана - оси абсцисс X и экватора - оси ординат Y . На топографических картах проводят прямоугольную координатную сетку (километровая сетка), состоящую из прямых линий, параллельных осевому меридиану и экватору. Расстояния между смежными линиями сетки для масштабов карт 1:10000; 1:25000; 1:50000 составляют 1 км на местности.

Территория РБ полностью расположена в северном полушарии, все абсциссы положительны, а для того, чтобы и ординаты были положительны, начало координат смещено на запад на 500 км. В этом случае все точки к востоку и западу от осевого меридиана будут иметь положительные ординаты. Такие ординаты называются преобразованными (приведенными). Преобразованная ордината начинается с указания номера зоны.

Пример 2.1.

Точка А расположена в четвёртой зоне в 64245 м к западу от осевого меридиана. Определить её приведенную ординату.

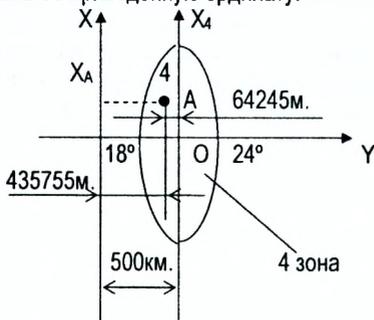


Рис. 2.5. Схема к примеру 2.1

Приведенная ордината равна $Y_A = 4(500000 - 64245) \text{ м} = 4435755 \text{ м}$.
Первая цифра – 4 указывает номер зоны. Координаты точки O будут $X_0 = 0$; $Y_0 = 4500 \text{ км}$, где цифра 4 означает номер зоны

2.3. Система полярных координат

Эту систему применяют при определении планового положения точек на небольших участках в процессе съёмки местности и при геодезических разбивочных работах.

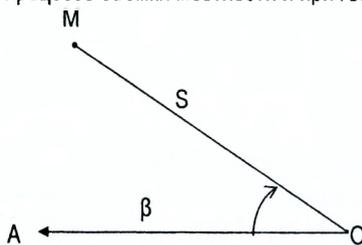


Рис. 2.6. Полярные координаты

За начало координат – полюс принимают точку O местности, за начальную координатную линию – полярную ось OA, произвольно расположенную на местности. Полярными координатами точки M будут полярный угол β , отсчитываемый по часовой стрелке от полярной оси и полярное расстояние (радиус-вектор) OM.

2.4. Понятие о плане, карте, профиле

Топографическим планом называется уменьшенное и подобное изображение ситуации и рельефа местности. Подобное изображение получают при ортогональном проецировании участков земной поверхности размером, не превышающим 20*20 км. на горизонтальную плоскость.

Ситуацией называют совокупность предметов местности.

Рельефом называется совокупность различных форм неровностей земной поверхности.

Изображение больших по размерам участков земной поверхности на плоскости нельзя получить без искажений. Такие участки ортогонально проецируют на поверхность эллипсоида, а затем с поверхности эллипсоида по определённым математическим законам, называемым картографическими проекциями, переносят на плоскость. Полученное таким образом уменьшенное изображение на плоскости называется картой. Карта, составленная в проекции Гаусса-Крюгера, содержащая изображение ситуации и рельефа, называется топографической картой.

Карты, в зависимости от масштаба, делятся на:

- Крупномасштабные, 1:100000 и крупнее;

- Среднемасштабные, от 1:200000 до 1:1000000;
- Мелкомасштабные, мельче 1:1000000.

Профиль местности – уменьшенное изображение вертикального разреза земной поверхности по заданному направлению.

Вопросы и задачи для самостоятельной работы

1. Что называется широтой и долготой точки?
2. В чём заключается сущность проекции Гаусса-Крюгера?
3. Как рассчитать долготу осевого меридиана по номеру зоны?
4. Точка В расположена в шестой зоне в 21328м к востоку от осевого меридиана. Определить её приведенную ординату.
5. Что такое план и ситуация местности?
6. Что такое топографическая карта?
7. Что такое профиль местности?

ЛЕКЦИЯ 3

Ориентирование линий местности. Прямая и обратная геодезические задачи

3.1. Ориентирование линий местности

Ориентировать линию местности – это значит определить её направление относительно направления, принятого за исходное. В качестве исходных в геодезии используют следующие меридианы:

-северное направление **истинного (географического) меридиана**. Направление географического меридиана - горизонтальная линия в плоскости географического меридиана. Она указывает на северный полюс Земли. Определяется из астрономических наблюдений.

-северное направление **магнитного меридиана**. Направление магнитного меридиана – горизонтальная линия в плоскости магнитного меридиана. Направление магнитного меридиана совпадает с направлением свободно подвешенной магнитной стрелки.

-северное направление **осевого меридиана**, или направление, параллельное ему.

В зависимости от принятого исходного направления различают следующие ориентированные углы:

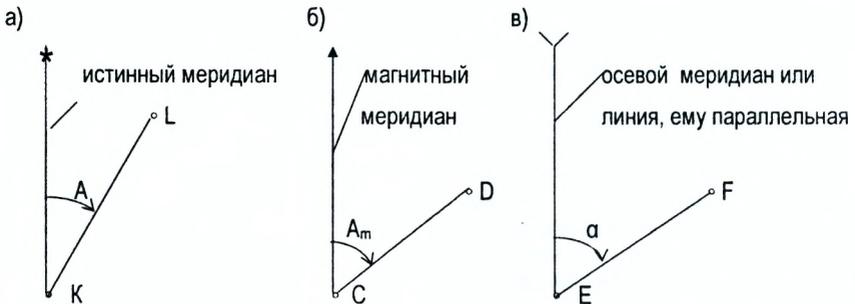


Рис. 3.1. Ориентирование линий

Истинный (географический) азимут A - горизонтальный угол, отсчитываемый от северного направления истинного (географического) меридиана по ходу часовой стрелки до заданного направления (рис. 3.1 а) (изменяется от 0° до 360°). Истинный азимут можно определить по Полярной звезде в ночное время или по солнцу днём, а также при помощи специального инструмента - гиротеодолита.

Магнитный азимут A_m - угол, отсчитываемый от северного направления магнитного меридиана по ходу часовой стрелки до заданного направления (рис. 3.1 б) (изменяется от 0° до 360°). Магнитный азимут можно определить по компасу или буссоли.

Дирекционный угол α - угол, отсчитываемый от северного направления осевого меридиана или линии, ему параллельной, по ходу часовой стрелки до заданной линии (рис. 3.1 в) (изменяется от 0° до 360°).

Румб r - острый угол, отсчитываемый от ближайшего (северного или южного) меридиана по ходу часовой либо против хода часовой стрелки до заданного направления. Обозначение румба начинают с указания четверти, далее записывается численное значение угла. Например: СВ: $41^\circ 17'$, ЮЗ: $50^\circ 08'$.

Для линии МР (рис. 3.2) направление от точки М к точке Р называют прямым, а от точки Р к точке М – обратным (или наоборот). Соответственно различают дирекционный

угол прямого и обратного направления. Зависимость между прямым и обратным дирекционными углами видна из рисунка 3.2

$$\alpha_{P-M} = \alpha_{M-P} \pm 180^\circ. \quad (3.1)$$

Зависимость между дирекционным углом α_{AB} линии АВ и дирекционным углом α_{BC} линии ВС можно установить, если измерить угол между этими линиями в точке В. При движении по линии АВС угол β_n в точке В называют **правым**, а угол β_n - **левым**. Зависимость между дирекционными углами последующей и предыдущей линиями видна на рисунке 3.3.

Дирекционный угол α_{BC} линии ВС определяется по формуле (3.2).

$$\alpha_{BC} = \alpha_{AB} + 180^\circ - \beta_n. \quad (3.2)$$

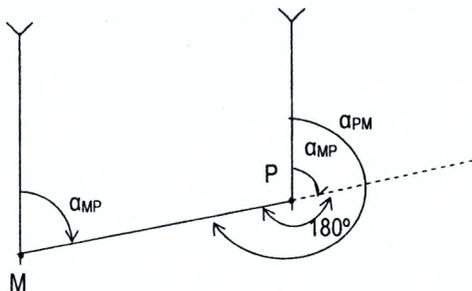


Рис. 3.2. Связь между прямым и обратным направлениями

Если измерен левый по ходу угол β_n , то

$$\alpha_{BC} = \alpha_{AB} - 180^\circ + \beta_n \quad (3.3)$$

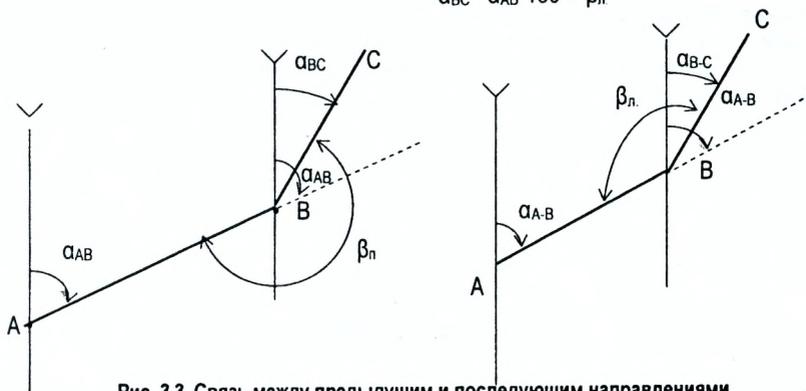


Рис. 3.3. Связь между предыдущим и последующим направлениями

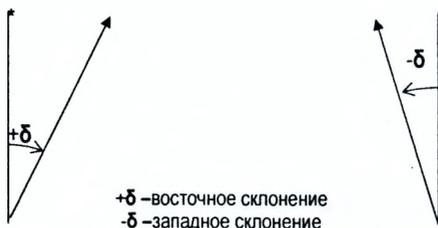
Дирекционный угол последующей линии равен дирекционному углу предыдущей линии плюс 180° минус правый угол β_n по ходу лежащий или дирекционный угол последующей линии равен дирекционному углу предыдущей линии минус 180° плюс левый угол β_n по ходу лежащий.

В табл. 3.1 приведена связь между дирекционными углами и румбами. Там же показаны знаки приращений координат в зависимости от направлений румбов.

Таблица 3.1 Связь между дирекционными углами и румбами. Знаки приращений координат.

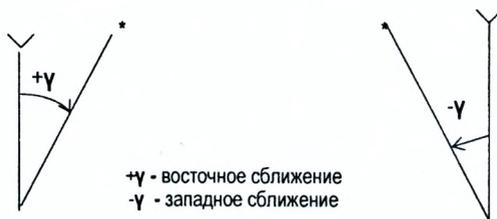
Четверть		Формулы связи между дирекционными углами и румбами	Знаки приращений координат	
Номер	Название		ΔX	ΔY
I	СВ	$r = \alpha$	+	+
II	ЮВ	$r = 180^\circ - \alpha$	-	+
III	ЮЗ	$r = \alpha - 180^\circ$	-	-
IV	СЗ	$r = 360^\circ - \alpha$	+	-

Из-за неравномерного распределения магнитных масс внутри Земли направление магнитного меридиана не совпадает с направлением на магнитный полюс. Между направлением географического и магнитного меридианов на поверхности Земли образуется угол δ - **склонение магнитной стрелки**, отсчитываемый от истинного меридиана к магнитному (рис. 3.4).



+ δ - восточное склонение
 $-\delta$ - западное склонение
Рис. 3.4. Склонение магнитной стрелки

Угол между осевым и истинным (или двумя истинными) меридианами называется **сближение меридианов** (γ). Угол сближения меридианов будет положительным, если истинный (географический) меридиан отклонился вправо (на восток) от осевого меридиана и отрицательным, если истинный меридиан отклонился влево (на запад) от осевого меридиана.



+ γ - восточное сближение
 $-\gamma$ - западное сближение
Рис. 3.5. Сближение меридианов

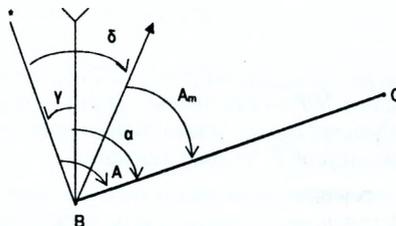


Рис. 3.6. Связь между ориентирными углами

Сближение меридианов можно вычислить по формуле

$$\gamma = \Delta\lambda \sin\varphi, \quad (3.4)$$

где $\Delta\lambda$ - разность долгот двух точек линии; φ - широта точки.

Связь между ориентирными углами можно установить из рисунка 3.6

$$A = Am + \delta, \quad (3.5)$$

$$A = \alpha + \gamma, \quad (3.6)$$

приравнивая правые части, получим

$$\alpha = Am + \delta - \gamma = Am + (\delta - \gamma). \quad (3.7)$$

Величину $\delta - \gamma$ называют поправкой.

3.2. Прямая и обратная геодезические задачи

В системе прямоугольных координат многие геодезические расчёты основаны на формулах решений прямой и обратной геодезических задач.

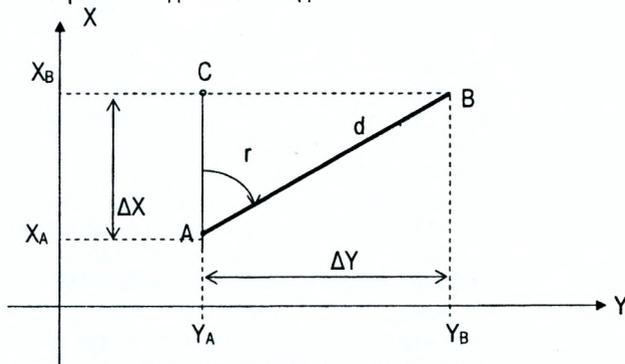


Рис. 3.7. Прямая и обратная геодезические задачи

Прямая геодезическая задача заключается в том, что по известным прямоугольным координатам одной точки X_A, Y_A (рис. 3.7), горизонтальному проложению d линии AB и её направлению (румбу γ или дирекционному углу α линии $A-B$) требуется определить координаты другой точки X_B, Y_B .

Для решения этой задачи точки A и B спроектируем на координатные оси X и Y . Из геометрического построения видно, что

$$\left. \begin{aligned} X_B &= X_A + \Delta X \\ Y_B &= Y_A + \Delta Y \end{aligned} \right\} \quad (3.8)$$

Приращения координат ΔX и ΔY можно определить из прямоугольного треугольника ABC

$$\left. \begin{aligned} \Delta X &= d \cos\gamma \\ \Delta Y &= d \sin\gamma \end{aligned} \right\} \quad (3.9)$$

Знаки приращений координат зависят от направлений румбов (т.е. от $\cos\gamma$ и $\sin\gamma$). На рисунке 3.8 приведены знаки приращений координат в зависимости от направлений румбов и показана связь между дирекционными углами и румбами.

Обратная геодезическая задача заключается в том, что по известным прямоугольным координатам двух точек X_A, Y_A, X_B, Y_B (рис. 3.7) требуется определить горизонтальное проложение d и направление γ линии AB .

По рисунку 3.7 можно записать

$$\left. \begin{aligned} \Delta X &= X_B - X_A \\ \Delta Y &= Y_B - Y_A \end{aligned} \right\} \quad (3.10)$$

Из прямоугольного треугольника ABC находим

$$\left. \begin{aligned} \operatorname{tg} r &= \frac{\Delta Y}{\Delta X} \\ \alpha &= \operatorname{arctg} \frac{\Delta Y}{\Delta X} \end{aligned} \right\} \quad (3.11)$$

$$d = \sqrt{\Delta X^2 + \Delta Y^2} = \frac{\Delta X}{\cos r} = \frac{\Delta Y}{\sin r} \quad (3.12)$$

Четверть, в которой лежит направление линии, определяют по знакам приращений координат ΔX и ΔY . При вычислении α находят значение острого угла (румба), затем по знакам приращений координат его направление (СВ, ЮВ, ЮЗ, СЗ) и далее определяется значение дирекционного угла α (рис. 3.8).

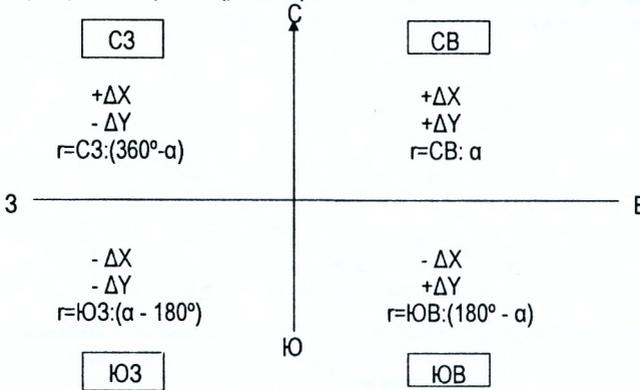


Рис. 3.8. Знаки приращений координат. Связь между дирекционными углами и румбами в различных четвертях

Пример 3.1

Дано: $X_A=450,00\text{м}$, $Y_A=250,00\text{м}$, $d=150,00\text{м}$, $\alpha=290^\circ$ или $r=\text{СЗ}:(360^\circ-\alpha)=r=\text{СЗ}:70^\circ$.

Вычислить прямоугольные координаты точки В.

По формулам (3.9) находим приращения координат

$$\Delta X = +d \cos r = +150,00 \cdot 0,34202 = +51,30\text{м};$$

$$\Delta Y = -d \sin r = -150,00 \cdot 0,93969 = -140,95\text{м}.$$

Знаки приращений координат определены по рисунку 3.8.

По формулам (3.8) находим координаты точки В.

$$X_B = X_A + \Delta X = 450,00 + 51,30 = 501,30\text{м};$$

$$Y_B = Y_A + \Delta Y = 250,00 - 140,95 = 109,05\text{м}.$$

Пример 3.2

Дано: $X_A=450,00\text{м}$, $Y_A=250,00\text{м}$, $X_B=501,30\text{м}$, $Y_B=109,05\text{м}$.

Требуется определить горизонтальное проложение d и направление линии АВ.

По формулам (3.10) находим приращения координат

$$\Delta X = X_B - X_A = 501,30 - 450,00 = +51,30\text{м}.$$

$$\Delta Y = Y_B - Y_A = 109,05 - 250,00 = -140,95\text{м}.$$

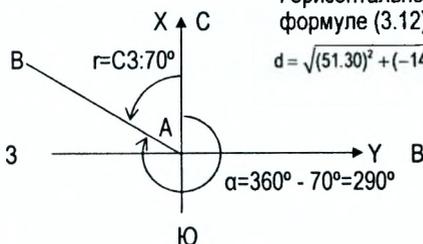
По формуле (3.11) находим значение румба r , а по рисунку 3.8 его направление.

$$\operatorname{tgr} = \frac{\Delta Y}{\Delta X} = \frac{-140,95}{+51,30} = -2,74756$$

$$r = \text{СЗ:}70^\circ.$$

Дирекционный угол линии АВ

определим по направлению румба): $\alpha = 360^\circ - 70^\circ = 290^\circ$.



Горизонтальное проложение линии АВ определим по формуле (3.12).

$$d = \frac{\sqrt{(51,30)^2 + (-140,95)^2}}{0,342020} = \frac{140,95}{0,939693} = 150,00 \text{ м.}$$

Вопросы и задачи для самостоятельной работы

1. Что называют азимутом и румбом?
2. Что называют истинным азимутом и дирекционным углом? Какова зависимость между прямым и обратным дирекционными углами данной линии?
3. Покажите на рисунке зависимость между дирекционными углами и румбами.
4. Приведите формулы для перехода от дирекционных углов к румбам. Вычислите румб линии, если её дирекционный угол равен $185^\circ 58'$.
5. Румб линии равен ЮЗ: $36^\circ 18'$. Определить значение дирекционного угла.
6. Дирекционный угол последующей линии равен $183^\circ 41'$. Правый по ходу горизонтальный угол β_n равен $123^\circ 57'$. Вычислить дирекционный угол предыдущей линии.
7. Дирекционный угол линии А-В равен $\alpha_{А-В} = 269^\circ 20'$. Определить румб линии В-А.

ЛЕКЦИЯ 4

Абсолютные и условные высоты точек земной поверхности. Изображение рельефа на топографических картах

4.1. Абсолютные и условные высоты точек земной поверхности



Рис. 4.1. Сечение Земли отвесной плоскостью

Положение точки на земной поверхности характеризуется **географическими (φ и λ)** или **прямоугольными (X и Y)** координатами, а также **высотой точки H** .

Высотой точки (отметкой) H называется расстояние по отвесной линии от уровенной поверхности, принятой за начальную, до уровенной поверхности этой точки.

$$H_a = A_0A, H_b = B_0B.$$

Различают высоты **абсолютные, условные и относительные (превышения)**. Счёт абсолютных высот ведётся от уровенной поверхности, принятой за исходную.

В Республике Беларусь за начало отсчёта абсолютных высот принята уровенная поверхность, совпадающая со средним уровнем Балтийского моря (Кронштадский футшток).

*Принятую систему высот называют **Балтийской Футшток Кронштадтский** – водомерная рейка, изготовленная из меди и закреплённая на гранитном устое моста на о.Котлин в Кронштадте. Название футшток образовалось путём соединения английского слова foot (фут) с немецким stock (палка, шест). По результатам непрерывных наблюдений с 1845г. установлено, что нулевой штрих этой рейки совпадает со средним уровнем Балтийского моря. Нуль Кронштадтского футштока принят за начало счёта высот (отметок). В систему водомерного Кронштадтского поста входят 3 марки, которые точным нивелированием связаны с футштоком. Первая марка закреплена на стене здания, расположенного возле Кронштадтского футштока ($H=7,1076$ м над нулём футштока).*

Началом счёта **условных** высот может являться любая условно принятая уровенная поверхность. Условной высотой точки A является отрезок AA_1 . $H_a' = AA_1$.

Разность высот двух точек называется **относительной высотой или превышением h** . Превышение может быть как положительным, так и отрицательным

$$+h_{A-B} = H_B - H_A, \quad (4.1)$$

$$-h_{B-A} = H_A - H_B. \quad (4.2)$$

Очевидно, что $h_{B-A} = -h_{A-B}$

4.2. Рельеф земной поверхности и его изображение на топографических картах

Совокупность неровностей земной поверхности называют **рельефом**. Рельеф (франц.) – выпуклость. На топографических картах и планах рельеф изображают горизонталями. **Горизонталь** – линия, соединяющая точки земной поверхности с одинаковыми высотами. Её можно представить как след от пересечения физической поверхности Земли горизонтальной плоскостью (рис. 4.2).

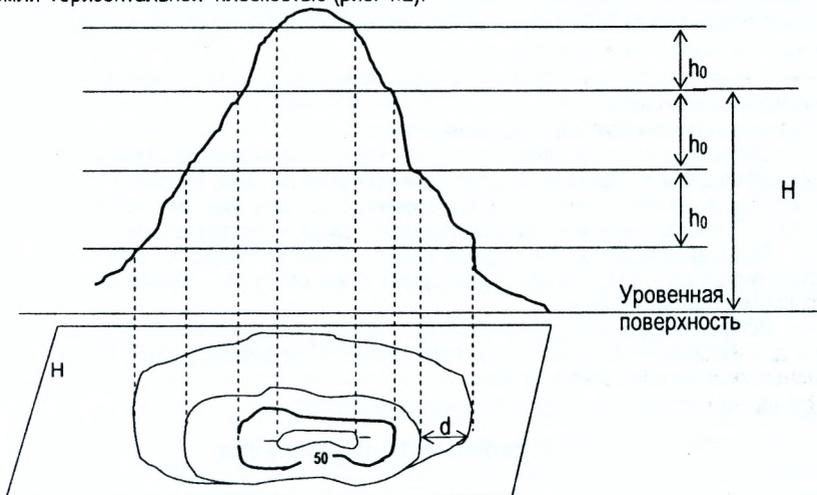


Рис. 4.2. Изображение рельефа горизонталями

Вертикальное расстояние h_0 между соседними секущими плоскостями, пересекающими земную поверхность, называется **высотой сечения рельефа**.

Горизонтальное проложение d между соседними горизонталями называется **заложением**.

Высоту H горизонтали над уровенной поверхностью называют **отметкой**. Отметки горизонталей всегда кратны принятой высоте сечения рельефа. **Числовые значения отметок подписываются в разрыве горизонталей так, чтобы основание цифр располагалось в сторону понижения местности**. Для облегчения работы с картой горизонтали наносят светло-коричневым цветом.

Высоту сечения рельефа выбирают в зависимости от масштаба карты и характера местности. Сведения о стандартной высоте сечения рельефа приведены в табл. 4.1

Таблица 4.1 Высота сечения рельефа для карт различных масштабов.

Характер местности	Высота сечения, м				Максимальный угол наклона, градус
	1:2000	1:5000	1:10000	1:25000	
Равнинная	0,5	0,5	1	2,5	4
Пересеченная	1	1-2	2	5	10
Горная	2	5	5	10	30

Для более полного изображения и удобства чтения на картах подписывают отметки характерных точек рельефа.

Короткие штрихи, перпендикулярные горизонталям, показывающие направление ската, называются **бергштрихи**.

Свойства горизонталей:

- все точки на одной горизонтали имеют одинаковые отметки, кратные принятой высоте сечения рельефа;
- горизонталь – это замкнутая линия;
- горизонтали не пересекаются, так как они лежат в разных по высоте плоскостях;
- расстояние между горизонталями (заложение) характеризует крутизну ската. Чем меньше заложение, тем круче скат;
- наклонная плоскость изображается параллельными линиями, проведенными через одинаковые расстояния.

Различают следующие виды горизонталей:

1. **Сплошные** - тонкие линии, соответствующие заданной высоте сечения рельефа;
2. **Утолщённые** - проводятся для облегчения чтения рельефа. Например, при высоте сечения 1; 5 или 10м принято утолщать каждую пятую с отметками, кратными соответственно 5; 25 или 100м. При высоте сечения 0,5 и 2,5м утолщается каждая четвёртая горизонталь;
3. **Полугоризонтали** - пунктирные линии, соответствующие ½ сечения рельефа. Используются для отображения характерных форм рельефа, которые не выражаются сплошными горизонталями;
4. **Вспомогательные горизонтали** – также пунктирные линии, которые используют для изображения характерных форм рельефа, не выражающихся сплошными горизонталями или полугоризонталями.

На картах горизонтали проводят коричневым цветом.

4.3. Основные формы рельефа

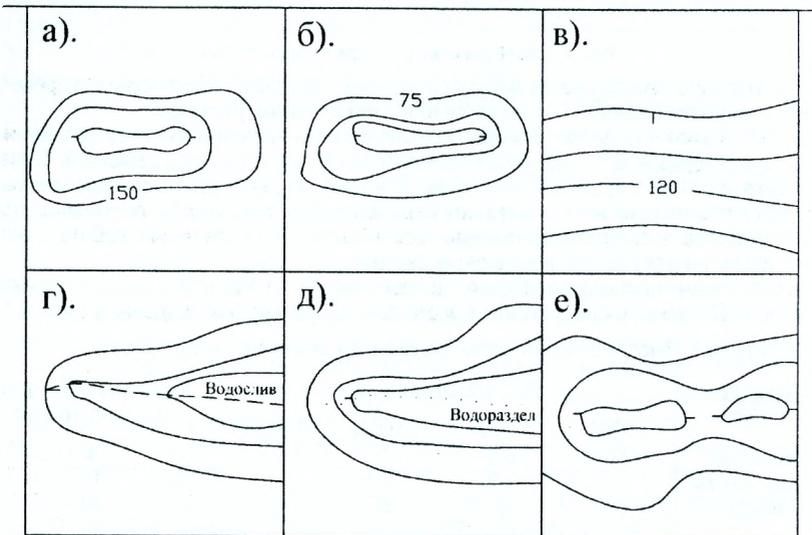


Рис. 4.3. Основные формы рельефа

Различают следующие основные формы рельефа (рис. 4.3):

Гора (холм) – возвышающаяся над окружающей местностью часть земной поверхности (рис. 4.3 а).

Котловина - замкнутое углубление поверхности (рис. 4.3 б).

Склон - участок земной поверхности, имеющий однородную форму (рис. 4.3 в).

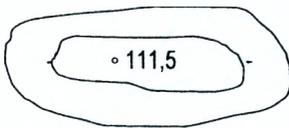
Ложбина – вытянутое и наклоненное в одном направлении желобообразное углубление земной поверхности. Линия встречи скатов в нижней части называется **водосливом** (рис. 4.3 г).

Хребет – вытянутая в одном направлении возвышенность со скатами в двух противоположных направлениях (рис. 4.3 д). **Водораздел** – линия встречи скатов в верхней части.

Седловина – выпукло-вогнутая часть рельефа, расположенная между двумя смежными горами (рис. 4.3 е).

4.4. Решение задач по горизонталям

1. **Определение отметки горизонтали по данной отметке точки и известной высоте сечения рельефа** (рис. 4.4).



Задача решается исходя из следующих соображений:

- а) отметка горизонтали должна быть кратна высоте сечения рельефа (2,5м);
- б) разность между отметкой данной точки и отметкой ближайшей к ней горизонтали должна быть меньше высоты сечения рельефа.

Рис. 4.4. Определение отметки горизонтали Высота сечения рельефа $h=2,5\text{м}$.

На рис. 4.4 очевидно, что ближайшая горизонталь к отметке 111,5м будет 110м.

2. **Определение отметки точки, расположенной между смежными горизонталями.**

Пусть требуется определить высоту H точки C , расположенной между смежными горизонталями с высотами H_1 и H_2 (рис. 4.5). Проводят через точку C прямую, нормальную к горизонталям, и измеряют отрезки e и d . Искомая высота H_C определяется из соотношения

$$H_C = H_1 + \Delta h; \quad (4.3)$$

$$\Delta h = e \cdot \frac{h}{d}, \quad (4.4)$$

где h - высота сечения рельефа.

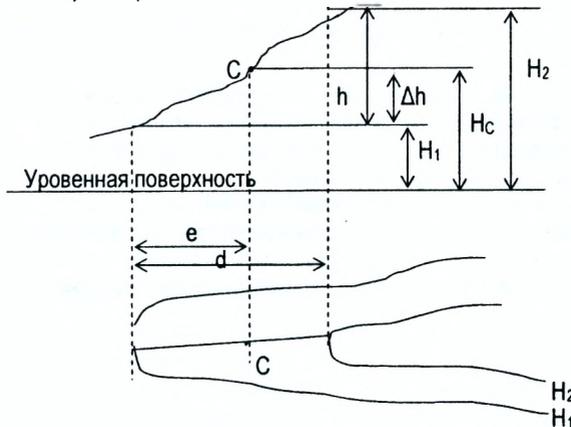


Рис. 4.5. Определение отметки точки, лежащей между двумя смежными горизонталями

Помимо приведенных задач по горизонталям можно построить профиль местности, провести линию с заданным уклоном, определить границу водосборной площади и т. д.

Формы рельефа, которые невозможно изображать горизонталями (обрывы, овраги, промоины, курганы, ямы и т.д.) на картах изображают условными знаками. При этом естественные формы изображаются коричневым цветом, а искусственные – чёрным.

4.5. Определение водосборной площади

Площадью водосбора или бассейна водотока (реки, ручья или оврага) является та площадь земной поверхности, с которой дождевая или талая вода стекает или собирается в данный водоток. Для определения границы водосбора намечают в горизонталях линию водораздела по обеим сторонам водотока в виде плавной кривой, соединяющей наивысшие точки рельефа.

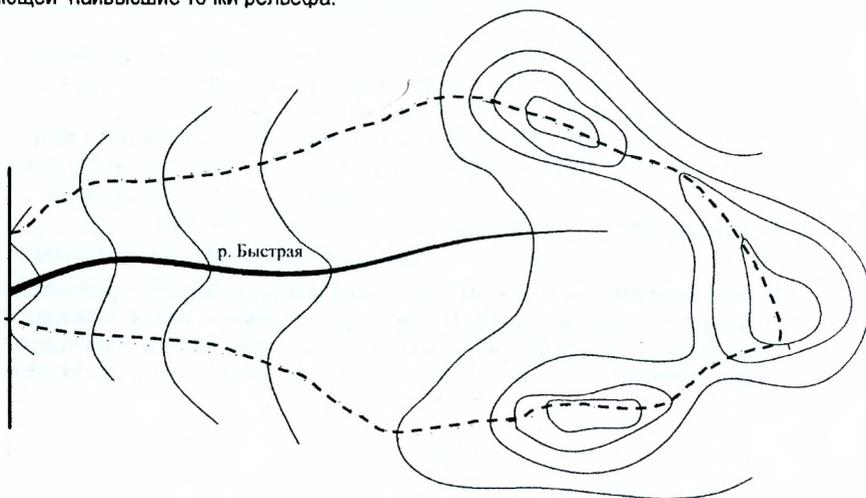


Рис. 4.6. Определение водосборной площади водотока

Вопросы и задачи для самостоятельной работы

1. Что называют высотой сечения рельефа и заложением?
2. Как определить отметку точки, лежащей между горизонталями?
3. Назовите основные формы рельефа.
4. Назовите основные свойства горизонталей.
5. Что называют водосборной площадью и как на топографической карте определяют её границу?
6. Какие горизонтали используются для изображения рельефа?

Государственная геодезическая сеть подразделяется на 4 класса. Сеть 1 класса строится в виде полигонов, образуемых рядами триангуляции, расположенных примерно вдоль параллелей и меридианов. Периметр полигона около 800 км, а стороны его, называемые звеньями – около 200 км. В вершинах полигонов определяют парные астрономические пункты, называемые пунктами Лапласа, для которых из астрономических наблюдений находят широту, долготу и азимут. Полигоны 1 класса заполняются пунктами 2,3 и 4 классов.

Пункты государственной плановой сети и плановых сетей сгущения закрепляются специальными подземными знаками-центрами, обозначающими положение геодезических пунктов на местности. Для обеспечения видимости между смежными пунктами устанавливаются наружные геодезические знаки-сигналы или пирамиды.

Координаты пунктов определяют из условных геометрических построений, которые называют триангуляцией, трилатерацией или полигонометрией (рис. 5.2).

1. **Триангуляция** (рис. 5.2 а) – метод построения плановой геодезической сети в виде примыкающих друг к другу треугольников, в которых измеряют все углы и длину хотя бы одной стороны b , называемой базисом или базисной стороной. Положение начального пункта триангуляции- азимута **A** исходной стороны получают из астрономических наблюдений. Решая последовательно треугольники триангуляции, находят длины всех сторон и их дирекционные углы, а затем и координаты всех пунктов.
2. **Трилатерация** (рис. 5.2 б) – метод построения геодезической сети в виде смежных треугольников, в которых измеряют длины d всех сторон. Из решения треугольников находят их углы, а затем, опираясь на пункты высшего класса, к которым привязана трилатерация, вычисляют координаты всех вершин треугольников.
3. **Полигонометрия** (рис. 5.2 в)– метод построения геодезической сети в виде системы замкнутых или разомкнутых ломаных линий, в которых непосредственно измеряются углы поворота β и длины сторон d .

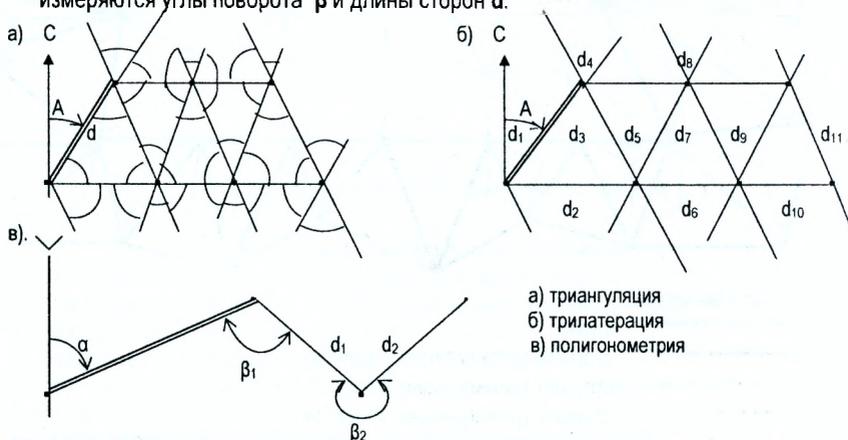


Рис. 5.2. Методы построения плановых геодезических сетей

В зависимости от класса триангуляции (трилатерации) расстояние между пунктами может быть:

- 1 класс – более 20 км;
- 2 класс - 7-20 км;
- 3 класс - 5-8 км;
- 4 класс - 2-5 км.

Таким образом, на территории государства имеются пункты с известными координатами и высотами, расстояние между которыми 2-5 км.

Для обеспечения строительной площадки и для обеспечения топографических съёмок координатами и высотами точек такой густоты недостаточно. Поэтому выполняется сгущение государственной геодезической сети. Одним из способов сгущения является проложение теодолитных ходов.

5.2. Проложение теодолитных ходов

Теодолитные ходы представляют собой геометрические построения в виде ломаных линий, в которых углы измеряются одним полным приёмом теодолитом, а стороны - дальномером или стальной лентой, обеспечивающими заданную точность.

Теодолитные ходы, как правило, прокладывают между исходными пунктами триангуляции, трилатерации или полигонометрии. Форма ходов зависит от характера снимаемой территории и может быть: замкнутой (рис. 5.3 а), разомкнутой (рис. 5.3 б), висячей (рис. 5.3 в).

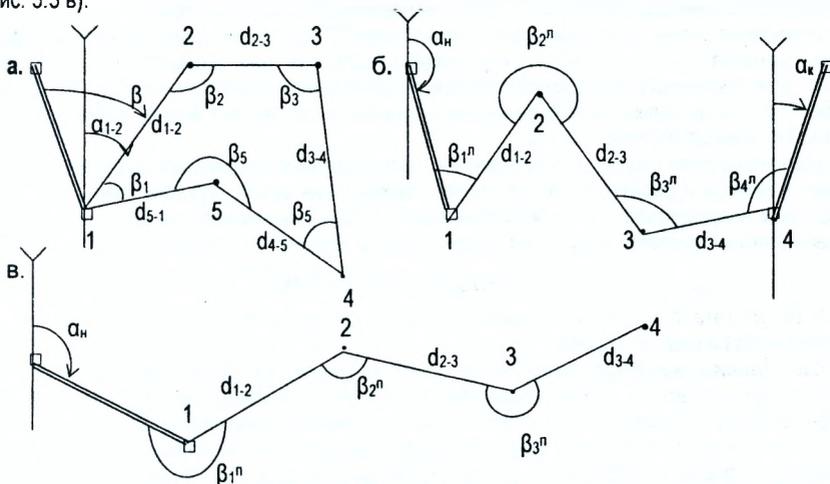


Рис. 5.3. Схемы теодолитных ходов

Замкнутый теодолитный ход начинается с одной точки с известными координатами и заканчивается на той же точке.

Разомкнутый теодолитный ход начинается на одной точке с известными координатами, а заканчивается на другой точке с известными координатами.

Висячий теодолитный ход начинается с одной точки с известными координатами и заканчивается произвольно. Висячие ходы бесконтрольны и поэтому допускаются только в исключительных случаях для определения координат 2-3 точек в труднодоступных местах.

Если при движении по ходу углы лежат с левой стороны сторон хода, то их называют левыми (β_1^n , β_2^n , β_3^n ...), если с правой стороны - правыми (β_1^n , β_2^n , β_3^n).

При проложении теодолитных ходов следует руководствоваться следующими требованиями:

- Точки теодолитного хода должны равномерно покрывать весь участок и располагаться в местах, удобных для производства геодезических измерений;

- Длины сторон хода не должны превышать 350 м и быть короче 40 м в незастроенной части участка и 20 м в застроенной части территории;
- Между смежными точками хода должна быть прямая видимость для измерения углов и благоприятные условия для измерения сторон;
- Местоположение точек хода должно быть выбрано так, чтобы обеспечить их сохранность на весь период съёмки;
- Длины ходов (в км) для различных масштабов не должны превышать предельных значений:

Масштаб съёмки	1:5000	1:2000	1:1000	1:500
На застроенных территориях	4	2	1,2	0,8
На незастроенных территориях	6	3	1,8	

После выбора местоположения точки теодолитного хода закрепляются на местности. Закрепление, как правило, осуществляется временными знаками. Наиболее часто используют металлические штыри, трубки и деревянные колышки, вбиваемые вровень с землёй. Для облегчения поиска рядом с точкой закрепляют сторожок – деревянный кол, выступающий над поверхностью земли до 20-30 см. На сторожке подписывают название точки.

Измерение углов хода производят теодолитами 30" точности одним полным приёмом. Углы наклона линий к горизонту измеряют теодолитом или эклиметром с точностью $\pm 0,5^\circ$ одновременно с измерением горизонтальных углов. Если угол наклона не превышает $1,5^\circ$, то поправка за наклон линии к горизонту составляет менее 1:30000 и в результаты измерений не вводится.

Измерение длин сторон осуществляется землемерными лентами или стальными рулетками в прямом и обратном направлениях. Расхождения между расстояниями в прямом и обратном направлениях не должны превышать 1:2000 измеряемого расстояния, а при неблагоприятных условиях измерений (пашня, болото, кочковатая поверхность и т.п.) – 1:1000.

24

5.3. Теодолитная съёмка

В результате теодолитной съёмки получают контурный план местности, т.е. план с нанесённой на нём ситуацией.

Ситуацией называется совокупность объектов местности. Съёмка ситуации заключается в производстве на местности линейных и угловых измерений, которыми характерные точки ситуации привязывают к точкам и линиям съёмочного обоснования (теодолитного хода). Под характерными точками ситуации понимаются все изгибы построек, ограды, изгороди, столбы, ЛЭП, дороги, границы угодий и т.д. Различают следующие способы съёмки ситуации (рис. 5.4):

1. Способ перпендикуляров (прямоугольных координат) (рис. 5.4 а).

При съёмке данным способом за ось абсцисс (X) принимается направление линии теодолитного хода, а за ось ординат (Y) – линия, перпендикулярная к стороне теодолитного хода, проходящая через снимаемую точку. Мерным прибором измеряются отрезки X и Y (на рис. 5.4 а $X_1=100,6\text{м}$; $Y_1=38,1\text{м}$; $X_2=160,5\text{м}$; $Y_2=38,2\text{м}$).

Частный случай, когда точка ситуации попадает непосредственно в створ линии ($Y=0$), называют **способом створов** (рис. 5.4 б).

2. Способ полярных координат (рис. 5.4 в).

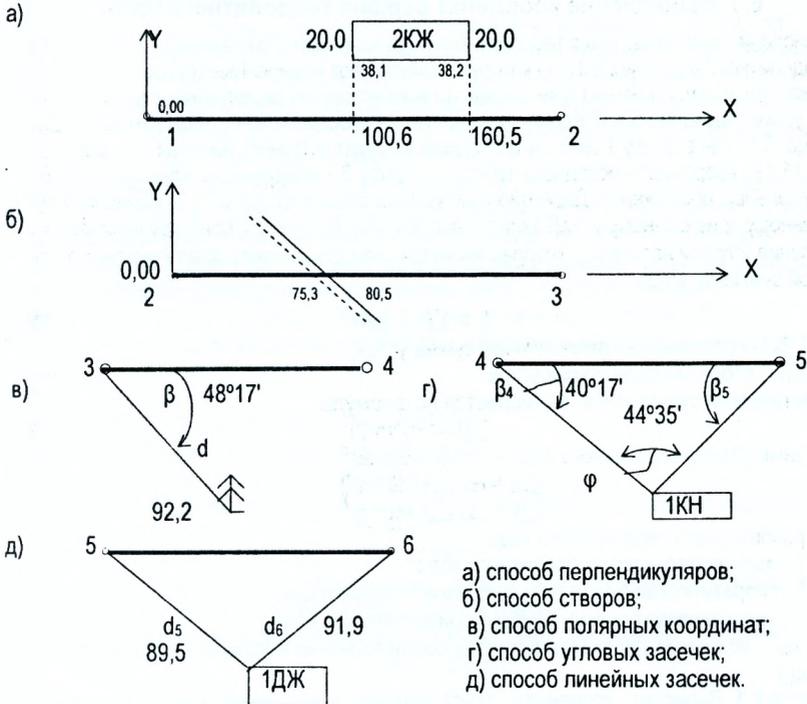
За полярную ось принимают сторону теодолитного хода, а за полюс – точку теодолитного хода. Положение характерной точки ситуации определяется полярным углом β и полярным расстоянием d.

3. Способ угловых засечек (рис. 5.4 г).

В этом способе теодолит устанавливается последовательно на точках теодолитного хода 4 и 5 и измеряются горизонтальные углы β_4 и β_5 между стороной хода и направлением на предмет.

4. Способ линейных засечек (рис. 5.4 д).

В этом способе измеряют расстояния (d_5 и d_6) от точки ситуации до двух точек планового обоснования. Наиболее благоприятным в смысле точности съёмки считается засечка равными расстояниями $d_5 \approx d_6$.



- а) способ перпендикуляров;
 б) способ створов;
 в) способ полярных координат;
 г) способ угловых засечек;
 д) способ линейных засечек.

Рис. 5.4. Способы съёмки ситуации

Результаты измерений при съёмке ситуации заносят в абрис. **Абрис** – схематический чертёж, на котором показаны контуры местности, элементы ситуации и приведены результаты измерений при съёмке. На абрисе показывают опорные точки и линии вершин и стороны теодолитных ходов, контуры угодий и все местные предметы, наименования угодий, географические названия, наименование сооружений и т.п.

Вопросы и задачи для самостоятельной работы

1. В чём состоят основные принципы построения и развития геодезических сетей?
2. В чём сущность метода триангуляции?
3. В чём сущность метода трилатерации?
4. В чём сущность полигонометрии?
5. Какой способ сгущения государственной геодезической сети Вы знаете?
6. Что такое теодолитный ход?
7. Какие способы применяются при съёмке контуров (ситуации)?
8. Что называется абрисом теодолитной съёмки?

ЛЕКЦИЯ 6

Вычисление координат точек теодолитного хода. Построение плана теодолитной съёмки

6.1. Вычисление координат вершин теодолитного хода

Вычисление координат точек теодолитного хода начинают с составления рабочей схемы теодолитного хода (рис. 6.1), на которую выписывают измеренные горизонтальные углы и горизонтальные проложения длин линий, а также исходные дирекционные углы. Вычисления удобно выполнять в «Ведомости вычисления координат точек теодолитного хода» (таблица 6.1), где в графу 1 записываются номера пунктов (точек), начиная с исходного, в графы 11,12 - координаты исходного пункта 1, в графу 2 – измеренные углы, а в графу 6 – горизонтальные проложения. Дирекционный угол начальной стороны (1-2) вычисляют по измеренному привязочному углу β записывают в графу 4 ($10^\circ 01'$). Обработку начинают с вычисления угловой невязки f_β , которая является разностью между практической и теоретической суммами углов

$$f_\beta = \sum \beta_{\text{пр}} - \sum \beta_{\text{т}} \quad (6.1)$$

где $\sum \beta_{\text{пр}}$ - практическая (измеренная) сумма углов;
 $\sum \beta_{\text{т}}$ - теоретическая сумма углов.

Теоретическая сумма углов вычисляется по формуле:

$$\sum \beta_{\text{т}} = 180^\circ (n-2) \quad (6.2)$$

для замкнутого теодолитного хода, и по формулам:

$$\left. \begin{aligned} \sum \beta_{\text{т}}^{\text{л}} &= \alpha_{\text{н}} - \alpha_{\text{к}} + 180^\circ \cdot n \\ \sum \beta_{\text{т}}^{\text{п}} &= \alpha_{\text{н}} - \alpha_{\text{к}} + 180^\circ \cdot n \end{aligned} \right\} \quad (6.3)$$

для разомкнутого теодолитного хода,

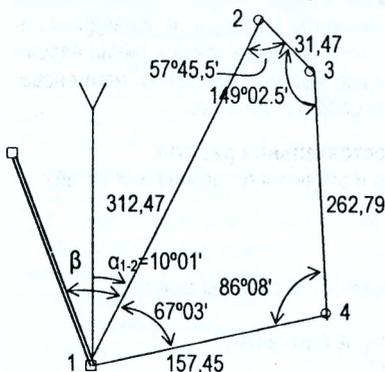
где n - количество углов теодолитного хода;

$\sum \beta_{\text{т}}^{\text{л}}$ - теоретическая сумма левых горизонтальных углов;

$\sum \beta_{\text{т}}^{\text{п}}$ - теоретическая сумма правых горизонтальных углов;

$\alpha_{\text{н}}$ и $\alpha_{\text{к}}$ - исходные дирекционные углы соответственно в начале и в конце теодолитного хода.

Пример 6.1. Вычислить координаты точек замкнутого теодолитного хода. Измерение горизонтальных углов производилось оптическим теодолитом с точностью отсчётов $0,5'$. Результаты полевых измерений приведены на схеме (рис. 6.1).



Дано: Координаты точки 1 теодолитного хода равны:

$$X_1 = 1130,46\text{м}$$

$$Y_1 = 2150,08\text{м}$$

В примере:

$$\sum \beta_{\text{пр}} = 359^\circ 59,0'$$

$$\sum \beta_{\text{т}} = 180^\circ (n-2) = 180^\circ (4-2) = 360^\circ$$

$$f_\beta = \sum \beta_{\text{пр}} - \sum \beta_{\text{т}} = 359^\circ 59,0' - 360^\circ = -1,0'$$

Рис. 6.1. Рабочая схема замкнутого теодолитного хода

Допустимая угловая невязка вычисляется по формуле:

$$f_{\beta}^{\text{доп}} = \pm 2 t \cdot \sqrt{n}, \quad (6.4)$$

где t - средняя квадратическая погрешность измерения угла одним приёмом;
 n - количество углов.

В нашем случае $f_{\beta}^{\text{доп}} = \pm 2 \cdot 0,5 \cdot \sqrt{4} = \pm 02,0'$.

Если полученная невязка f_{β} по абсолютной величине не превышает $f_{\beta}^{\text{доп}}$ ($|f_{\beta}| \leq f_{\beta}^{\text{доп}}$), то полученную невязку распределяют поровну с обратным знаком во все измеренные углы, округляя поправки до $0,1'$. Если распределить поправки поровну во все измеренные углы не удастся, то большие по абсолютной величине поправки вводят в углы, образованные короткими сторонами. При ($|f_{\beta}| \geq f_{\beta}^{\text{доп}}$) горизонтальные углы измеряют заново. Исправленные углы записывают в графу 3 таблицы 6.1.

Далее вычисляют дирекционные углы сторон теодолитного хода по известному дирекционному углу начальной стороны. Дирекционные углы вычисляются по правилу: **дирекционный угол последующей стороны равен дирекционному углу предыдущей стороны плюс 180° и минус исправленный горизонтальный угол, справа по ходу лежащий**. Дирекционные углы записывают в графу 4 таблицы 6.1.

Примечания: 1) если результат более 360° , то от него нужно отнять 360° ;

2) если результат получается отрицательным, то к нему нужно прибавить 360° ;

В примере 6.1

$$\alpha_{2,3} = \alpha_{1,2} + 180^\circ - \beta_2 = 10^\circ 01' + 180^\circ - 57^\circ 46' = 132^\circ 15'$$

$$\alpha_{3,4} = \alpha_{2,3} + 180^\circ - \beta_3 = 132^\circ 15' + 180^\circ - 149^\circ 03' = 163^\circ 12'$$

$$\alpha_{4,1} = \alpha_{3,4} + 180^\circ - \beta_4 = 163^\circ 12' + 180^\circ - 86^\circ 08' = 257^\circ 04'$$

Контролем вычисления дирекционных углов является вычисление дирекционного угла исходной стороны.

$$\alpha_{1,2} = \alpha_{4,1} + 180^\circ - \beta_1 = 257^\circ 04' + 180^\circ - 67^\circ 03' = 10^\circ 01'$$

Далее по дирекционным углам находят румбы. Для определения румбов полезно пользоваться рисунком 3.7. Румбы записывают в графу 5.

Из решения прямой геодезической задачи вычисляют приращения координат

$$\Delta x = \pm d \cdot \cos r; \quad (6.5)$$

$$\Delta y = \pm d \cdot \sin r, \quad (6.6)$$

где d - горизонтальное проложение стороны теодолитного хода;

r - румб той же стороны.

Вычисленные приращения Δx и Δy записывают в графы 7 и 8 таблицы 6.1, округляя их до $0,01$ м.

Значения $\cos r$ и $\sin r$ находят по таблицам натуральных значений тригонометрических функций (не менее пяти знаков после запятой) либо на микрокалькуляторе.

Знаки приращений координат определяют по значениям дирекционных углов или направлениям румбов. Для этого полезно использовать рисунок 3.8.

Невязку в приращениях координат определяют по формулам:

$$f_x = \sum \Delta x_{\text{выч}} - \sum \Delta x_{\text{т}}, \quad (6.7)$$

$$f_y = \sum \Delta y_{\text{выч}} - \sum \Delta y_{\text{т}}, \quad (6.8)$$

где $\sum \Delta x_{\text{выч}}$ и $\sum \Delta y_{\text{выч}}$ - практическая сумма приращений координат;

$\sum \Delta x_{\text{т}}$ и $\sum \Delta y_{\text{т}}$ - теоретическая сумма приращений координат. Для замкнутого хода теоретическая сумма равна нулю, т.е. $\sum \Delta x_{\text{т}} = \sum \Delta y_{\text{т}} = 0$. Для разомкнутого хода теоретическая сумма вычисляется по формуле:

$$\sum \Delta x_{\text{т}} = x_{\text{т}} - x_{\text{н}} \quad (6.9)$$

и

$$\sum \Delta y_t = y_n - y_1, \quad (6.10)$$

где x_k и x_n – абсциссы конечной и начальной точек теодолитного хода;
 y_k и y_n – их ординаты.

Абсолютная невязка определяется по формуле:

$$f_{\text{абс}} = \sqrt{f_x^2 + f_y^2}, \quad (6.11)$$

а относительная невязка по формуле:

$$f_{\text{отн}} = \frac{f_{\text{абс}}}{P} = \frac{1}{P/f_{\text{абс}}}, \quad (6.12)$$

где P – периметр (длина) хода. В примере $P = 764,18$ м;

$$f_x = -0,26; f_y = +0,13; f_{\text{абс}} = \sqrt{f_x^2 + f_y^2} = \sqrt{(-0,26)^2 + (0,13)^2} = 0,29 \text{ м.}$$

$$f_{\text{отн}} = \frac{f_{\text{абс}}}{P} = \frac{0,29}{764,18} = \frac{1}{2635}.$$

Если $f_{\text{отн}} \leq \frac{1}{2000}$ – выполняется уравнение приращений координат ΔX и ΔY : для этого вводятся поправки со знаками, противоположными знакам f_x и f_y пропорционально горизонтальным проложениям сторон теодолитного хода. Поправки округляют до 0,01 м. (Абсолютная сумма поправок должна быть равна невязке).

В примере (табл. 6.1) поправки при исправлении ΔX распределялись следующим образом

$$\text{При уравнивании } \Delta X_{1-2} \text{ поправка будет } \frac{0,26}{764,18} \cdot 312,47 = 0,11 \text{ м.}$$

$$\text{При уравнивании } \Delta X_{2-3} \text{ поправка будет } \frac{0,26}{764,18} \cdot 31,47 = 0,01 \text{ м.}$$

$$\text{При уравнивании } \Delta X_{3-4} \text{ поправка будет } \frac{0,26}{764,18} \cdot 262,79 = 0,09 \text{ м.}$$

$$\text{При уравнивании } \Delta X_{4-1} \text{ поправка будет } \frac{0,26}{764,18} \cdot 157,45 = 0,05 \text{ м.}$$

Контроль: сумма поправок равна невязке с обратным знаком.

(0,11+0,01+0,09+0,05=0,26 м) Аналогично распределяются поправки при уравнивании ΔY .

Далее вычисляют исправленные приращения координат, которые записывают в графы 9 и 10. Для этого алгебраически с учётом знаков складывают вычисленные приращения с поправками. Контролем правильности уравнивания является равенство теоретической суммы и суммы исправленных (уравненных) приращений.

$$\sum \Delta X_{\text{испр}} = \sum \Delta X_t; \quad \sum \Delta Y_{\text{испр}} = \sum \Delta Y_t.$$

Вычисляют координаты точек теодолитного хода по формулам:

$$X_{i+1} = X_i + \Delta X_{\text{испр}}, \quad (6.13)$$

и

$$Y_{i+1} = Y_i + \Delta Y_{\text{испр}}, \quad (6.14).$$

где x_{i+1} и x_i – абсциссы соответственно последующей и предыдущей точек;

y_{i+1} и y_i – то же ординаты;

$\Delta X_{\text{испр}}$ и $\Delta Y_{\text{испр}}$ – уравненные приращения между этими точками.

Контролем правильности вычисления координат точек теодолитного хода является равенство вычисленных и исходных координат. Результаты вычислений заносятся в графы 11 и 12 таблицы 6.1.

6.2. Построение плана теодолитной съёмки

Составление плана выполняют в следующем порядке:

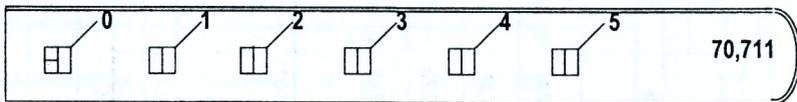
- построение координатной сетки;
- нанесение по координатам точек теодолитного хода;
- построение ситуационного плана по результатам теодолитной съёмки.

6.2.1. Построение координатной сетки с помощью линейки Ф.В. Дробышева

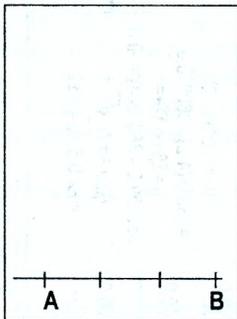
Линейка ЛД-1 (рис. 6.2 а) предназначена для построения сетки из двенадцати (3x4) или двадцати пяти (5x5) квадратов. Она изготовлена из нержавеющей металла и имеет шесть окошек-вырезов (0,1,2,3,4,5). Два ребра её (одно из длинных и торцевое в конце линейки) скошены для прочерчивания линий карандашом. В каждом окошке имеется скошенный край для прочерчивания по нему короткой линии. На скошенном крае нулевого окошка, сделанном по прямой, нанесен штрих, конечная точка которого, лежащая в нижней плоскости линейки, является центром дуг окружностей радиусами 10, 20, 30, 40 и 50 см, по которым сделаны скошенные края остальных окошек. Скошенный край торца линейки обработан по дуге окружности радиусом 70,711 см.

При построении сетки 3x4 квадратов используют свойство египетского треугольника. Координатную сетку строят следующим образом. Берут лист ватмана, отступив от нижнего края листа бумаги 4-6 см, проводят карандашом по скошенному ребру линейки тонкую линию АВ (рис. 6.2 б). Прочерчивают по скошенному краю первого окошка короткий штрих, пересекающий прямую в точке А, затем по скошенным краям остальных окошек проводят дуги радиусами 10, 20, 30 см, получают три равных отрезка по 10 см.

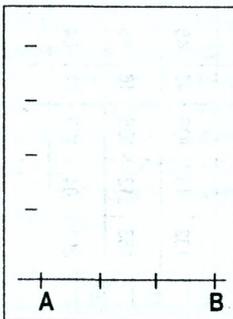
а)



б)



в)



г)

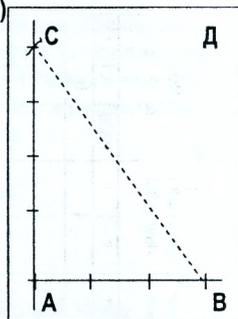


Рис. 6.2 Построение координатной сетки с помощью линейки Ф.В. Дробышева

Кладут линейку примерно перпендикулярно к линии АВ, совмещая конец нулевого штриха линейки с точкой А, и по скошенным краям четырёх окошек проводят дуги радиусами 10, 20, 30 и 40 см (рис. 6.2 в). Теперь, совместив конец нулевого штриха с точкой В, засекают скошенным краем окошка 50 точку С и получают левую верхнюю вершину прямоугольника со сторонами 30 и 40 см (рис. 6.2 г)

Аналогично в пересечении дуг радиусом 40 см с центром в точке В и радиусом 50 см с центром в точке А находят верхнюю правую вершину Д этого прямоугольника. Прикладывают линейку к линии СД и прочерчивают короткие штрихи по скошенным краям окошек. Соединив тонкими линиями точки А, и С, С и Д, Д и В, а также одноименные точки на противоположных сторонах прямоугольника АВСД, получают сетку квадратов. Погрешность построения сетки не должна превышать $\pm 0,2$ мм.

6.2.2. Построение координатной сетки по диагоналям

Способ основан на свойстве диагоналей прямоугольника, которые равны между собой и делят друг друга пополам.

На листе чертёжной бумаги с помощью выверенной линейки проводят с угла на угол две диагонали.

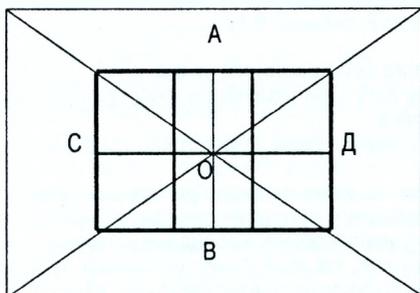


Рис. 6.3. Построение координатной сетки по диагоналям

От точки О пересечения диагоналей по всем четырём направлениям откладывают с помощью циркуля-измерителя одинаковые отрезки произвольной длины. Верхнюю и нижнюю (горизонтальные), а также левую и правую (вертикальные) стороны вспомогательного прямоугольника делят пополам, находят точки А и В, С и Д противоположных сторон прямоугольника. Соединяя их попарно, получают две взаимно перпендикулярные оси симметрии - вертикальную АВ и горизонтальную СД, которые должны пройти через точку О.

6.2.3. Нанесение точек на план

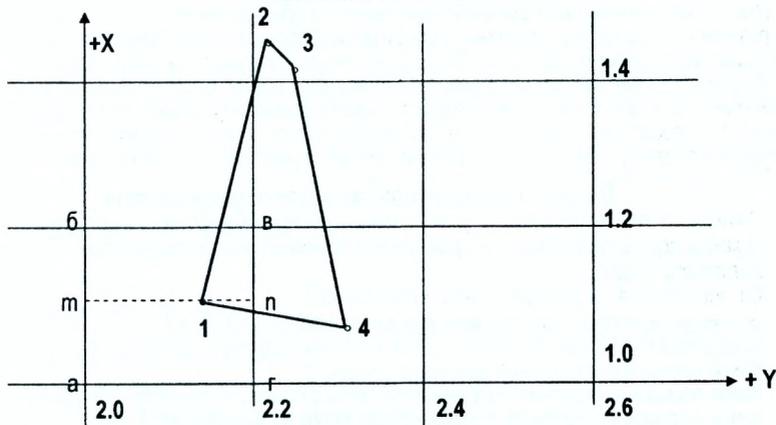


Рис. 6.4. Оцифровка координатной сетки и нанесение точек хода по координатам

Точки теодолитных ходов наносятся на план по прямоугольным координатам. Нанесение точек производится с помощью циркуля-измерителя и масштабной линейки. Оцифровка координатной сетки в соответствии с координатами точек теодолитного хода выполняется так, чтобы подписи были кратны 0,1 км для масштаба 1:1000 и 0,2 км для масштаба 1:2000. Следует помнить, что ось X расположена с юга на север, а ось Y – с запада на восток. На рис. 6.4 подписи выполнены для масштаба 1:2000 применительно к координатам теодолитного хода (графы 11,12 таблица 6.1).

Точка 1 теодолитного хода с координатами $X_1=1130,46$ м и $Y_1=2150,08$ м. находится в квадрате абвг ($X_0=1000$ и $Y_0=2000$) (рис. 6.4). От точек а и г откладывают измерителем с помощью масштабной линейки отрезки $\Delta x=1130,46\text{ м} - 1000\text{ м}=130,46\text{ м}$ и соединяют полученные точки линией mn . От точки m по линии mn откладывают отрезок $\Delta y=2150,08\text{ м} - 2000\text{ м}=150,08\text{ м}$ и получают точку 1 обоснования. Аналогично выполняют нанесение всех других точек съемочного обоснования. Для контроля построений сравнивают расстояния между нанесёнными точками с соответствующими горизонтальными проложениями между ними (графа 6, таблица 6.1).

6.2.4. Построение ситуационного плана

- По результатам теодолитной съемки ситуацию наносят на план при помощи измерителя, транспортира и масштабной линейки.

Построение на плане характерных точек ситуации осуществляется в зависимости от способа съемки (рис. 5.4).

Точки, снятые **полярным способом**, наносят на план при помощи транспортира и измерителя. Центр транспортира совмещают с точкой-полюсом, а нулевой диаметр транспортира направляют по исходному направлению. Карандашом отмечают полярный угол, после этого полярную точку с меткой. На этой линии от полюса откладывают в масштабе полярное расстояние. Все необходимые данные выбирают из абриса.

При способе **перпендикуляров** (прямоугольных координат) от начала опорной линии откладывают в масштабе расстояния до оснований перпендикуляров. В полученных точках при помощи транспортира восстанавливают перпендикуляры и откладывают на них отрезки, обозначенные на абрисе.

При способе **угловых засечек** нанесение точек на план выполняется при построении транспортиром углов на концах базисной линии. Пересечения сторон углов дает положение искомой точки.

При способе **линейных засечек** нанесение на план точек выполняют при помощи измерителя и масштабной линейки. При этом из опорных точек измерителем описывают дуги соответствующих радиусов. В пересечении дуг получают искомую точку.

Во всех случаях построения внимательно изучают абрис. Если форма контура вызывает сомнение, то необходимо на местности выносить дополнительные или контрольные измерения. При построении контуров все вспомогательные линии выполняют тонкими линиями, которые в последующем стирают. Значения углов и расстояний на план не выписывают.

Вопросы и задачи для самостоятельной работы

1. В какой последовательности уравнивают углы при обработке теодолитного хода?
2. В какой последовательности уравнивают приращения координат при обработке теодолитного хода?
3. От чего зависят знаки приращений координат?
4. Значения невязок в приращениях координат равны: $f_x=0,19$; $f_y=-0,17$. Периметр (длина) хода равна $P=697,12\text{ м}$. Вычислить относительную невязку и сравнить её с допустимой.
5. Каков порядок составления контурного плана?
6. Каков порядок построения координатной сетки с помощью линейки Ф.В. Дробышева?
7. Каков порядок построения координатной сетки по диагоналям?
8. Каков порядок нанесения точек теодолитного хода по координатам?
9. Как нанести на план характерные точки ситуации, снятые способом полярных координат?

ЛЕКЦИЯ 7

Основы математической обработки геодезических измерений

7.1. Общие понятия о геодезических измерениях. Погрешности измерений

В геодезии различают три вида основных измерений.

1. Линейные измерения – определение горизонтальных расстояний между точками на земной поверхности.

2. Нивелирование – определение превышений между точками на земной поверхности с целью вычисления высот точек.

3. Угловые измерения – измерение горизонтальных и вертикальных углов.

Измерить величину X – это значит сравнить её с однородной ей величиной g , принятой за единицу меры. Результатом измерений является величина l , почти никогда не равная величине X . Разность между истинным значением X и результатом измерения l называется **погрешностью** ($\Delta = l - X$).

Все измерения делят на прямые и косвенные. При прямых измерениях измеряемая величина сравнивается со своей единицей меры. Например, рулеткой с сантиметровыми делениями можно определить ширину аудитории. При косвенных измерениях результат вычисляется при помощи других измеренных величин. Например, длину окружности можно вычислить, измерив её радиус ($C = 2\pi R$).

Измерения делят на необходимые и избыточные. Так, если одна и та же величина измерена n раз, то один результат является необходимым, а все остальные ($n-1$) – избыточными. Избыточные измерения имеют важное значение. Они являются *средством контроля* и позволяют судить о *качестве* измерений. Они позволяют получить более надёжное значение измеренной величины по сравнению с отдельно взятым измерением. В любых геодезических измерениях обязательно присутствуют избыточные измерения.

Опыт показывает, что многократные измерения одной и той же величины несколько отличаются друг от друга и от истинного значения измеряемой величины. Это происходит из-за того, что все измерения неизбежно сопровождаются погрешностями.

Под *погрешностью результата измерений* l понимают разность между этим результатом и истинным (точным) значением X измеренной величины, т. е.

$$\Delta = l - X \quad (7.1)$$

Все погрешности делят на *грубые, систематические и случайные*.

Грубые погрешности являются следствием промахов, просчётов, невнимательности исполнителя и т. д. Грубые погрешности исключают путём повторных измерений и вычислений.

Систематические погрешности входят в результат измерений по заранее известному закону. Причины появления систематических погрешностей в каждом отдельном случае должны быть изучены. Систематические погрешности исключаются из результатов измерений путём введения поправок.

Случайные погрешности являются неизбежными, устранить их влияние невозможно. Они возникают в результате взаимодействия различных факторов: наблюдатель, инструмент, внешние факторы.

В теории погрешностей измерений рассматриваются результаты измерений, содержащие только случайные погрешности.

Случайные погрешности имеют следующие важные свойства:

- 1) они по абсолютной величине не превышают известного предела;
- 2) равные по абсолютной величине, но противоположные по знаку случайные погрешности встречаются одинаково часто;

3) малые по абсолютной величине случайные погрешности встречаются чаще, чем большие;

4) среднее арифметическое из случайных погрешностей стремится к нулю при неограниченном количестве измерений.

Последнее свойство можно выразить математически. Пусть величина X многократно измерена и получены результаты:

$$l_1, l_2, l_3, \dots, l_n,$$

а случайные погрешности этих измерений:

$$\Delta_1, \Delta_2, \Delta_3, \dots, \Delta_n.$$

Согласно четвёртому свойству можно записать:

$$\lim_{n \rightarrow \infty} \frac{[\Delta]}{n} = 0, \quad (7.2)$$

здесь $[\Delta] = \Delta_1 + \Delta_2 + \Delta_3 + \dots + \Delta_n$;

Знак $[\]$ называется *Гауссова сумма* и используется в теории погрешностей.

Пусть имеется ряд измерений одной и той же величины X . Можно записать:

$$\left. \begin{aligned} \Delta_1 &= l_1 - X \\ \Delta_2 &= l_2 - X \\ \Delta_3 &= l_3 - X \\ \dots\dots\dots \\ \Delta_n &= l_n - X \end{aligned} \right\} \quad (7.3)$$

Сложим равенства (7.3), разделим на n – количество измерений, получим:

$$\frac{[\Delta]}{n} - X = \frac{[\Delta]}{n}, \quad (7.4)$$

учитывая (7.2), получим:

$$\frac{[\Delta]}{n} - X = 0, \quad \text{при } n \rightarrow \infty,$$

обозначим $\frac{[\Delta]}{n} = X_0$ — *арифметическая средина*.

Следовательно $\lim X_0 = X$, при $n \rightarrow \infty$, (7.5)

т.е. арифметическая средина стремится к её истинному значению при большом количестве измерений.

7.2. Оценка точности непосредственно измеренных величин

По отдельно взятым случайным погрешностям сложно судить о качестве измерений, поэтому для оценки точности в геодезии применяется формула Гаусса средней квадратической погрешности

$$m = \pm \sqrt{\frac{[\Delta^2]}{n}}, \quad (7.6)$$

где $[\Delta^2] = \Delta_1^2 + \Delta_2^2 + \Delta_3^2 + \dots + \Delta_n^2$;
 $\Delta_i = l_i - X$ ($i=1, 2, 3, \dots, n$).

Истинное значение X во многих случаях неизвестно. Поэтому для оценки качества одного измерения часто используется формула Бесселя

$$m = \pm \sqrt{\frac{[v^2]}{n-1}}. \quad (7.7)$$

Здесь v_i – вероятнейшие погрешности. Они получаются как разность

$$v_i = l_i - X_0,$$

где X_0 – арифметическая средина. А арифметического среднего m_x по формуле

$$m_x = \pm \frac{m}{\sqrt{n}}. \quad (7.8)$$

Пример 7.1.

Линия измерена шесть раз. Определить её вероятнейшую длину и оценить точность этого результат.

Таблица 7.1 Оценка точности результатов измерения длины линии

№ п/п.	Длина линии, м	v_i , см	v_i^2 , см ²	Формулы и вычисления
1	125,26	+6	36	$m = \pm \sqrt{\frac{[v^2]}{n-1}}$ $m = \pm \sqrt{\frac{158}{6-1}} = 5,6 \text{ см}$
2	125,23	+3	9	
3	125,22	+2	4	
4	125,14	-6	36	
5	125,23	+3	9	$m_x = \pm \frac{m}{\sqrt{n}}$ $m = \pm \frac{5,6}{\sqrt{6}} = 2,3 \text{ см}$
6	125,12	-8	64	
$X_0 = 125,20$		$[v] = 0$	$[v^2] = 158$	

Точность измерения длины линии необходимо оценивать относительной погрешностью. Относительная погрешность вероятнейшего значения измеренной линии будет

$$f_{\text{отн}} = \frac{m_x}{X_0} = \frac{2,3}{12520} \approx \frac{1}{5300}$$

В теории погрешности доказано, что случайные погрешности превышающие величину $2m$, встречаются редко (в пяти из ста), а превышающие $3m$ - только в трёх случаях из тысячи измерений. Поэтому за предельную погрешность в геодезии принимают либо

$$\Delta_{\text{пред}} \leq 2m \quad (7.9)$$

с вероятностью 95,5%, либо

$$\Delta_{\text{пред}} \leq 3m \quad (7.10)$$

с вероятностью 99,7%.

7.3. Оценка точности косвенно измеренных величин

Пусть для определения значения величины «у» измерены другие величины x, u, z, \dots , с которыми измеряемая величина связана функциональной зависимостью

$$y = f(x, u, z, \dots). \quad (7.11)$$

Примером такой функции может служить определение неприступного расстояния:

$$d = \sqrt{a^2 + b^2 - 2ab \cos \beta}$$

где a и b – стороны треугольника, β – угол между ними, т.е. $d = f(a, b, \beta)$.

Если средние квадратичные погрешности измеренных величин известны m_x, m_u, m_z, \dots , то средняя квадратичная погрешность определяемой величины выражается формулой

$$m_y^2 = \left(\frac{\partial f}{\partial x}\right)^2 m_x^2 + \left(\frac{\partial f}{\partial u}\right)^2 m_u^2 + \left(\frac{\partial f}{\partial z}\right)^2 m_z^2 + \dots, \quad (7.12)$$

где $\frac{\partial f}{\partial x}, \frac{\partial f}{\partial u}, \frac{\partial f}{\partial z}, \dots$ частные производные от функции, которые вычисляются со значениями измеренных аргументов x, u, z, \dots

Наиболее часто встречающиеся варианты формулы (7.12) для частных случаев функции у приведены в табл. 7.2.

Таблица 7.2 Средние квадратичные погрешности функций измеренных величин

№ функции	Вид функции	Средняя квадратичная погрешность
1	$y = kx$ k-постоянное число	$m_y = km_x$
2	$y = x_1 \pm x_2 \pm x_3 \pm \dots$	$m_y = \pm \sqrt{m_1^2 + m_2^2 + m_3^2 + \dots}$
3	$y = k_1 \cdot x_1 + k_2 \cdot x_2 + \dots$	$m_y = \pm \sqrt{k_1^2 m_1^2 + k_2^2 m_2^2 + \dots}$

Пример 7.2.

Измерен радиус окружности с точностью $m_R = \pm 0,2$ мм. Определить, с какой точностью вычислена длина окружности m_C .

Известно, что $C = 2\pi R$, т.е. $m_C = \pm 2\pi m_R$ или $m_C = \pm 2 \cdot 3,14 \cdot 0,2 \text{ мм} \approx \pm 1,26 \text{ мм}$.

Пример 7.3.

Для определения площади треугольника измерены две стороны треугольника $a = 30$ м и $b = 40$ м с одинаковой точностью $m_a = m_b = m = \pm 0,10$ м и угол $\beta = 45^\circ$ между ними с точностью $m_\beta = \pm 1'$. Определить относительную погрешность определения площади треугольника.

Известно, что площадь треугольника в этом случае определяется формулой:

$$P = \frac{1}{2} ab \sin \beta = 424,3 \text{ м}^2$$

Найдём частные производные по аргументам а, b и β , получим

$$\frac{\partial P}{\partial a} = \frac{1}{2} b \sin \beta; \frac{\partial P}{\partial b} = \frac{1}{2} a \sin \beta; \frac{\partial P}{\partial \beta} = \frac{1}{2} ab \cos \beta.$$

Далее, согласно (7.12) имеем

$$m_p^2 = \frac{1}{4} b^2 \cdot \sin^2 \beta \cdot m^2 + \frac{1}{4} a^2 \cdot \sin^2 \beta \cdot m^2 + \frac{1}{4} a^2 \cdot b^2 \cdot \cos^2 \beta \cdot \frac{m_\beta^2}{\rho^2}.$$

Здесь $\rho = 3438'$ - число минут в радиане.

Подставив в это выражение численные значения соответствующих величин, получим

$$m_p = \pm 2,5 \text{ м}^2 \text{ или относительная погрешность } \frac{m_p}{P} \approx \frac{1}{170}.$$

7.4. Оценка точности неравноточных измерений

Измерения одной и той же величины называют неравноточными, если они выполнены различным количеством приёмов или различными по точности инструментами, в различных условиях.

Для обработки неравноточных измерений вводится понятие веса. **Весом** называют число, которое выражает степень доверия к результату измерения. В тех случаях, когда веса измеренных величин неизвестны, а известны их средние квадратические погрешности, то веса можно вычислить по формуле:

$$p = \frac{c}{m^2}, \quad (7.13)$$

где c – любое постоянное число.

Так, если имеем ряд измерений $l_1, l_2, l_3, \dots, l_n$, полученный со средними квадратичными погрешностями $m_1, m_2, m_3, \dots, m_n$. Определим соответствующие им веса:

$$p_1 = \frac{c}{m_1^2}; p_2 = \frac{c}{m_2^2}; \dots; p_n = \frac{c}{m_n^2}.$$

В этом случае среднее весовое находят по формуле:

$$L_0 = \frac{p_1 \cdot l_1 + p_2 \cdot l_2 + \dots + p_n \cdot l_n}{p_1 + p_2 + \dots + p_n} = \frac{[p \cdot l]}{[p]}. \quad (7.14)$$

Контролем правильности вычисления среднего весового является $[pV]=0$.

где $V_1 = l_1 - L_0$; $V_2 = l_2 - L_0$;; $V_n = l_n - L_0$.

Среднюю квадратичную погрешность единицы веса находят по формуле

$$\mu = \pm \sqrt{\frac{p \cdot V^2}{n-1}}, \quad (7.15)$$

а среднюю квадратичную погрешность средневесового L_0 по формуле:

$$M_0 = \frac{\mu}{\sqrt{[p]}}. \quad (7.16)$$

Пример 7.4.

Результаты пяти измерений угла приведены в таблице 7.3. Каждый результат измерений получен как среднее из нескольких приёмов. Определить среднее весовое значение угла, выполнить оценку точности результатов измерений.

Таблица 7.3 Оценка точности результатов неравноточных измерений

номер измерения i	Результат измерения l_i	Число приёмов n	Вес $p_i = n/2$	V_i''	$p_i \cdot V_i''$	$p_i \cdot V_i''^2$	Вычисления
1	25°36'35"	6	3	+4,7"	+14,1	66,27	$\mu = \pm \sqrt{\frac{210,77}{5-1}} = \pm 7,2''$
2	25°36'34"	2	1	+5,7"	+5,7	32,49	
3	25°36'41"	6	3	-1,3"	-3,9	5,07	
4	25°36'40"	8	4	-0,3"	-1,2	0,36	$M_0 = \pm \frac{7,2}{\sqrt{13}} = \pm 2,2''$
5	25°36'47"	4	2	-7,3"	-14,6	106,58	
$L_0 = 25^\circ 36' 39,7''$		$[p] = 13$		$[p \cdot V] = 0,1$		$[p \cdot V^2] = 210,77$	

Определим вес измерений. За единицу веса примем вес результата, полученного двумя приёмами.

По формуле (7.14) найдём средневесовое значение угла

$$L_0 = 25^\circ 36' 30'' + \frac{5 \cdot 3 + 4 \cdot 1 + 11 \cdot 3 + 10 \cdot 4 + 17 \cdot 2}{3 + 1 + 3 + 4 + 2} = 25^\circ 36' 39,7''.$$

Вопросы и задачи для самостоятельной работы

1. Какое различие между случайными и систематическими погрешностями измерений?
2. Какими свойствами обладают случайные погрешности?
3. Как вычисляют истинные и вероятнейшие погрешности?
4. Точность измерения каких величин оценивают абсолютной и относительной погрешностями? Как представляют относительную погрешность в геодезии?
5. Что такое предельная погрешность и как ее определяют в зависимости от доверительной вероятности?
6. Как обрабатывают результаты многократных равноточных измерений?
7. Как обрабатывают результаты неравноточных измерений?

ЛЕКЦИЯ 8

Зрительные трубы и уровни геодезических инструментов.

Линейные измерения

8.1. Зрительные трубы и уровни геодезических инструментов

Зрительная труба - это оптико-механическое устройство, предназначенное для наведения на цель и рассматривания её в увеличенном виде.

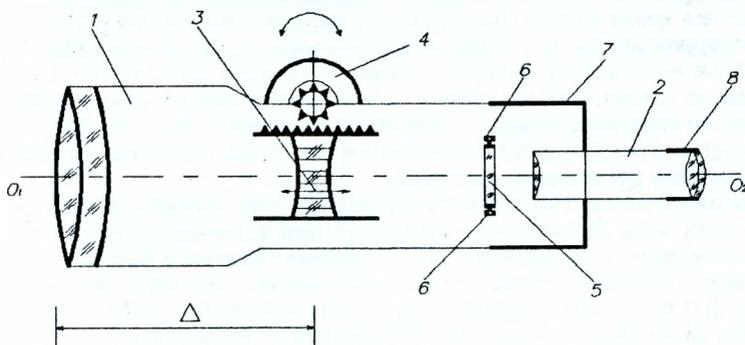


Рис. 8.1. Оптическая схема трубы с внутренней фокусировкой

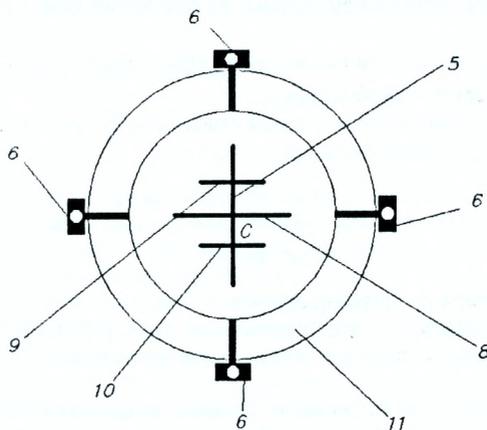


Рис. 8.2. Принципиальное устройство крепления сетки нитей

Зрительная труба изобретена в 1608 году голландским шлифовщиком очковых стёкол Гансом Липергею. В дальнейшем труба усовершенствована в 1609 году итальянским физиком-математиком Галилео Галилеем. Однако эти трубы не сыграли значительной роли в геодезии, потому что они не имели сетки нитей. В 1611 году известный астроном Иоганн Кеплер изобрёл новую линзовую систему с сеткой нитей. Принцип устройства этой трубы сохранён в современных геодезических инструментах.

Зрительные трубы могут быть с внутренней и внешней фокусировкой.

Зрительная труба состоит из системы линз, которые смонтированы в объективном колене 1 и окулярном 2. Фокусирование предмета (чёткость изображения предмета) производится путём перемещения вдоль трубы двояковогнутой (рассеивающей) линзы 3. Последняя перемещается вращением кремальеры 4 (фокусирующий винт). Этот процесс называется установкой трубы по предмету. Для наведения на определённую точку рассматриваемого предмета выгравирована на плоскопараллельной стеклянной пластинке 5 сетка нитей (рис. 8.1 и 8.2). Сетка нитей может иметь различную конфигурацию в зависимости от назначения зрительной трубы и точности измерений. Она представляет стеклянную пластинку в металлической оправе, крепится между объективом и окуляром при помощи исправительных винтов 6 и может перемещаться в вертикальной и горизонтальной плоскостях за счёт зазора 11. Исправительные винты закрыты защитным колпаком 7. На сетке нанесены четыре штриха (рис. 8.2), два из которых наиболее длинные 12 и 13, которые соответственно называются горизонтальной и вертикальной нитью. Пересечение этих нитей (точка С) называется пересечением сетки нитей. Две другие, более короткие 9 и 10, называются дальномерными. Они предназначены для измерения расстояний.

При наведении на точку плоскость изображения точки должна совпадать с изображением сетки нитей. При невыполнении этого условия возникает, так называемый, параллакс сетки нитей - кажущееся смещение положения предмета в трубе при вертикальном или горизонтальном перемещении глаза наблюдателя относительно окуляра зрительной трубы. Для устранения параллакса нужно вначале установить трубу по глазу, т.е. вращением диоптрийного кольца 8 (рис. 8.1) добиться чёткого изображения сетки нитей. Прямая, проходящая через оптический центр объектива O_1 и центр сетки нитей С, называется визирной осью зрительной трубы, её положение можно изменять перемещая сетку винтами 6.

Прямая, проходящая через оптические центры объектива O_1 и окуляра O_2 , называется оптической осью зрительной трубы.

Увеличение трубы принимается равным отношению фокусного расстояния объектива $f_{об}$ к фокусному расстоянию окуляра $f_{ок}$

$$v = \frac{f_{об}}{f_{ок}}, \quad (8.1)$$

$$\text{или } v = \frac{D}{d}, \quad (8.2)$$

где D – диаметр объектива; d – диаметр окуляра.

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

Пространство, видимое в трубу при неподвижном её положении, называется полем зрения трубы.

Уровни предназначены для установки в отвесное положение прибора в целом или отдельных его частей. В геодезических приборах применяются уровни двух типов: цилиндрические и круглые.

Цилиндрический уровень (рис. 8.3 а) представляет собой стеклянную трубку (ампулу) 1, внутренняя поверхность которой отшлифована по дуге определённого радиуса. Радиус кривизны в зависимости от назначения уровня может быть от 3,5 до 300 м. Стеклянная трубка заполняется нагретым до $+60^\circ$ спиртом 2 или эфиром и запаивается. После охлаждения жидкость сжимается, и в трубке образуется небольшое пространство, заполненное парами спирта или эфира, которое называется пузырьком уровня 3, точка O в средней части ампулы называется нуль-пунктом уровня. Прямая UU , касательная к внутренней поверхности уровня в его нуль-пункте, называется осью цилиндрического уровня.

Изготовленная таким образом ампула вставляется в металлическую оправу, один конец которой (5) скреплен с прибором шарнирно, а другой (6) при помощи винтов (7), которые называются исправительными винтами уровня. На верхней части ампулы нанесены деления длиной $\ell = 2$ мм. Центральный угол, который стягивается дугой в одно деление, называется ценой деления уровня (рис.8.3 б)

$$\tau = \frac{\ell \cdot \rho}{R} \quad (8.3)$$

где ℓ - линейная величина одного деления уровня; $\rho = 206265''$ - число секунд в радиане; R - радиус дуги внутренней поверхности ампулы уровня.

В геодезических инструментах используются цилиндрические уровни от 6" до 60".

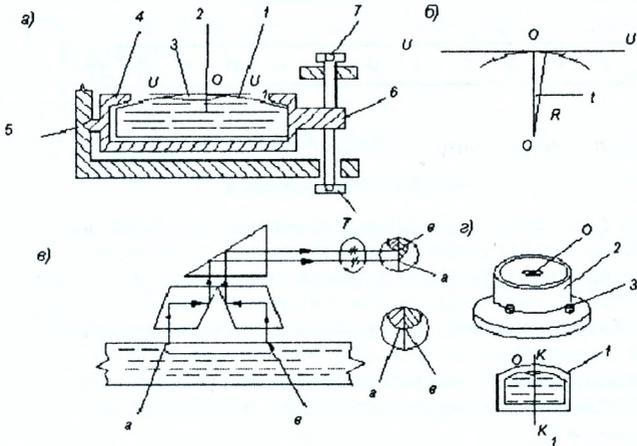


Рис. 8.3. Уровни

Пузырёк уровня всегда стремится занять наивысшее положение, поэтому, когда концы пузырька расположены симметрично относительно нуля-пункта, ось уровня занимает горизонтальное положение. Этим свойством пользуются для приведения отдельных частей прибора в горизонтальное положение.

Для повышения точности приведения уровня в нуль-пункт применяют контактные уровни (рис.8.3 в). Это призмочно - оптическая система, которая передаёт изображение двух концов "а" и "в" пузырька уровня в окуляр трубы. В окуляре видны два конца пузырька, разделённые оптической гранью призмы. Пузырёк считается установленным в нуль-пункт, если его концы видны совмещёнными.

Круглый уровень (рис. 8.3 г) представляет собой стеклянную ампулу с отшлифованной внутренней сферической поверхностью определённого радиуса. За нуль-пункт O круглого уровня принимается центр окружности, выгравированной в середине верхней поверхности ампулы. **Осью круглого уровня** является нормаль KK_1 , проходящая через нуль-пункт O перпендикулярно к плоскости, касательной внутренней поверхности уровня в его нуль-пункте. Ампула вставляется в металлическую оправу (2), которая крепится к прибору тремя винтами (3). Винты называются исправительными. Круглый уровень имеет, как правило, небольшую чувствительность (цена деления порядка 3-5') и применяется для предварительной установки прибора в рабочее положение.

8.2. Линейные измерения

8.2.1. Измерение расстояний мерной лентой

Измерение расстояний производят *непосредственным или косвенным* методами.

При непосредственном методе мерный прибор (рулетка, мерная лента) укладывают в створ измеряемого отрезка.

Для непосредственного измерения линий на местности используют землемерные ленты со шпильками (рис. 8.4), рулетки, инварные проволоки и т.д. Землемерные ленты бывают:

- Штриховые ЛЗ-20, ЛЗ-50 длиной 20м и 50м.
- Шкаловые ЛЗШ-20, ЛЗШ-50 длиной 20м и 50м.

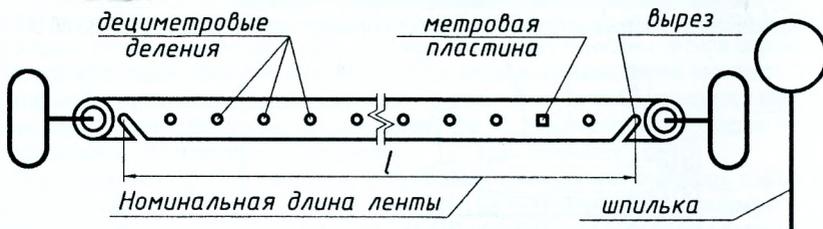


Рис. 8.4. Штриховая лента

Для измерения длин линий с повышенной точностью используют шкаловые ленты, на которых нанесены сантиметровые деления. В комплект с лентой входят 6 шпилек.

Под влиянием различных факторов (времени, температуры и т.п.) длина мерного прибора изменяется. Поэтому перед началом и в конце полевого цикла мерные приборы **компарируют**. **Компарирование** – определение фактической длины мерного прибора путём сравнения с эталоном.

Сравнение производят на ровной поверхности путём непосредственного измерения разности длин. В этом случае длину мерного прибора l можно представить в виде суммы номинала l_0 и поправки δl_k

$$l = l_0 + \delta l_k \quad (8.4)$$

Измерение длин линий производят в следующей последовательности.

1. **Рекогносцировка** – предварительное ознакомление с местностью;
2. **Вешение линий** – установка вешек в створе измеряемой линии. Створом называют вертикальную плоскость, проходящую через конечные точки. Чтобы не закрывать видимость по створу, вешение выполняют «на себя», т.е. начинают с точки 1, затем устанавливают вешку 2 и т.д. (рис. 8.5).
3. **Измерение длины линии** выполняют два мерщика – задний и передний. В начале измерений передний мерщик берёт себе 5 шпилек из 6. Задний мерщик удерживает шестую шпильку в центр колышка, зацепляет за неё вырез (крючок) ленты и направляет переднего мерщика по линии АВ. Передний мерщик встряхивает ленту, натягивает её с усилием примерно в 10 кг и фиксирует длину ленты шпилькой. Задний мерщик вынимает шпильку, а передний протягивает ленту вперёд для измерения следующего отрезка. Задний мерщик, подойдя к оставленной в земле шпильке, зацепляет за неё вырез ленты и т.д. Последний отрезок (остаток) измеряется с точностью 0,01м. Длину линии D вычисляют по формуле:

$$D = n \cdot l + g \quad (8.5)$$

где: n - число целых отложений ленты в измеряемой линии;

l - длина мерного прибора;

g - остаток.

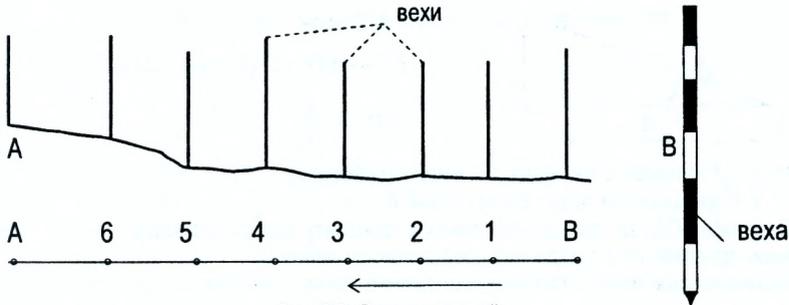


Рис. 8.5. Вешение линий

Все линии измеряются в прямом и обратном направлениях, а за окончательное принимается среднее значение

$$D = \frac{D_{пр} + D_{обр}}{2} \quad (8.6)$$

Точность измерения линий характеризуется следующими относительными погрешностями:

$\frac{1}{3000}$ - благоприятные условия (асфальт, бетон, твёрдая подстилающая поверхность);

$\frac{1}{2000}$ - обычные условия (поле с мелкой луговой растительностью и т.п.);

$\frac{1}{1000}$ - неблагоприятные условия (кустарник, высокая трава, кочки и т.д.).

Пример 8.1. Длина линии измерена в прямом и обратном направлениях. Получены результаты: $D_{пр} = 112,76$ м.; $D_{обр} = 112,64$ м. Условия измерений хорошие. Найти абсолютную и относительную погрешности измерений и оценить результаты измерений.

Абсолютная погрешность равна: $\Delta D = |D_{пр} - D_{обр}| = |112,76 - 112,64| = 0,12$ м.

Окончательная длина линии равна: $D = \frac{112,76 + 112,64}{2} = 112,70$ м.

Относительная погрешность равна: $\frac{\Delta D}{D} = \frac{0,12}{112,70} = \frac{1}{940} > \frac{1}{2000}$.

Относительная погрешность больше предельно допустимой $\left(\frac{1}{2000}\right)$, следовательно,

линию необходимо измерить заново.

4. **Вычисление длин линий.** При вычислении длин линий в результат измерения вводят поправки, которые исключают влияние систематических погрешностей:

- Поправка δD_K за компарирование мерного прибора

$$\delta D_K = D - D_0 = \frac{D_0}{t_0} \delta t_K, \quad (8.7)$$

где D_0 – длина линии, вычисленная с номинальным значением мерного прибора.

- Поправка δD_t за температуру мерного прибора

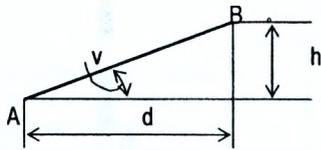
$$\delta D_t = D - D_0 = \alpha (t - t_0) D_0, \quad (8.8)$$

где α – коэффициент линейного расширения материала мерного прибора (для стали $\alpha = 12,5 \cdot 10^{-6}$);

t и t_0 – температура в момент измерений и в момент компарирования.

Если $t - t_0 < 10^\circ$, то поправка за температуру не вводится.

- Поправка $\delta D_{v,h}$ за приведение линии к горизонту



$$d = D \cos v; \quad (8.9)$$

$$\delta D_{v,h} = d - D = -D (1 - \cos v) = -2D \sin^2\left(\frac{v}{2}\right); \quad (8.10)$$

$$\delta D_{v,h} \approx -\frac{h^2}{2D}. \quad (8.11)$$

где v – угол наклона измеряемой линии к горизонту;
 h – превышение точки В над точкой А.

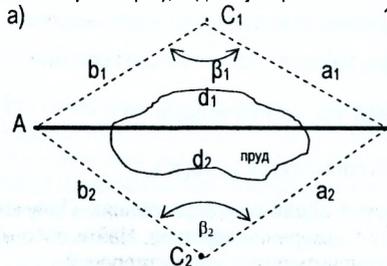
Поправка $\delta D_{v,h}$ за приведение линии к горизонту всегда отрицательна, т.к. горизонтальное проложение d всегда меньше наклонной линии D .

Окончательное горизонтальное проложение линии с учётом всех поправок равно:

$$d = D_0 + \delta D_K + \delta D_I + \delta D_{v,h} \quad (8.12)$$

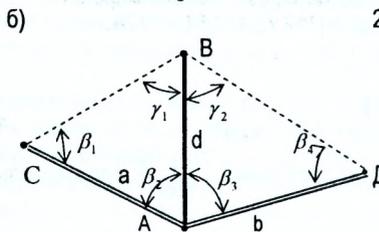
8.2.2. Определение недоступных расстояний

При *косвенном* методе измеряют вспомогательные параметры (углы, базисы, физические параметры), а длину отрезка вычисляют по формулам.



1) При отсутствии условий для непосредственного измерения (рис. 8.6 а) расстояния d по линии АВ можно измерить длины линий a_1, b_1, a_2, b_2 и горизонтальные углы β_1, β_2 , а длины В линий вычисляют по формулам:

$$\left. \begin{aligned} d_1 &= \sqrt{a_1^2 + b_1^2 - 2a_1b_1 \cos \beta_1} \\ d_2 &= \sqrt{a_2^2 + b_2^2 - 2a_2b_2 \cos \beta_2} \end{aligned} \right\} \quad (8.13)$$



2) В случае отсутствия условий измерения угловых и линейных измерений в точке В (церковь, антенна и т.д. (рис. 8.6 б)), измеряют длины линий a и b (базисы) и углы $\beta_1, \beta_2, \beta_3$ и β_4 . В этом случае длину линии D вычисляют по формулам:

$$\left. \begin{aligned} d_1 &= a \frac{\sin \beta_1}{\sin \gamma_1} \\ d_2 &= b \frac{\sin \beta_4}{\sin \gamma_2} \end{aligned} \right\} \quad (8.14)$$

Рис. 8.6. Схемы измерения недоступных расстояний

В формулах (8.14)

$$\gamma_1 = 180^\circ - (\beta_1 + \beta_2);$$

$$\gamma_2 = 180^\circ - (\beta_3 + \beta_4).$$

Подсчитывают абсолютную и относительную погрешности

$$\left. \begin{aligned} \Delta d &= |d_2 - d_1| \\ f_{\text{отн}} &= \frac{\Delta d}{d} \end{aligned} \right\}, \quad (8.15)$$

если $f_{\text{отн}}$ не превышает допустимого значения, находят среднее значение d .

8.2.3. Измерение расстояний нитяным дальномером

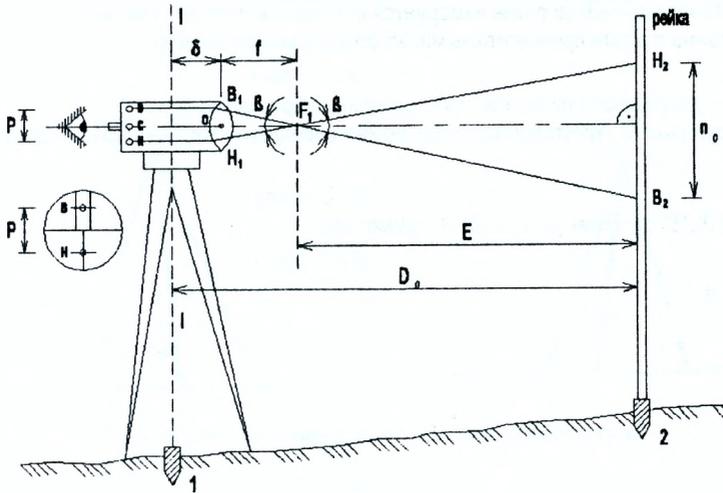


Рис. 8.7. Определение расстояния нитяным дальномером

Для определения расстояния D_0 между точками 1 и 2 (рис. 8.7) над точкой 1 устанавливают геодезический прибор с зрительной трубой, а над точкой 2 - нивелирную рейку. Наблюдатель отсчитывает по рейке величину n_0 – базис, число делений между штрихами сетки В и Н. В треугольниках $F_1V_1H_1$ и $F_1B_2H_2$ величины β – угол поля зрения зрительной трубы; f – фокусное расстояние объектива, $P=V_1H_1$ – расстояние между дальномерными нитями сетки являются постоянными для данной зрительной трубы. Величина n_0 – зависит от удаления рейки от прибора. Из подобия этих треугольников можно составить равенство

$$\frac{E}{n_0} = \frac{f}{P} \quad \text{или} \quad E = \frac{f}{P} \cdot n_0$$

или

$$E = k \cdot n_0$$

где $k = \frac{f}{P}$ называется коэффициентом дальномера.

Расстояние D_0 между точками 1 и 2 можно выразить формулой:

$$D_0 = k n_0 + c, \quad (8.16)$$

где $c = f + \delta$; δ – расстояние от объектива до оси вращения инструмента.

В геодезических приборах $k = 100$.

При практическом использовании величиной c пренебрегают, т.к. она сравнима с точностью измерения расстояний нитяным дальномером и пользуются формулой:

$$D_0 = k n_0 \quad (8.17)$$

Формула $D_0 = k n_0$ получена для случая, когда рейка установлена перпендикулярно к визирной оси трубы.

При измерениях наклонных расстояний это условие нарушается, т.к. рейку устанавливают вертикально и при наклонном положении визирной оси (рис. 8.8). В этом случае вместо отсчёта $n_0 = H_2 B_2$ по рейке измеряется расстояние $n = H_2' B_2'$. Треугольники $O_1 H_2 H_2'$ и $O_1 B_2' B_2$ можно считать прямоугольными, из которых можно записать

$$n_0 = n \cdot \cos v, \quad (8.18)$$

где v – угол наклона визирной оси к горизонту (вертикальный угол).

Из прямоугольного треугольника $2CO_1$ можно определить горизонтальное проложение линии d

$$d = D_0 \cdot \cos v. \quad (8.19)$$

Формула (8.19) с учётом (8.17) и (8.18) примет вид

$$d = D \cdot \cos^2 v, \quad (8.20)$$

где $D = k \cdot n$.

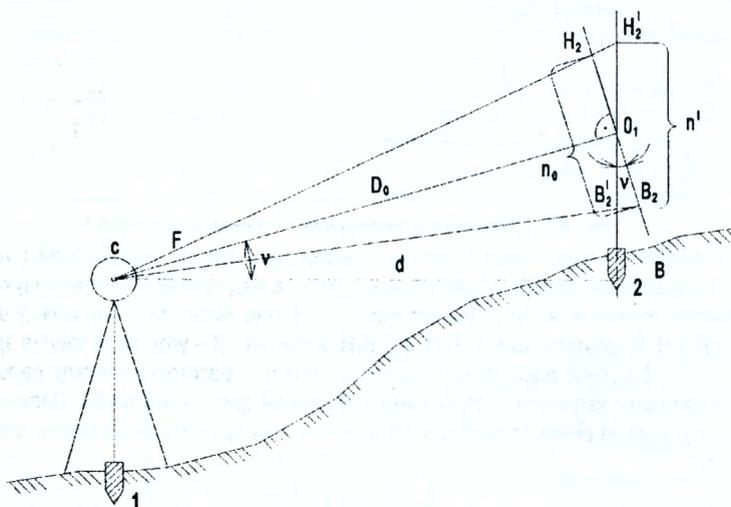


Рис. 8.8 Приведение наклонных расстояний, измеренных нитяным дальномером, к горизонту

Относительная погрешность измерения расстояния нитяным дальномером находится в пределах $\frac{1}{200} - \frac{1}{400}$.

8.2.4. Принцип измерения расстояния светодальномером

Светодальномер – электронно-оптический прибор, предназначенный для измерения расстояний с использованием световых волн. Измерение расстояния D светодальномером сводится к следующему: на одной из конечных точек A (рис. 8.9) устанавливается приёмопередатчик 1, который излучает электромагнитные колебания и направляет их на отражатель 2, расположенный в точке B . Отражатель принимает световой поток и направляет его обратно в точку A . Приёмопередатчик фиксирует моменты выхода t_1 и возвращения t_2 светового потока. Таким образом, световой поток в интервале вре-

мени $t_{20} = t_2 - t_1$, пройдёт расстояние D в прямом и обратном направлениях. Зная скорость v распространения электромагнитных колебаний, можно выразить формулой

$$D = \frac{v \cdot t_{20}}{2} \quad (8.21)$$

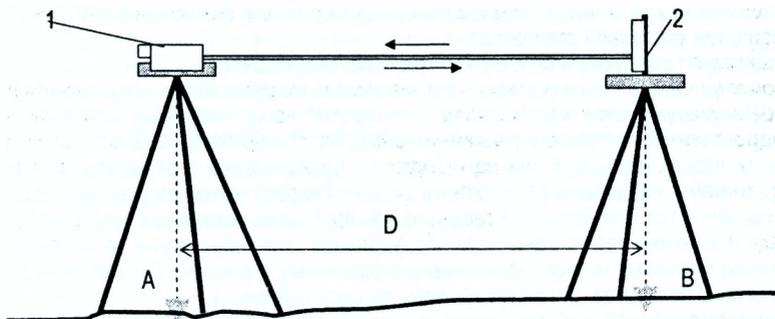


Рис. 8.9. Принцип измерения расстояния светодальномером

Вопросы и задачи для самостоятельной работы

1. Как выполняется установка зрительной трубы по глазу?
2. Что называется визирной осью зрительной трубы?
3. Что называется осью цилиндрического уровня?
4. Что называется осью круглого уровня?
5. Как определить расстояние при помощи нитяного дальномера?
6. Как привести наклонное расстояние, измеренное при помощи нитяного дальномера, к горизонту?
7. Как измерить неприступное расстояние?
8. Что такое компарирование мерного прибора?
9. Длина линии измерена в прямом и обратном направлениях. Получены результаты: $D_{пр} = 112,65\text{м.}$; $D_{обр} = 112,61\text{м.}$ Условия измерений хорошие. Найти абсолютную и относительные погрешности измерений и оценить результаты измерений.
10. Какие поправки вводятся в результаты измерений при вычислении длин линий?

ЛЕКЦИЯ 9

Нивелирование

9.1. Общие сведения. Нивелирные знаки

Нивелирование - вид геодезических измерений, в результате которых определяются превышения между точками земной поверхности с целью вычисления высот (отметок) над принятой уровенной поверхностью.

Существуют следующие основные методы нивелирования.

Геометрическое нивелирование – это нивелирование горизонтальным визирным лучом.

Тригонометрическое нивелирование – это нивелирование наклонным визирным лучом.

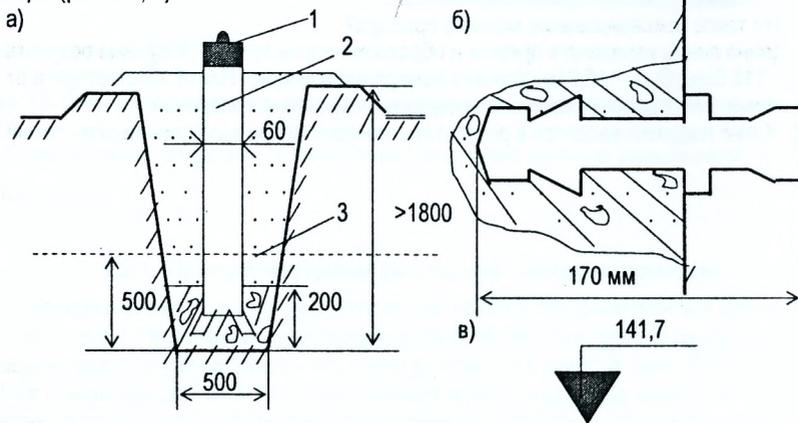
Гидростатическое нивелирование основано на законе сообщающихся сосудов, где жидкость всегда находится на одном уровне, позволяющем определять превышение между точками, на которых установлены сосуды. Гидростатическое нивелирование широко применяется в инженерной геодезии при прокладке подземных коммуникаций, установке и монтаже технологического оборудования, для наблюдений за осадками плотин и стен тоннелей, мостов, фундаментов различных агрегатов. Гидростатическое нивелирование позволяет автоматизировать процесс измерений.

Барометрическое нивелирование основано на законе изменения атмосферного давления с изменением высоты. Выполняется при помощи микробарометров, по показаниям которых определяется величина атмосферного давления в соответствующих точках, а по разности давлений - превышение между ними.

Основным методом определения отметок точек является геометрическое нивелирование. Государственная нивелирная сеть делится на нивелирование I, II, III и IV классов. Нивелирование всех классов на местности закрепляется постоянными знаками – **реперами** или **марками**.

На нивелирных линиях I и II классов эти знаки закладывают через 50-80 км. Нивелирные линии III и IV классов опираются на линии I и II классов. Здесь знаки закладывают через 5-10 км. Кроме капитальных знаков (репер, марка) при нивелировании устанавливают через 2-3 км **временные реперы**.

При строительстве инженерных сооружений устраиваются строительные грунтовые реперы (рис. 9.1, а).



1- марка; 2 – железобетонный пилон; 3 – граница промерзания грунта.

Рис. 9.1. Нивелирные знаки

Стенные реперы (рис. 9.1 б) закладывают в стены массивных сооружений, в устои мостов и гидротехнических сооружений: плотин, шлюзов, насосных станций.

Основание постоянного репера должно быть заложено ниже глубины промерзания, чтобы репер не выпучивало в период промерзания и оттаивания грунта.

Нельзя устанавливать реперы около обрывов, на оползнях, в рыхлый грунт или плывуны, в местах, где их может повредить транспорт или сельскохозяйственная машина.

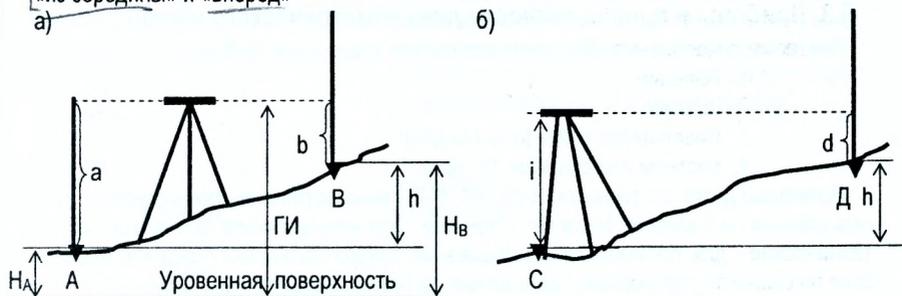
В процессе строительства высоты иногда помечают на существующих конструкциях несмываемой краской в виде треугольника, верхнее основание которого соответствует определённой высоте (рис. 9.1 в).

9.2. Сущность геометрического нивелирования

Геометрическое нивелирование производится горизонтальным визирным лучом, который устанавливают при помощи специального прибора – *нивелира*.

Различают два способа геометрического нивелирования (рис. 9.2):

«из середины» и «вперёд»



а) Нивелирование «из середины»

б) нивелирование «вперёд»

Рис. 9.2. Геометрическое нивелирование

При нивелировании «из середины» (рис. 9.2 а) в точках А и В устанавливаются отвесно нивелирные рейки, а посередине между ними – нивелир. Визирную ось зрительной трубы перед каждым отсчётом по уровню приводят в горизонтальное положение, берут отсчёт «а» по рейке, установленной в точке А и «b» - в точке В. Здесь и в дальнейшем под отсчётом по рейке понимается расстояние от пятки рейки (нижняя часть рейки – начало счёта) до горизонтально приведенной визирной оси нивелира. Если нивелирование выполняется по направлению от точки А к точке В, то рейку в точке А считают задней, а в точке В - передней. Превышение вычисляется по правилу *«взгляд назад минус взгляд вперёд»*

$$h = \text{ЗП} - \text{а} - \text{b} \quad (9.1)$$

Для определения превышения способом «вперёд» (рис. 9.2 б) нивелир устанавливается так, чтобы окуляр зрительной трубы находился на одной отвесной линии с точкой С. Визирную ось приводят в горизонтальное положение, измеряют при помощи нивелирной рейки высоту инструмента *i* (расстояние по отвесной линии от точки С до середины окуляра трубы нивелира) и отсчитывают величину *d* по рейке, установленной в точке Д. Превышение вычисляют как разность

$$h = i - d \quad (9.2)$$

Следует отметить, что нивелирование «из середины» более предпочтительно. Методика исключает ряд погрешностей, которые неизбежны при нивелировании способом «вперёд».

По известной отметке H_A точки А можно вычислить отметку второй точки H_B через *превышение* или через *горизонт инструмента* (рис. 9.2 а).

а) через *превышение*. Отметка последующей точки равна отметке предыдущей точки плюс превышение между этими точками.

$$H_B = H_A + h; \quad (9.3)$$

б) через *горизонт инструмента*. *Горизонт инструмента (ГИ)* – высота горизонтального визирного луча над уровенной поверхностью. Горизонт инструмента равен отметке точки плюс отсчёт по черной стороне рейки, установленной на этой точке

$$ГИ = H_A + a, \quad (9.4)$$

$$H_B = ГИ - b, \quad (9.5)$$

где a и b – отсчёты по рейке, установленной соответственно в точках А и В.

9.3. Приборы и принадлежности для геометрического нивелирования

При геометрическом нивелировании используют следующие приборы и принадлежности:

1. Нивелир;
2. Штатив;
3. Нивелирные рейки (обычно две);
4. Костыли или башмаки (по два).

Нивелиры делят по точности: Н-05, Н-1, Н-2 – **высокоточные** - предназначены для нивелирования I и II классов; Н-3 и Н-5 – **точные** - для нивелирования III и IV классов; Н-10 – **технические** - для технического нивелирования. Цифра обозначает среднюю квадратическую погрешность определения превышения на 1км нивелирного хода. Существуют нивелиры с самоустанавливающейся визирной осью в горизонтальное положение (с компенсатором). У таких нивелиров в конце наименования добавляется буква К (например нивелир Н-3К), а для нивелиров с горизонтальным кругом (лимб) - буква Л (например нивелир Н-10Л). Технические характеристики нивелиров приведены в таблице 9.1.

Штатив предназначен для установки нивелира в рабочее положение и представляет собой треногу со станovým винтом. При помощи последнего нивелир крепится к штативу. Штативы могут быть как деревянные, так дюралюминиевые, с раздвижными ножками или цельные.

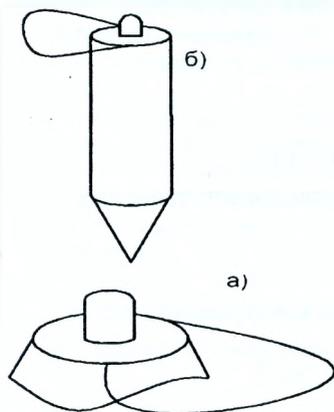
Таблица 9.1 Технические характеристики точных и технических нивелиров

Показатели	Тип нивелира			
	Н-3	Н-3К	Н-10	Н-10КЛ
1) Средняя квадратическая погрешность, мм: на 1км хода	3	3	10	10
на станции при расстоянии до рек до 100м	2	2	5	5
2) Увеличение зрительной трубы, крат	30	30	20	20
3) Коэффициент нитяного дальномера	100	100	100	100
4) Цена деления уровня:				
Круглого, мин	10	10	10	10
Цилиндрического, с	10	-	45	-
5) Масса, кг	3	-	2	-

Нивелирные рейки выпускаются трех типов: РН-05 – для нивелирования I и II классов, РН-3 – для нивелирования III и IV классов и РН-10 – для технического нивелирования. Рейки РН-3 – цельные длиной 3м; РН-10 – складные 3-х или 4-х метровые.

На одной стороне рейки нанесены черные шашечные сантиметровые деления (сторона называется основной), на другой стороне красные – дополнительная. Ноль деления черной стороны совмещен с опорной плоскостью (пяткой рейки) – жестко скрепленной с рейкой. На красной стороне с плоскостью пятки совпадает отсчет 4685мм или 4785мм. **Разность нулей пятки рейки** – разность отсчетов по красной и черной сторонам рейки.

Костыли и башмаки предназначены для закрепления связующих и иксовых точек.



Костыли используются при нивелировании по мягкому грунту, представляют собой металлический стержень диаметром 3-5см, длиной около 30 см с ручкой для переноса (рис. 9.3 б). Башмаки представляют собой металлическую плиту весом около 5 кг с выпуклостью для постановки рейки (рис. 9.3 а). Используются при нивелировании по асфальту или бетону.

а)- башмак;
б)- костыль.

Рис. 9.3. Приспособления для нивелирования

9.4. Программа работы на станции при техническом нивелировании

Работу на станции выполняют в следующей последовательности:

1. На связующие точки устанавливают нивелирные рейки, а примерно на равном удалении от них – нивелир.
2. Нивелир приводят в рабочее положение по круглому уровню, наводят трубу на заднюю рейку и берут отсчет по черной стороне рейки (Зч). *Перед каждым отсчетом пузырёк цилиндрического уровня приводят в нуль-пункт.*
3. Наводят трубу нивелира на переднюю точку и берут отсчеты сначала по черной (Пч), а затем по красной (Пк) стороне рейки.
4. Снова наводят нивелир на заднюю рейку и берут отсчет по красной стороне (Зк) рейки.
5. Для контроля вычисляют разности нулей (РО) пяток реек задней - $РО_3=Зк-Зч$ и передней - $РО_1=Пк-Пч$. *Расхождения разностей нулей пяток реек по абсолютной величине не должны превышать 5 мм.*
6. Вычисляют значения превышений, определяемые по черной и красной сторонам реек $h_ч=Зч-Пч$ и $h_к=Зк-Пк$. *Измерение превышения на станции считается выполненным правильно, если расхождения превышений по черной и красной сторонам реек не превышают 5 мм.*
7. Вычисляют значения средних превышений, которые округляют до целых миллиметров.

$$h_{CP} = \frac{h_ч + h_к}{2} \quad (9.6)$$

Если в округляемом значении $h_{ср}$ последней цифрой окажется 5 (пять десятых), то округление выполняется в ближайшую чётную сторону.

Например, 1395,5 округляется до 1396;

1396,5 округляется до 1396;

1397,5 округляется до 1398;

1398,5 округляется до 1398.

8. Если кроме связующих точек необходимо дополнительно определить отметки промежуточных точек, то заднюю рейку последовательно устанавливают на этих точках, берут отсчёты только по чёрной стороне рейки.

9.5. Основные источники погрешностей при техническом нивелировании

Из программы технического нивелирования следует, что превышение на каждой станции определяется как

$$h = \frac{h_k + h_n}{2} \text{ или}$$

$$h = \frac{1}{2}(Зч - Пч + Зк - Пк), \quad (9.7)$$

где Зч, Пч, Зк, Пк – отсчеты по задней и передней рейкам, соответственно по черной и красной сторонам.

Это функция вида

$$y = k(x_1 \pm x_2 \pm \dots),$$

а согласно теории погрешностей средняя квадратическая погрешность такой функции выражается формулой:

$$m_y^2 = k^2(m_{x_1}^2 + m_{x_2}^2 + m_{x_3}^2 + \dots).$$

Применительно к выражению (9.7) можно записать

$$m_h^2 = \frac{1}{4}(m_{ч}^2 + m_{к}^2 + m_{ч}^2 + m_{к}^2),$$

где m_h – средняя квадратическая погрешность среднего превышения;

$m_{ч}=m_{к}=m_{ч}=m_{к}=m_0$ – средние квадратические погрешности в отсчитывании по рейкам, следовательно $m_h = \pm m_0$, т.е. средняя квадратическая погрешность среднего превышения равна погрешности отсчитывания по рейке.

На погрешность отсчета по рейке влияют следующие основные источники:

1) m_{τ}° – погрешность из-за неточного приведения визирной оси в горизонтальное положение. Эта погрешность зависит от чувствительности уровня, которая в свою очередь зависит от цены деления уровня τ .

$$m_{\tau}^{\circ} = \pm 0.15\tau''$$

Из треугольника оаа₁ (рис. 9.4) можно записать

$$m_{\tau}^{\circ} = S \cdot \operatorname{tg} m_{\tau}^{\circ} \text{ или}$$

$$m_{\tau}^{\circ} = S \cdot \frac{m_{\tau}^{\circ}}{\rho}, \quad (9.8)$$

где S – расстояние от нивелира до рейки;

$\rho'' = 206265''$ – радиан в секундах.

При S=100м, $\tau''=10''$, получаем

$$m_{\tau}^{\circ} = \pm \frac{100000\text{мм} \cdot 0,15 \cdot 10''}{206265''} \approx \pm 0.7\text{мм}.$$

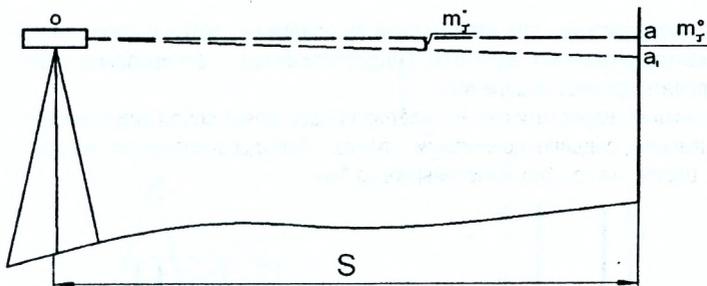


Рис. 9.4. Погрешность в отсчёте по рейке из-за чувствительности уровня

2) m_v^0 - погрешность вызвана неточностью отсчета из-за увеличения зрительной трубы.

Две точки можно различить невооружённым глазом отдельно, если угол, под которым они видны, не менее критического угла зрения (ϵ). Этот угол зависит от остроты зрения и считается нормальным, если $\epsilon=60''$.

При визировании с помощью зрительной трубы критический угол уменьшается пропорционально увеличению зрительной трубы (ν).

Следовательно

$$m_v^0 = \pm \frac{\epsilon}{\nu} = \pm \frac{60''}{\nu}$$

Рассуждая, как и в предыдущем случае, получим

$$m_v^0 = S \cdot \frac{60''}{\nu} \quad (9.9)$$

При $S=100\text{м}$ и $\nu=30\text{x}$, получим

$$m_v^0 = \pm 2'', \text{ а } m_v^0 = \pm \frac{100000\text{мм} \cdot m_v^0}{206265''} = \pm 1,0 \text{ мм.}$$

Общая погрешность отсчета по рейке выразится формулой:

$$m_0 = m_h = \pm \sqrt{(m_r^0)^2 + (m_v^0)^2} \quad (9.10)$$

или, при тех же условиях,

$$m_h = \pm \sqrt{0,49 + 1} = \pm 1,2 \text{ мм}$$

Существуют и другие погрешности, такие как наклон нивелирных реек, погрешность из-за непараллельности визирной оси и оси уровня, оседание штатива, погрешность рефракции и т.д. Поэтому считается, что при техническом нивелировании средняя квадратическая погрешность определения превышения на станции $m_h = \pm 2 \text{ мм}$, а предельная $\pm 5 \text{ мм}$.

9.6. Сущность гидростатического нивелирования

Гидростатическое нивелирование основано на законе сообщающихся сосудов, где жидкость всегда находится на одном уровне, позволяющем определять превышение между точками, на которых установлены сосуды. Оно широко используется в инженерной геодезии при прокладке подземных коммуникаций, установке и монтаже технологи-

ческого оборудования, для наблюдений за осадками плотин и стен тоннелей, мостов, фундаментов различных агрегатов. Гидростатическое нивелирование позволяет автоматизировать процесс измерений.

Простейший гидростатический нивелир представляет собой два измерительных сосуда со шкалами, соединённые гибким шлангом. Сосуды заполняются подкрашенной жидкостью. Шкалы на сосудах нанесены через 1мм.

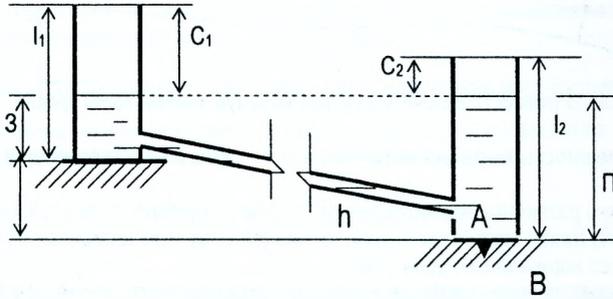


Рис. 9.5. Гидростатическое нивелирование

При измерении превышений устанавливаются сосуды в определяемых точках А и В, берутся отсчёты C_1 и C_2 по шкалам сосудов. Обозначив высоты сосудов соответственно через l_1 и l_2 , получим:

$$h = 3 - \Pi = (l_1 - C_1) - (l_2 - C_2) = (C_2 - C_1) - (l_2 - l_1). \quad (9.11)$$

Для любого гидростатического нивелира разность $l_2 - l_1$ является постоянной величиной; эту величину называют местом нуля и обозначают через MO . Тогда

$$h = C_2 - C_1 - MO. \quad (9.12)$$

9.7. Тригонометрическое нивелирование

Для определения превышения между точками А и В (рис. 9.6) над точкой А устанавливают теодолит, приводят его в рабочее положение, измеряют высоту инструмента i – расстояние по отвесной линии от точки А до оси вращения трубы теодолита (помечена чёрной точкой на кремальере). В точке В устанавливают нивелирную рейку. Нитяным дальномером измеряют наклонное расстояние D от теодолита до рейки. С помощью вертикального круга теодолита измеряют угол наклона ν . Отсчитывают расстояние u от пятки рейки до точки визирования, которое называется *высотой визирования*.

Из рисунка 9.6
$$h + u = h' + i \quad (9.13)$$

или
$$h = h' + i - u. \quad (9.14)$$

При известном горизонтальном расстоянии d получим $h' = d \operatorname{tg} \nu$ или с учётом (8.9)

$$h' = \frac{D}{2} \cdot \sin 2\nu.$$

Таким образом

$$h = \frac{D}{2} \sin 2\nu + i - u. \quad (9.15)$$

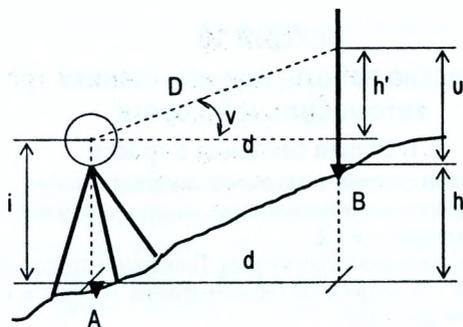


Рис. 9.6. Тригонометрическое нивелирование

Вопросы и задачи для самостоятельной работы

1. Какие существуют методы нивелирования?
2. В чём сущность гидростатического нивелирования?
3. Как вычисляют превышения при нивелировании способами «из середины» и «вперёд»?
4. Что называется горизонтом инструмента?
5. Что называется высотой инструмента?
6. Отметка точки P равна $H_P=26,397$ м. Отсчёты по рейке, установленной на точке P, равны: по чёрной стороне рейки 1307 мм; по красной стороне рейки 6092 мм. Определить горизонт инструмента.
7. Какие принадлежности и приборы требуются для выполнения геометрического нивелирования?
8. Чему равна средняя квадратическая погрешность определения превышения нивелирного хода длиной 1 км нивелиром Н-3К?
9. Отсчёты по рейке равны: по красной стороне рейки 6409. По чёрной стороне рейки 1724. Чему равна разность нулей пятки рейки?
10. Какие основные погрешности возникают при геометрическом нивелировании?
11. Как вычисляют превышение при тригонометрическом нивелировании?
12. Что такое высота наведения?

ЛЕКЦИЯ 10

Геодезические работы при изысканиях трассы автомобильной дороги

10.1. Общие сведения о трассе

Линейным сооружением считают сооружение, имеющее малую площадь и значительную протяжённость (дорожные коммуникации, каналы, наземные и подземные трубопроводы, линии электропередач и т.д.).

Трассой называют ось линейного сооружения. Положение трассы на местности характеризуется её планом - проекцией на горизонтальную плоскость и её продольным профилем – вертикальным разрезом.

Каждое линейное сооружение в каждом отдельном случае имеет свою специфику геодезических работ. Однако наиболее полной по объёму и одновременно типичной является программа геодезических работ применительно к дорожным сооружениям. В плане трасса автомобильной дороги состоит из прямых отрезков разного направления, которые сопрягаются между собой горизонтальными кривыми постоянного или переменного радиусов. Эти кривые называют **круговыми кривыми**.

В продольном профиле трасса также состоит из прямых линий различного уклона, которые сопрягаются **вертикальными кривыми**.

Комплекс работ по выбору на местности оптимального варианта трассы, отвечающего всем требованиям технических условий, называется **трассированием**.

Угол отклонения трассы от своего прямолинейного направления называется **углом поворота трассы** (углы $\varphi_1, \varphi_2, \varphi_3$ рис. 10.1).

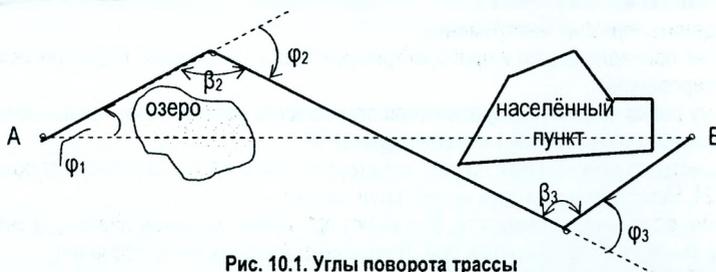


Рис. 10.1. Углы поворота трассы

Угол поворота трассы оказывает существенное влияние на удлинение трассы. Радиусы кривых R и уклоны участков задаются проектом в зависимости от категории автомобильной дороги. Можно назвать следующий состав геодезических работ при проектировании:

1. Составление проекта (камеральное трассирование);
2. Вынос проекта трассы в натуру и закрепление углов поворотов;
3. Проложение магистрального (теодолитного) хода по трассе;
4. Разбивка пикетажа вдоль трассы;
5. Техническое нивелирование вдоль трассы;
6. Составление продольного профиля и поперечников и проекта трассы.

В процессе камерального трассирования по картам или аэрофотоснимкам намечают оптимальный вариант, который в последующем выносят на местность, и определяют координаты всех углов поворота, начала и конца трассы, для чего прокладывают магистральный ход с измерением всех прямых участков и горизонтальных углов между прямыми линиями.

По измеренным горизонтальным углам (рис. 10.1) вычисляют углы поворота трассы по формулам .

$$\begin{aligned} \varphi_2 &= 180^\circ - \beta_2 \\ \varphi_3 &= \beta_3 - 180^\circ \end{aligned} \quad (10.1)$$

10.2. Разбивка пикетажа и поперечников

При разбивке пикетажа по трассе между началом и концом фиксируют и закрепляют на местности 100-метровые отрезки, которые называют **пикетами**. Номер пикета обозначает количество сотен метров от начала трассы. При этом нулевой пикет (ПК0) совмещают с началом трассы. Разбивку пикетажа производят стальной лентой или рулеткой. Если трасса проходит по наклонной местности, то следует учитывать поправку за наклон линии к горизонту. Точки перегиба рельефа, пересечения с трассой границ угодий, линий ЛЭП и т.д. также закрепляют. Такие точки называют **плюсовыми**. Каждая точка обозначается присоединением к номеру ближайшего младшего пикета величины расстояния до него, например ПК1+ 25 (рис. 10.2).

В местах, где поперечный уклон более 20‰, разбивают **поперечники**. Длина поперечников зависит от ширины сооружения. При разбивке поперечников закрепляют кольями его концы, точки пересечения с трассой, а также все точки перегиба рельефа. Начало поперечника обозначают также как плюсовую точку.

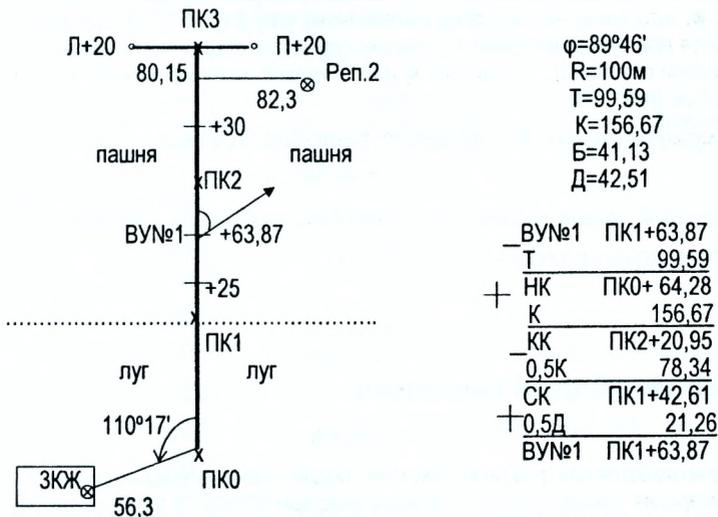
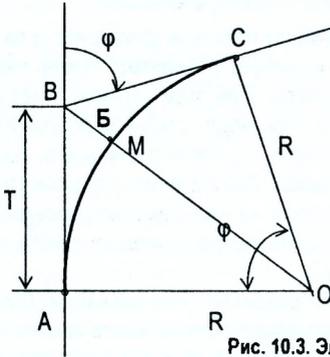


Рис. 10.2. Пикетажный журнал

Одновременно с разбивкой пикетажа ведут **пикетажный журнал** (рис. 10.2). В пикетажный журнал заносят результаты угловых и линейных измерений, номера точек, расчеты пикетажных значений главных точек круговых кривых, а также составляется абрис съёмки полосы участка местности вдоль оси трассы. Ось трассы в пикетажном журнале показывается условно в виде прямой линии, а углы поворота трассы показываются стрелками (рис. 10.2).

10.3. Элементы круговой кривой

Пикетаж разбивают до вершины угла (ВУ) поворота трассы. Так как счёт пикетажа ведётся по кривой, а пикетаж разбивают по ломаной линии, поэтому, подойдя к вершине угла (ВУ), которому присваивается плюсовая точка (ПК1+ 63,87, рис. 10.3), находят элементы круговой кривой.



Точки А, М, С являются главными точками круговой кривой и называются:
начало кривой (НК);
середина кривой (СК);
конец кривой (КК).

Рис. 10.3. Элементы круговой кривой

Часть трассы, проходящей по дуге постоянного радиуса, называется **круговой кривой**. Угол φ , который вычисляется по измеренному углу β (рис. 10.1), и радиус R , который задаётся при проектировании в зависимости от категории автомобильной дороги, служат основой остальных элементов круговой кривой, которые определяются из треугольника АОВ (рис 10.3).

Длина касательных АВ и ВС называется **тангенсом (Т)** кривой

$$T = R \operatorname{tg} \frac{\varphi}{2} \quad (10.2)$$

Длина круговой кривой, выражающая длину АМС, называется – **кривая (К)**. Поскольку справедлива пропорция $\frac{K}{2\pi R} = \frac{\varphi}{360}$, то

$$K = \pi R \frac{\varphi}{180} \quad (10.3)$$

Домер (Д) круговой кривой равен разности

$$D = 2T - K \quad (10.4)$$

Домер учитывается при разбивке пикетажа после поворота трассы, поскольку линейные измерения производятся по прямым участкам трассы, а вычисление расстояний по трассе должно вестись с учётом кривых.

Биссектриса (Б)- длина отрезка ВМ от вершины угла до середины кривой

$$B = OB - OM = \frac{R}{\cos \frac{\varphi}{2}} - R = R \left(\sec \frac{\varphi}{2} - 1 \right) = \frac{2R \sin^2 \frac{\varphi}{4}}{\cos \frac{\varphi}{2}} \quad (10.5)$$

Пример 10.1. Радиус круговой кривой равен $R=100\text{м}$. Угол поворота равен $\varphi=89^{\circ}46'$. Определить значения основных элементов круговой кривой.

Значение T вычисляется по формуле (10.2)

$$T = R \operatorname{tg} \frac{\varphi}{2} = 100 \operatorname{tg} \frac{89^{\circ}46'}{2} = 100 \cdot 0,995936 = 99,59\text{м}.$$

Значение K вычисляется по формуле (10.3)

$$K = \pi R \frac{\varphi}{180} = 3,14159 \cdot 100 \cdot \frac{89^{\circ}46'}{180} = 3,14159 \cdot 100 \cdot \frac{89,77'}{180} = 156,67\text{м}.$$

Значение D вычисляется по формуле (10.4)

$$D = 2T - K = 2 \cdot 99,59 - 156,67 = 42,51\text{м}.$$

Значение B вычисляется по формуле (10.5)

$$B = R \cdot \left(\sec \frac{\varphi}{2} - 1 \right) = R \cdot \left(\sec \frac{89^{\circ}46'}{2} - 1 \right) = 100 \cdot (1,411343 - 1) = 41,13\text{ м}.$$

Главные точки круговой кривой- точки начала (НК), конца (КК) и середины (СК) кривой – являются опорными для определения на местности контура кривой. Пикетажные значения главных точек кривой вычисляются по формулам:

$$\left. \begin{aligned} \text{ПК НК} &= \text{ПК ВУ} - T \\ \text{ПК КК} &= \text{ПК НК} + K \\ \text{ПК СК} &= \text{ПК КК} - \frac{K}{2} \end{aligned} \right\}, \quad (10.6)$$

где ПК ВУ – пикетажное значение вершины угла поворота трассы.

Контроль вычислений осуществляется по формуле:

$$\text{ПК ВУ} = \text{ПК СК} + \frac{D}{2}; \quad (10.7)$$

Пример 10.2. Вершина угла поворота трассы имеет пикетажное значение $\text{ПК}1+63,87$. Угол поворота равен $\varphi=89^{\circ}46'$. Радиус круговой кривой равен $R=100\text{м}$. Значения основных элементов круговой кривой вычислены в примере 10.1. Определить пикетажные значения главных точек круговой кривой.

– ВУ№1	ПК1+63,87
– T	99,59
– НК	ПК0+ 64,28
+ K	156,67
– КК	ПК2+20,95
– 0,5 K	78,34
+ СК	ПК1+42,61
– 0,5 D	21,26
ВУ№1	ПК1+ 63,87

При обозначении на местности начала (НК) и конца (КК) кривой откладывают расстояния 64,28 м от ПК0 и 20,95 м от ПК2.

Значения T , K , D , B вычисляются по формулам (10.2) – (10.5) или находятся по специальным таблицам [10].

После вершины угла продолжают разбивку пикетажа. При этом из промера исключают длину домера D . Для этого после угла поворота трассы вдоль нового направления сменяют пикетаж на величину домера (переносят вперед вершину угла на величину домера).

В процессе измерения линий, углов поворота и разбивки пикетажа выполняют съёмку ситуации в полосе 40-50 м для составления плана в масштабах 1:1000-1:5000.

10.4. Нивелирование трассы. Обработка результатов технического нивелирования

Для определения высот всех закреплённых точек трассы (углов поворота, пикетов, плюсовых точек, точек на поперечниках) по ним прокладывают нивелирный ход. Ход должен быть привязан к высотным пунктам государственной геодезической сети через 7-15 км.

Для нивелирования используют технические и точные нивелиры. Нивелирование выполняется способом «из середины». Нормальным расстоянием от нивелира до реек считается 100-150 м. При неблагоприятных условиях это расстояние сокращается до 50 м.

Превышения в ходе измеряют по программе технического нивелирования (раздел 9.4). После отсчётов на связующие точки и вычислений превышений, задний реечник последовательно устанавливает рейку на всех промежуточных точках, а нивелировщик берёт отсчёты по черной стороне рейки. Результаты записывают в специальный журнал технического нивелирования (таблица 10.1).

В качестве связующих точек могут быть пикеты или другие закреплённые точки. Километровые пикеты, углы поворота трассы и временные реперы нивелируются обязательно как связующие.

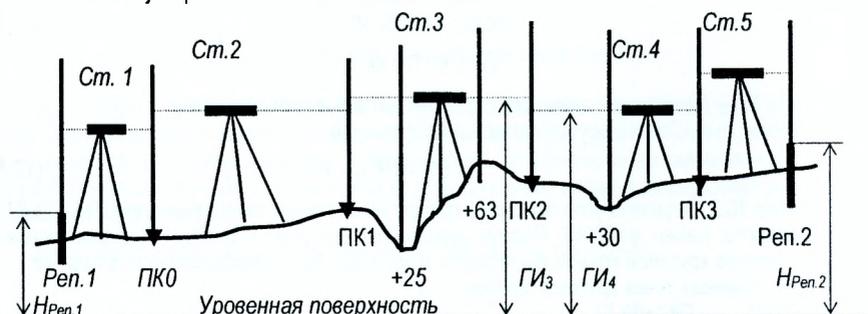


Рис. 10.4. Последовательное продольное нивелирование

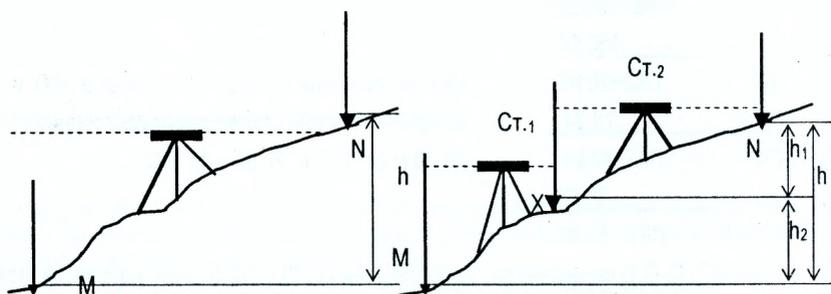


Рис. 10.5. Нивелирование крутых склонов (иксовые точки)

При нивелировании крутых скатов определяемое превышение может оказаться больше длины рейки. В этом случае назначаются дополнительные связующие точки, называемые **иксовыми** (рис. 10.5). **Иксовые** точки служат для передачи отметки с задней точки на переднюю и не заносятся в пикетажный журнал.

Искомое превышение равно $h = h_1 + h_2$ (рис.10.5).

Результаты полевых измерений заносят в графы 1-5 «Журнала технического нивелирования» (таблица 10.1), вычисляют в полевых условиях «вычисленные» и «средние» превышения, которые записывают в графы 6 и 7.

Таблица 10.1 Журнал технического нивелирования

№ станций	№ точек	Отсчёты по рейке, мм			Превышения, мм			Горизонт инструмента ГИ, м	Отметки Н, м
		Задний	Передний	Промежуточный	Вычисленные	Средние	Исправленные		
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
1	РЕП.1	2493(1)							151,215
		7277(4)							
		4784(5)			+1509(7)	-3			
	ПК0		0984(2)			+1512(8)	+1510(9)	+1507	
			5765(3)						152,722
			4781(6)						
2	ПК0	1573	0691		+882	-2		152,722	
		6358	5474		+884	+883	+881		
	ПК1	4785	4783					153,603	
3	ПК1	0870	1835		-965	-3		153,603	
		5652	6619		-967	-966	-969		
	ПК2 +25 +63	4782	4784					152,634	
				2773				154,473	151,700
4	ПК2			1213				153,260	
		2813	1562		+1251	-2		152,634	
		7596	6342		+1254	+1252	+1250		
	ПК3 +30	4783	4780						153,884
				3116				155,447	152,331
	П+20 Л+20			1417					154,030
			1763					153,684	
5	ПК3	1916	2113		-197	-3		153,884	
		6701	6896		-195	-196	-199		
	РЕП.2	4785	4783					153,685	
Постраничный контроль		ΣЗ	ΣП		Σ _{выч.}	Σ _{ср.}			
		43249	38281		+4968	+2483			
		ΣЗ - ΣП = +4968							

$$\Sigma З - \Sigma П = \Sigma h_{\text{выч}} \approx 2 * \Sigma h_{\text{ср.}}$$

$$+4968 = +4968 \approx 2 * (+2483)$$

$$f_h = \Sigma h_{\text{ср.}} - \Sigma h_{\text{Г}} = 2483 - 2470 = +13 \text{ мм.}$$

$$\Sigma h_{\text{Г}} = 153,685 - 151,215 = 2,470 \text{ м} = 2470 \text{ мм.}$$

$$f_{h, \text{доп}} = \pm 10 \sqrt{n} = \pm 10 \sqrt{5} = \pm 22 \text{ мм.}$$

$$f_h < f_{h, \text{доп}}$$

Обработку результатов нивелирования трассы начинают с постраничного контроля, который служит для исключения грубых ошибок при вычислениях превышений. При постраничном контроле на каждой странице находят сумму всех задних отсчетов ΣZ , сумму передних отсчетов $\Sigma П$, сумму вычисленных превышений $\Sigma h_{\text{выч}}$ и сумму средних превышений $\Sigma h_{\text{ср}}$ и проверяют

$$\Sigma Z - \Sigma П = \Sigma h_{\text{выч}} \approx 2 \Sigma h_{\text{ср}} \quad (10.8)$$

В нашем примере (Таблица 10.1) $\Sigma Z - \Sigma П = 43249 - 38281 = +4968$;

$$\Sigma h_{\text{выч}} = +4968;$$

$$\Sigma h_{\text{ср}} = +2483;$$

$$2 \Sigma h_{\text{ср}} = +2 \cdot 2483 = +4966.$$

Последние значения могут отличаться на 2-3 мм от первых двух за счет округления.

Далее находят теоретическую сумму превышений

$$\Sigma h_{\text{т}} = H_{\text{к}} - H_{\text{н}} \quad (10.9)$$

и определяют невязку в превышениях по формуле:

$$f_{\text{н}} = \Sigma h_{\text{ср}} - \Sigma h_{\text{т}} \quad (10.10)$$

где $\Sigma h_{\text{ср}}$ - сумма средних превышений;

$\Sigma h_{\text{т}}$ - теоретическая сумма превышений;

$H_{\text{к}}$ - отметка конечного репера;

$H_{\text{н}}$ - отметка начального репера.

В примере $\Sigma h_{\text{т}} = H_{\text{к}} - H_{\text{н}} = 153,685 - 151,215 = 2,470 \text{ м} = 2470 \text{ мм}$.

$f_{\text{н}} = \Sigma h_{\text{ср}} - \Sigma h_{\text{т}} = 2483 - 2470 = +13 \text{ мм}$.

Допустимая невязка определяется по формулам:

$$f_{\text{н доп}} = \pm 50 \sqrt{L}, \quad (\text{для равнинной местности}), \quad (10.11)$$

где L - длина хода, выраженная в километрах, и

$$f_{\text{н доп}} = \pm 10 \sqrt{n}, \quad (\text{для холмистой местности}), \quad (10.12)$$

где: n - количество станций.

В примере $f_{\text{н доп}} = \pm 10 \sqrt{5} = \pm 22 \text{ мм}$.

Если $f_{\text{н}} \leq f_{\text{н доп}}$ по абсолютной величине, то выполняется уравнивание (исправление) превышений. Невязку распределяют с обратным знаком в виде поправок поровну во все средние превышения, округляя поправки до целых миллиметров. Если распределить поправки поровну во все превышения не удаётся, то большие по абсолютной величине поправки вводят в превышения, полученные на станциях в середине хода. Сумма поправок должна быть строго равна невязке с обратным знаком. Контролем правильности уравнивания превышений является выполнение равенства

$$\Sigma h_{\text{испр}} = \Sigma h_{\text{т}} \quad (10.13)$$

Для получения исправленных (уравненных) превышений к средним превышениям прибавляют поправки с учётом знаков.

По заданной отметке начального репера вычисляют отметки всех связующих точек по правилу: отметка последующей точки равна отметке предыдущей точки плюс исправленное превышение между ними.

Например $H_{\text{ПК0}} = H_{\text{реп.1}} + h_{\text{испр}} = 151,215 + 1,507 = 152,722$;

$H_{\text{ПК1}} = H_{\text{ПК0}} + h_{\text{испр}} = 152,722 + 0,881 = 153,603$.

Следует помнить, что отметки выражают в метрах, а превышения получают в миллиметрах, поэтому при вычислении отметок превышения необходимо выражать в метрах. В конце вычислений должны получить точно отметку конечного репера.

После вычисления отметок связующих точек вычисляются отметки промежуточных точек, которые вычисляют через горизонт инструмента (ГИ). **Горизонтом инструмента называют высоту визирной оси над уровнем поверхности или ее отметку.** Горизонт инструмента равен отметке точки плюс отсчет по черной стороне рейки, установленной на этой точке.

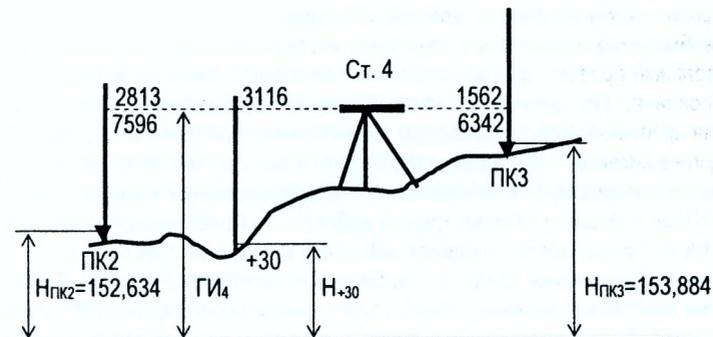


Рис. 10.6. Определение отметки промежуточной точки через горизонт инструмента

Горизонт инструмента станции 4 равен (Рис. 10.6) $ГИ_4 = 152,634 + 2,813 = 155,447$;
или $ГИ_4 = 153,884 + 1,562 = 155,446$.

Отметка промежуточной точки $ПК2+30$ равна $H_{+30} = 155,447 - 3,116 = 152,331$.

В характерных точках местности, прилегающей к оси трассы, разбивают и нивелируют так называемые поперечники. Точки поперечников нивелируют так же, как обычные промежуточные точки. В примере поперечник разбит на $ПК3$ и пронивелирован со станции 4. Перпендикулярно оси нивелирного хода на $ПК3$ была разбита линия, на которой намечены точки, расстояние до которых измерено при помощи рулетки ($П+20$, $Л+20$).

Отметки точек равны $H_{П+20} = 155,447 - 1,417 = 154,030$; $H_{Л+20} = 155,447 - 1,763 = 153,684$.

Вопросы и задачи для самостоятельной работы

1. Что называется трассой?
2. Какие точки являются главными точками круговой кривой?
3. Назовите основные элементы круговой кривой.
4. Что называется тангенсом, кривой, домером и биссектрисой круговой кривой?
5. Как учитывается величина домера при разбивке пикетажа?
6. Как вычислить пикетажные значения главных точек круговой кривой?
7. Как определяют невязку в превышениях нивелирного хода?
8. Как вычисляют горизонт инструмента?
9. Как вычисляют отметки связующих и промежуточных точек?

ЛЕКЦИЯ 11

Построение профиля трассы. Восстановление и закрепление трассы. Детальная разбивка кривых

11.1. Построение продольного профиля трассы

Профиль трассы необходим для проектирования автомобильной дороги с соблюдением необходимых параметров в зависимости от категории автомобильной дороги.

Продольный профиль строят по данным пикетажной книжки и журнала технического нивелирования. Построение выполняют вначале карандашом. Работу начинают с построения профильной сетки (боковика) на миллиметровой бумаге. Образец профильной сетки дан на рисунке 11.2. Размеры граф даны в мм. При составлении профиля другого сооружения профильную сетку изменяют. Так, для подземных коммуникаций исключают графы «План трассы» и «Километры», а добавляют «Проектные отметки лотков труб», «Проектные отметки люков колодцев», «Диаметр и материал труб» и т. д.

Данные для заполнения граф 1 и 6 выбирают из пикетажного журнала. В соответствии с расчётами пикетажных значений главных точек кривых начало кривой (НК) и конец кривой (КК) наносят в графе 6 по центру. Над прямолинейными участками трассы подписывают горизонтальные расстояния, под ними – их ориентирные направления. В местах закруглений выписывают элементы кривой (φ , R, T, K, Д, Б). В графе 6 подписывают номера пикетов.

Посередине графы 1 проводят прямую линию (ось трассы), на которой отмечают стрелками вершины углов поворота, а также наносят всю ситуацию вдоль трассы согласно сведениям пикетажной книжки.

Заполняют графу 5 „Расстояния“, откладывая в ней горизонтальные расстояния в заданном масштабе. Плановое положение всех пикетов и плюсовых точек фиксируют в этой графе вертикальными отрезками. Сумма всех расстояний в пределах одного пикета должна равняться 100 м. Например (рис. 11.2), между пикетами ПК1 и ПК2 $25+38+37=100$ м.

Заполняют графу 4 „Отметки поверхности земли“, выписывая в неё из журнала технического нивелирования отметки точек с округлением до сотых долей метра.

По отметкам поверхности земли строят чёрную линию профиля, откладывая высоты точек в масштабе M_B вверх от линии условного горизонта (на перпендикулярах к линии условного горизонта).

После построения профиля трассы приступают к нанесению проектной линии, которую строят с соблюдением следующих требований:

- 1 Проектный уклон $i_{пр}$ не должен превышать допустимого значения $i_{доп}$ для данного сооружения, т.е. $i_{пр} \leq i_{доп}$. Допустимый уклон задаётся проектом в зависимости от класса автомобильной дороги;
- 2 Объём земляных работ должен быть минимальным, т.е. сумма объёмов земляных работ по выемке должна примерно равняться сумме объёмов по насыпи (баланс земляных работ).

Начальной проектной отметкой (ПК0), как правило, является отметка примыкания трассы к существующей дороге, а конечной – отметка планировочной поверхности на объекте, к которому дорога подходит.

Проектный профиль строят методом последовательных приближений. Для этого на отдельных участках проводят прямую, соблюдая второе условие. Высоты начала (H_n) и конца (H_k) прямых линий определяют по профилю и подсчитывают уклон по формуле:

$$i_{\text{пр}} = \frac{H_k - H_n}{d}, \quad (11.1)$$

где d – горизонтальное расстояние между началом и концом линии, определяется по графе 5. Если $i_{\text{пр}} \leq i_{\text{доп}}$, то линию оставляют, в противном случае изменяют положение линии за счёт увеличения объёмов земляных работ. После уточнения положения проектной линии приступают к заполнению граф 2 и 3. В местах перелома проектного уклона в графе 2 проводят ординаты, разделяющие отрезки с различным уклоном.

Внутри графы проводят линию, показывающую направление уклона. Выше этой линии подписывают значение уклона на данном участке, а под линией длину участка. В графу 3 выписывают проектные отметки всех точек, которые нивелировались. Проектные отметки находят по формуле

$$H_{\text{посл}} = H_{\text{пред}} + i_{\text{пр}} \cdot d, \quad (11.2)$$

где $H_{\text{пред}}$ – исходная отметка;

$H_{\text{посл}}$ – вычисляемая отметка;

$i_{\text{пр}}$ – проектный уклон;

d – расстояние между точками.

В примере $H_{\text{пк1}+63} = 152,92 + 0,0022 \cdot 163 = 153,28$ м;

$H_{\text{пк3}} = 153,28 + (-0,0017) \cdot 137 = 153,05$ м.

На всех пикетах и плюсовых точках профиля вычисляют рабочие отметки (высоты насыпей и глубины выемок)

$$h_p = H_{\text{пр}} - H. \quad (11.3)$$

На выемках рабочие отметки записывают под красной (проектной) линией, а на насыпях – над ней. Над точками пересечения линии профиля поверхности земли с проектной (красной) линией, называемыми **точками нулевых работ**, записывают рабочие отметки 0.00.

Из точки нулевых работ опускают перпендикуляр на линию условного горизонта и вычисляют горизонтальные расстояния (X и Y) до этой точки от ближайших пикетов.

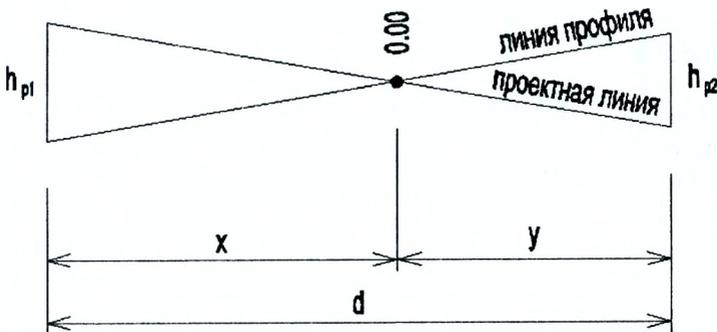


Рис. 11.1. Вычисление расстояния от точки нулевых работ до ближайших пикетов

$$x = \frac{h_{p1}}{h_{p1} + h_{p2}} \cdot d; \quad y = \frac{h_{p2}}{h_{p1} + h_{p2}} \cdot d, \quad (11.4)$$

где x, y - горизонтальные расстояния до точки нулевых работ от ближайших к ней пикетов (слева и справа);

h_{p1}, h_{p2} - рабочие отметки. В формулы (11.4) рабочие отметки ставят по абсолютной величине;

d - горизонтальное расстояние.

Вычисление расстояний x и y контролируется соблюдением равенства $x+y=d$.

Точки нулевых работ, отметки точек нулевых работ изображаются синим цветом. В окончательном виде продольный профиль вычерчивается в туши или гелевыми ручками, при этом элементы, характеризующие существующую поверхность, и профильная сетка вычерчиваются чёрным цветом; проектная линия, проектные отметки, рабочие отметки, уклоны и расстояния оформляются красным цветом.

Пример 11.1 На продольном профиле (рис. 11.2) вычислить расстояния от точки нулевых работ до ПК0 и ПК1. Рабочие отметки приведены на профиле.

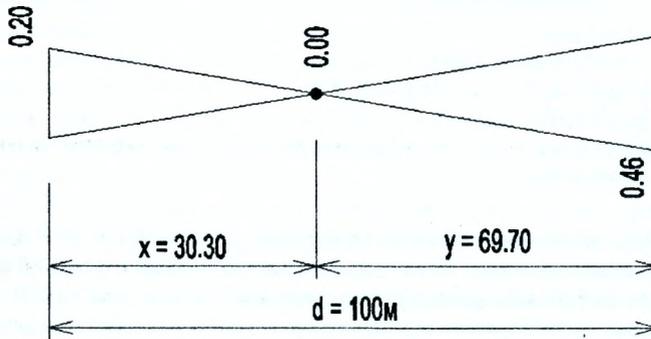


Рис. 11.3. Схема к примеру 11.1

$$X = \frac{0,20}{0,20 + 0,46} \cdot 100 = 30,30 \text{ м};$$

$$Y = \frac{0,46}{0,20 + 0,46} \cdot 100 = 69,70 \text{ м};$$

Контроль

$$d = x + y = 30,30 + 69,70 = 100 \text{ м}.$$

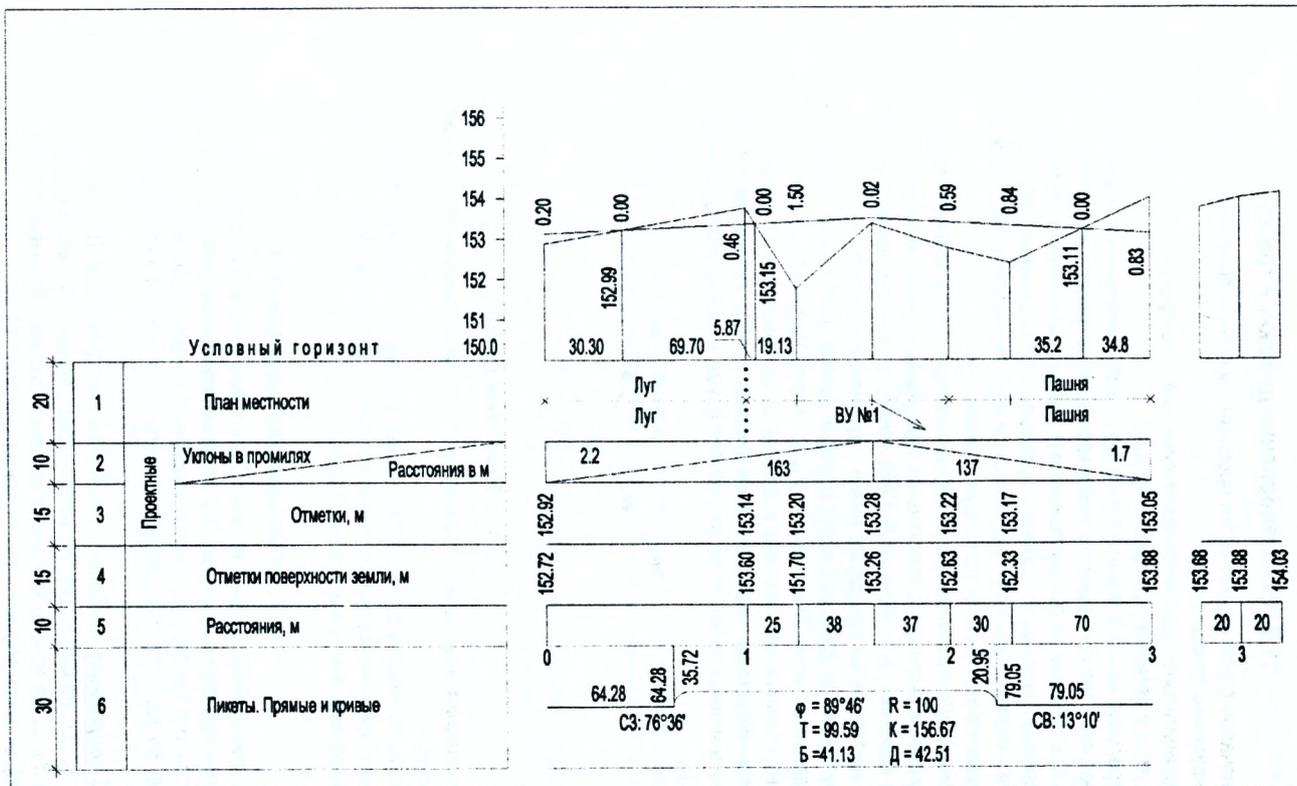


Рис. 11.3. Продольный профиль и поперечник на ПК 3

11.2. Восстановление дорожной трассы

Перед началом строительных работ проводят восстановление трассы. В состав работ по восстановлению трассы входят:

- 1) инструментальное восстановление пикетажа с контрольными промерами прямых отрезков, углов и детальной разбивкой кривых;
- 2) контрольное нивелирование по пикетажу с дополнительным сгущением реперов;
- 3) закрепление трассы с выносом знаков крепления за пределы зоны земляных работ.

При восстановлении за основу принимают трассу, выбранную в процессе её изысканий. Отдельные вершины отыскивают промерами от постоянных местных предметов. При утрате знаков крепления углов поворота и невозможности их восстановления от местных предметов этот участок трассируют заново.

Одновременно с восстановлением вершин измеряют углы поворота трассы и сравнивают полученные значения с проектными. При значительных отклонениях направление трассы не изменяют, а пересчитывают все элементы круговых кривых. После этого приступают к контрольному измерению линий с разбивкой пикетажа.

На закруглениях детально разбивают круговые кривые. Для кривых с радиусом $R > 500$ м разбивка делается через 20 м, а при $R < 500$ м – через 10 м.

После восстановления пикетажа и детальной разбивки кривых, трассу закрепляют. Знаки крепления устанавливают вне зоны земляных работ. Если вершина угла ВУ попадает в зону земляных работ, то её закрепляют двумя знаками на продолжении тангенсов (рис. 11.4.).

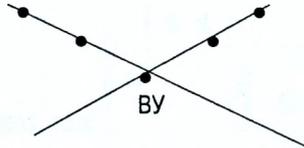


Рис. 11.4. Закрепление трассы

Знаки крепления окапывают и маркируют. Результаты записывают в журнал закрепления трассы.

В контрольное нивелирование включают все пикетные и плюсовые точки и всю сеть постоянных и временных реперов. Через каждые 2 - 4 км вдоль трассы закладывают временные реперы вне зоны земляных работ.

11.3. Детальная разбивка кривых

Начало кривой (НК), середину кривой (СК) и конец кривой (КК) закрепляют на местности по элементам круговой кривой. При детальной разбивке с некоторым шагом $l=20$ или 10 м. Используют три способа: способ координат, способ продолжения хорд и способ углов и хорд. Во всех способах разбивку выполняют от начала и конца кривой к середине кривой.

Способ координат наиболее точный и распространённый. В этом способе положение точек 1,2,3... на кривой определяется через равные дуги l координатами X_1 и Y_1 ; X_2 и Y_2 ; X_3 и Y_3 ; ... За начало координат условной системы принимают точку А – начало кривой (НК), а за ось абсцисс – линию тангенса Т (рис. 11.5).

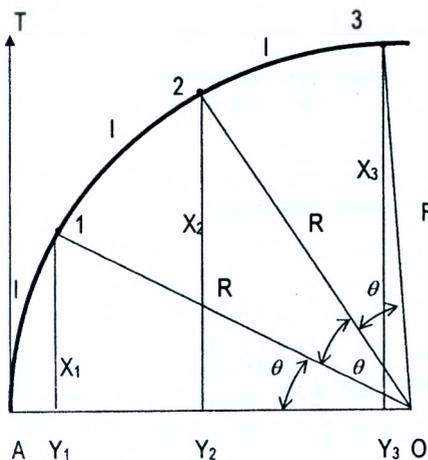


Рис. 11.5. Способ координат

Из прямоугольного треугольника A1O найдём:

$$\frac{x_1}{R} = \sin\theta$$

или $x_1 = R \cdot \sin\theta$; (11.5)

$$\frac{R - y_1}{R} = \cos\theta$$

R или $y_1 = 2 \cdot R \cdot \sin^2 \frac{\theta}{2}$; (11.6)

$$\left. \begin{aligned} x_2 &= R \cdot \sin^2 \theta \\ y_2 &= 2 \cdot R \cdot \sin^2 \theta \end{aligned} \right\} \quad (11.7)$$

и т.д.,

где $\theta = \left(\frac{l}{R}\right) \cdot \rho$;

R - радиус кривой;
ρ - значение радиана.

Для выноса точек на кривую необходимо отложить взаимно перпендикулярные отрезки X_i и Y_i ($i=1,2,3$ и т.д.).

Способ продолжения хорд. Задавшись интервалом l , считая это расстояние по хорде, разбивают точку 1 кривой способом прямоугольных координат (рис. 11.6).

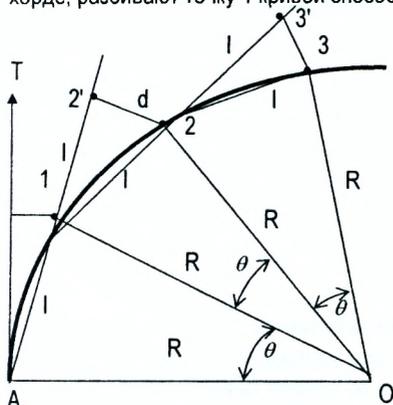


Рис. 11.6. Способ продолжения хорд

Затем в продолжении первой хорды откладывают отрезок l и закрепляют точку $2'$, которую смещают на величину d . Величину d можно найти из подобия треугольников $12'2$ и 102 .

$$\frac{d}{l} = \frac{l}{R}$$

или

$$d = \frac{l^2}{R}. \quad (11.8)$$

Способ углов и хорд. Он основан на том, что углы с вершиной в какой-нибудь точке A на окружности (рис. 11.7) образованные касательной и секущей и заключающие равные дуги, равны половине соответствующего центрального угла. Из (рис. 11.7) вид но,

что $\sin\left(\frac{\theta}{2}\right) = \frac{l}{2 \cdot R}$

T

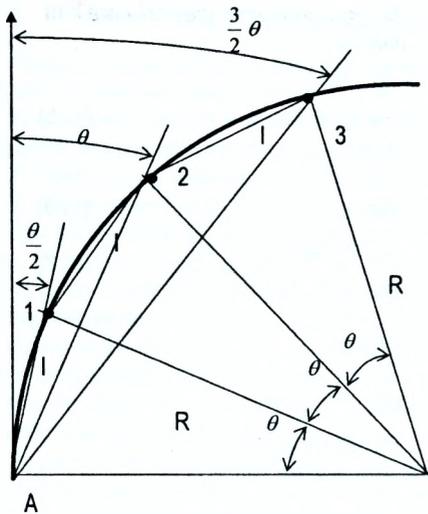


Рис. 11.7 Способ углов и хорд

$$\text{или } \frac{\theta}{2} = \arcsin\left(\frac{l}{2 \cdot R}\right) \cdot \rho \quad (11.9)$$

Теодолит устанавливают в точке А (НК) и от линии тангенса откладывают угол $\frac{\theta}{2}$ (рис. 11.7). Вдоль направления визирного луча от точки А откладывают длину хорды l и закрепляют точку 1. В этой точке закрепляют задний конец ленты, (рулетки), откладывают от линии тангенса угол θ и поворачивают мерный прибор вправо до тех пор, пока отсчёт с длиной l не попадёт в центр сетки нитей трубы теодолита. В этом месте фиксируют точку 2 и т.д. через каждые $\frac{\theta}{2}$. Способы углов и хорд используют в открытой местности.

11.4 Вынос пикета с тангенса на кривую

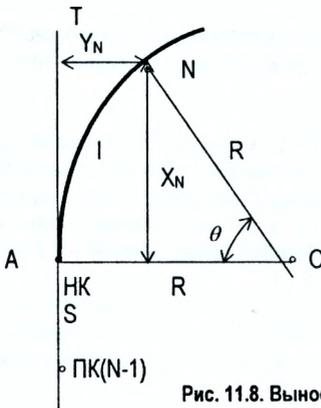


Рис. 11.8. Вынос пикета на кривую

Перед началом строительства на местности разбивают кривую, т.е. закрепляют точки НК, КК и СК. Для этого от вершины угла по линиям тангенсов откладывают длины тангенсов. А для закрепления середины кривой (СК) от линии тангенсов откладывают угол $\frac{(180 - \varphi)}{2}$ (где φ – угол поворота трассы) и в направлении визирной оси теодолита мерным прибором откладывают отрезок, равный биссектрисе. Помимо главных точек кривой, выносят все пикеты с линий тангенсов на кривую. Для этого определяют их условные прямоугольные координаты относительно начала или конца кривой.

Пусть на кривую радиусом R требуется вынести пикет под номером N , предыдущий пикет ($N-1$) находится на расстоянии S от начала кривой (рис. 11.8). По длине дуги $l=100\text{м}$ - S и радиусу R прямоугольные координаты пикета N вычисляются по формулам:

$$\left. \begin{aligned} x_N &= R \cdot \sin\theta \\ y_N &= R - R \cdot \cos\theta = 2 \cdot R \cdot \sin^2\left(\frac{\theta}{2}\right) \end{aligned} \right\} \quad (11.10)$$

где $\theta = \frac{l}{R} \cdot \rho$ (ρ – значение радиана)

Таким образом, как и в способе прямоугольных координат, для выноса пикета необходимо отложить от начала кривой (НК) взаимно перпендикулярные отрезки x_N и y_N . Пикеты, расположенные за вершиной угла выносятся от конца кривой.

Вопросы и задачи для самостоятельной работы

1. Укажите порядок нанесения проектной линии после построения чёрной линии профиля.
2. Как определяются проектные уклоны?
3. Как вычисляются проектные отметки?
4. Как вычисляются рабочие отметки?
5. Что такое точка нулевых работ?
6. Как на профиле определить отметку точки нулевых работ?
7. Как вычислить расстояния от точки нулевых работ до ближайших пикетов?
8. Перечислите способы детальной разбивки кривой.
9. В чём сущность способа прямоугольных координат, продолжения хорд и углов?
10. Как разбивают главные точки кривой на местности?

ЛЕКЦИЯ 12

Угловые измерения

12.1. Принцип измерения горизонтального угла

➤ Измерения углов выполняют для определения взаимного положения точек в пространстве. Пусть на местности имеем вершину угла точку O , точки A и B , образующие угол AOB (рис. 12.1).

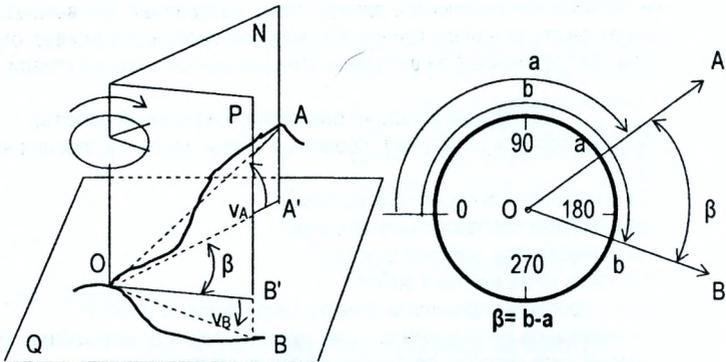


Рис. 12.1. Схема измерения углов на местности

На сторонах OA и OB построим вертикальные плоскости N и P , а через вершину угла O проведём горизонтальную плоскость Q . Для определения положения точек в плановом отношении измеряют горизонтальные углы. Горизонтальным углом называется двугранный угол β между отвесными плоскостями, проходящими через его стороны. Он определяется углом β между проекциями сторон OA и OB на горизонтальную плоскость Q , т.е. углом $A'O'B'$.

Для определения высот точек, превышений, уклонов и т.д. между ними измеряют вертикальные углы (углы наклона). Вертикальным углом называется угол между стороной угла и её проекцией на горизонтальную плоскость. На рисунке 12.1 вертикальный угол ν_A образован сторонами OA и OA' . Вертикальные углы отсчитываются от проекции к стороне. Если сторона угла расположена выше проекции, то угол будет положительным, если ниже – отрицательным. Вертикальные углы могут принимать значения в пределах от -90° до $+90^\circ$.

Для измерения горизонтального угла над его вершиной располагают градуированный круг (**лимб**). Центр круга совмещают с отвесной линией, проходящей через вершину угла O , а сам круг размещают в горизонтальной плоскости. Тогда угол β между радиусами Oa и Ob – сечениями круга вертикальными плоскостями N и P – будет равен горизонтальному углу между направлениями местности OA и OB . Если деления на лимбе оцифрованы по ходу часовой стрелки, а отсчёты обозначить через a и b , то горизонтальный угол вычислится как разность отсчётов $\beta = b - a$. Здесь под отсчётом по лимбу понимается угол, образованный нулём лимба и вертикальной плоскостью, проходящей через визирную ось зрительной трубы (коллимационная плоскость). Описанный принцип измерения углов на местности реализуется в угломерном приборе, называемом – **теодолит**.

12.2. Типы теодолитов

Теодолиты различают по точности измерения углов и конструктивным особенностям. Шифр теодолита содержит заглавную букву Т и цифры после буквы, которые соответствуют величине средней квадратической погрешности измерения угла в секундах одним приёмом в лабораторных условиях. Предусмотрено изготовление теодолитов: высокоточных – Т05, Т1, точных – Т2, Т5, технических – Т15, Т30, Т60. Характеристики некоторых теодолитов приведены в таблице 12.1.

Таблица 12.1 Технические характеристики теодолитов

Параметр	Тип теодолита					
	T1	T2	T5	T15	T30	T60
Средняя квадратическая погрешность измерения угла одним приёмом, угл. с; горизонтального	1	2	5	15	30	60
	1,5	3	12	25	45	-
Увеличение зрительной трубы, крат	30-40	25	25	25	18	15
Угол поля зрения, угл. градус	1	1,5	1,5	1,5	2	2
Наименьшее расстояние визирования, м	5	2	2	1,5	1,2	1
Кoeffициент дальномера	-	100	100	100	100	100
Масса теодолита, кг	11	5	4,5	3,5	2,5	2
комплекта в упаковке	16	9	8,5	6,6	3,5	3,5

Высокоточные теодолиты Т05, Т1 предназначены для измерения углов при развитии государственных геодезических сетей, построении специальных геодезических сетей, как основы для точных разбивочных работ, и изучения деформаций сооружений, а также при установке и монтаже оборудования угловыми методами.

Точные теодолиты Т2, Т5 предназначены для измерения горизонтальных и вертикальных углов в триангуляции и полигонометрии 3 и 4 классов, а также аналитических сетях 1 и 2 разрядов: они могут быть использованы также при строительстве сооружений, изучении их деформаций, монтаже машин и заводского оборудования.

Технические теодолиты Т15 и Т30 применяются для проложения теодолитных и тахеометрических ходов, выполнения плановых и высотных съёмок, при изыскательских работах. Цифра перед буквой Т обозначает номер модификации. Например, 2Т30 - 2-ая модель; 4Т30 - 4-ая модель и т.д. У теодолитов с прямым изображением зрительной трубы в конце ставится буква «П». Например, 4Т30П.

12.3. Приспособления для центрирования

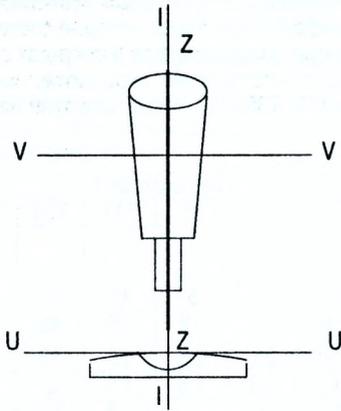
Установка центра лимба теодолита над вершиной измеряемого угла (*центрирование*) осуществляется при помощи **отвесов** или **оптических центриров**.

Простейшим приспособлением для центрирования является *нитьяной отвес*. Он состоит из гибкой нити (шнура), на конце которой закреплён груз. При центрировании нить отвеса прикрепляется к дужке станového винта (винта, которым теодолит крепится к штативу) и, перемещением подставки теодолита по головке штатива, добиваются того, чтобы заостренный конец груза установился над вершиной угла О.

Оптический центрир изготавливается как часть теодолита, встроенная в алидаду горизонтального круга, в поле зрения центрира видны изображения вершины угла точки О и круга сетки нитей. Передвигая подставку теодолита по головке штатива, добиваются совмещения круга сетки с изображением точки О.

Подробное описание устройства теодолита и его поверок приведено в разделе «Самостоятельная работа».

12.4. Поверки теодолита



I - I – ось вращения теодолита;
V - V – ось вращения зрительной трубы;
U - U – ось цилиндрического уровня;
Z - Z – визирная ось зрительной трубы.
(оси Z-Z и I-I на рис. 12.2 совпадают).

Рис. 12.2. Схема осей теодолита

Соблюдение основных требований, которым должен удовлетворять теодолит, проверяется выполнением следующих поверок.

1. Ось цилиндрического уровня должна быть перпендикулярна оси вращения теодолита ($UU \perp II$).
2. Одна из нитей сетки нитей должна быть параллельна, а другая перпендикулярна к оси вращения теодолита II.
3. Ось вращения зрительной трубы должна быть перпендикулярна к оси вращения теодолита ($VV \perp II$).
4. Визирная ось трубы должна быть перпендикулярна к оси вращения зрительной трубы ($ZZ \perp WV$). Невыполнение этого условия приводит к погрешности в отсчете по лимбу теодолита, которая называется коллимационной погрешностью С.
5. Место нуля вертикального круга должно быть близким к нулю. Отсчет по вертикальному кругу при горизонтальном положении визирной оси называется местом нуля (МО).

12.5. Измерение горизонтальных углов

К измерению горизонтальных углов приступают после выполнения поверок и юстировки теодолита. Работы выполняют в следующей последовательности.

- Установка теодолита в рабочее положение (центрирование и нивелирование);
- Измерение горизонтальных углов;
- Обработка журнала наблюдений и контроль измерений на станции.

Перед измерением горизонтального угла теодолит центрируют над точкой, приводят его в рабочее положение, а трубу устанавливают для наблюдений.

1. **Центрирование** - установка центра горизонтального круга над вершиной измеряемого угла, выполняется с помощью нитяного отвеса или оптического центрира перемещением ножек штатива с последующим передвижением прибора на головке штатива. Погрешность центрирования зависит от требуемой точности выполняемых работ и не должна превышать 1-5 мм при измерении горизонтальных углов.

2. **Нивелирование** - приведение плоскости лимба горизонтального круга в горизонтальное положение, т.е. установка вертикальной оси вращения теодолита в отвесное положение. Для

этого устанавливают цилиндрический уровень параллельно двум подъемным винтам и, вращая их в разные стороны, приводят пузырек уровня на середину (в нульпункт). Открепив закреплённый винт алидады, поворачивают ее на 90° и, вращая третий подъемный винт, приводят пузырек уровня на середину. Уточняют центрирование теодолита.

При установке трубы для наблюдений необходимо добиться четкого изображения сетки нитей вращением диоптрийного кольца, вращением винта кремальеры - четкого изображения наблюдаемого предмета и устранить параллакс сетки нитей (лекция 8).

Точки, образующие на местности угол, закрепляют кольями. Вехи устанавливаются на точки, образующие угол, вертикально позади кола так, чтобы они находились в створе наблюдаемой линии.

При коротких сторонах угла рекомендуется при возможности визировать на воткнутую в кол шпильку от комплекта ленты.

При измерении горизонтального угла на веху наводят вертикальную нить или биссектор сетки. Наведение выполняют строго по центру вехи так, чтобы пересечение нитей находилось на самой нижней видимой части ее, т.е. как можно ближе к поверхности земли. Этим исключается погрешность за возможную неvertикальность вехи.

Для измерения горизонтальных углов наиболее часто применяют способы **приёмов и круговых приёмов**.

12.5.1. Способ приёмов

При работе с теодолитом различают два рабочих положения: «круг лево» (КЛ), когда вертикальный круг теодолита расположен слева от наблюдателя при наведении на точку и «круг право» (КП), когда он расположен справа.

Полный приём состоит из двух полуприёмов, т.е. угол измеряется при двух положениях вертикального круга (КП и КЛ).

1. Первый полуприём начинают, например, при КП. При *закрепленном лимбе* наводят трубу на правую точку В (рис. 12.1), берут отсчёт b_1 и записывают его в журнал.
2. Наводят трубу на точку А и берут отсчёт a_1 . Угол β_1 , полученный при КП, вычисляется по формуле:

$$\beta_1 = b_1 - a_1 \quad (12.1)$$

3. Перед вторым полуприёмом смещают лимб примерно на 2-3° и закрепляют. Эти действия позволяют обнаружить возможные грубые погрешности при отсчетах по лимбу и уменьшить инструментальные погрешности. Переводят трубу через зенит и уже при КЛ в той же последовательности, как и в первом полуприёме, визируют на точки В и А, берут соответственно отсчёты b_2 и a_2

$$\beta_2 = b_2 - a_2 \quad (12.2)$$

В случае, если отсчёт на правую точку меньше отсчёта на левую, к нему прибавляют 360°.

4. При $|\beta_1 - \beta_2| \leq 1'$ из двух значений угла вычисляют среднее

$$\beta = \frac{\beta_1 + \beta_2}{2} \quad (12.3)$$

Результаты измерений записывают в специальный журнал (таблица 12.2)

Таблица 12.2 Журнал измерения горизонтальных углов

№ станции	Круг	№ точки наблюдения	Отсчет по горизонтальному кругу	Горизонтальный угол		Схема измеряемого угла β
				Измеренный	Среднее	
О	КЛ	В А	8° 38' 307° 39'	60° 59'	60° 58,5'	
	КП	В А	185° 57' 125° 00'	60° 58'		

12.5.2. Способ круговых приёмов

Способ круговых приёмов используется в случае, когда в одной точке сходятся более двух направлений (рис. 12.3).

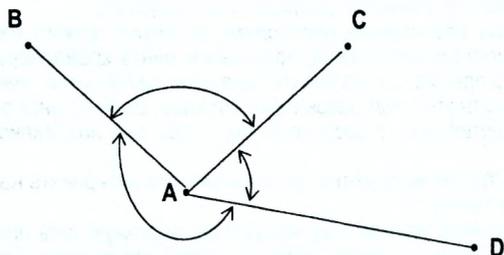


Рис. 12.3. Схема измерения горизонтальных углов способом круговых приёмов

Измерения выполняют в следующей последовательности.

1. Рабочее положение теодолита устанавливают при КЛ. Работая винтами алидады, отсчёт по горизонтальному кругу устанавливают близким к нулю и закрепляют алидаду.
2. Работая винтами лимба визирную ось наводят на точку, принятую за исходную (например В). Закрепляют лимб и проверяют отсчёт. Он должен оставаться близким к нулю. Полученный отсчёт записывается в графу 4 (табл. 12.3).
3. При закреплённом лимбе вращают алидаду по ходу часовой стрелки, поочерёдно наводят визирную ось на точки С, D и снова на В и при этом берут отсчёты по горизонтальному кругу, которые записывают в графу 4 (табл. 12.3).
4. Устанавливают рабочее положение теодолита КЛ, наводят на точку В, и, вращая теодолит против хода часовой стрелки, визируют на точки D, C и В. Отсчёты записывают в графу 4 снизу вверх. Вычисляют средние значения отсчётов, полученных при КЛ и КП, по формуле:

$$N = \frac{KЛ + КП - 180}{2}, \quad (12.4)$$

которые записывают в графу 5.

В графе 7 получают направления, подсчитанные по формуле:

$$n_i = N_i - N_1, \quad (12.5)$$

где $i=1, 2, 3$ – номера направлений.

Таблица 12.3 Журнал измерения горизонтальных углов способом круговых приёмов

№№ точек стояния	№№ точек визирования	Положение круга	Отсчёт			Направления
			полученный	средний	2С	
1	2	3	4	5	6	7
А	В	КЛ	0°02'	0°01'30"	1'	0°00'00"
		КП	180°01'			
	С	КЛ	68°42'	68°41'30"	1'	68°40'0"
		КП	248°41'			
	D	КЛ	133°34'	133°34'00	0	133°32'30"
		КП	313°34'			
	В	КЛ	0°01'	0°01'00"	0	
		КП	180°01'			

Контролем правильности измерения является графа 6. Колебания двойной коллимационной погрешности не должны превышать 1' ($2C = KЛ - КП \pm 180^\circ$).

12.5.3. Точность измерения горизонтальных углов

На точность измерения горизонтальных углов влияют главным образом:

- 1 инструментальные погрешности;
- 2 погрешности визирования;
- 3 погрешности центрирования теодолита над вершиной угла ;
- 4 погрешности отсчётов;
- 5 погрешность из-за внецентренной установки вех над колышками или их наклона (редуцирования).

Погрешность визирования зависит от увеличения зрительной трубы, т.е. средняя квадратическая погрешность m_v будет:

$$m_v = \frac{60''}{v}, \quad (12.6)$$

где v – увеличение зрительной трубы.

Для теодолита Т-30 с увеличением $v=18$ получим $m_v = \frac{60''}{18} \approx 3''$.

Погрешность отсчитывания по штриховому микроскопу зависит от цены деления шкалы t .

$$m_0 = 0,03 t. \quad (12.7)$$

Для теодолита Т-30, имеющего цену деления $t=10'$, $m_0 = \pm 18''$.

Погрешность за центрирование зависит от погрешности m_i установки теодолита над вершиной угла и длины d стороны угла

$$m_x = \left(\frac{\rho}{d} \right) \cdot m_i, \quad (12.8)$$

где $\rho=206265''$ - число секунд в радиане.

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

$$m_x = \frac{206265}{75 \cdot 10^3} \cdot 5 \approx \pm 14''$$

Погрешность за редуцирование m_p влияет на точность измерения угла так же, как погрешность за центрирование.

$$m_p \approx m_x \approx \pm 14''$$

Средняя квадратическая погрешность m_a определения одного направления при измерении угла равна

$$m_a = \pm \sqrt{m_i^2 + m_0^2 + m_v^2 + m_p^2} = \pm \sqrt{3^2 + 18^2 + 14^2 + 14^2} \approx \pm 27'' \approx \pm 0,5'$$

Так как угол вычисляется как разность двух направлений $\beta=b-a$, то средняя квадратическая погрешность $m_{\beta n}$ измерения угла одним полуприёмом равна

$$m_{\beta n}^2 = m_a^2 + m_b^2.$$

Приравнивая средние квадратические погрешности $m_a = m_b = m_a$, получим

$$m_{\beta n} = \pm m_a \cdot \sqrt{2}.$$

За окончательный результат измерения угла принимается среднее значение угла

$$\beta = \frac{\beta_n + \beta_n}{2}$$

Поэтому средняя квадратическая погрешность m_β измерения угла одним приёмом равна:

$$m_\beta^2 = \frac{1}{4} m_{\beta n}^2 + \frac{1}{4} m_{\beta n}^2$$

Приравняв средние квадратические погрешности измерения углов в полуприёмах,

$$m_{\beta n} = m_{\beta n} = \pm m_a \cdot \sqrt{2}$$

$$m_\beta^2 = \frac{1}{4} (m_a \cdot \sqrt{2})^2 + \frac{1}{4} (m_a \cdot \sqrt{2})^2 = \frac{1}{4} \cdot m_a^2 \cdot 2 + \frac{1}{4} \cdot m_a^2 \cdot 2 = \frac{1}{2} \cdot m_a^2 + \frac{1}{2} \cdot m_a^2 = m_a^2$$

Откуда $m_\beta = m_a$. В качестве предельной погрешности Δ_β измерения угла одним приёмом принимается утроенная средняя квадратическая погрешность $\Delta_\beta = 3 m_\beta = 3 m_a$

Вопросы и задачи для самостоятельной работы

1. Перечислите требования, предъявляемые к теодолиту.
2. Назовите состав работ при центрировании теодолита.
3. Назовите наиболее часто применяемые способы измерения горизонтальных углов.
4. Как измеряется угол способом приёмов?
5. Как измеряются углы способом круговых приёмов?
6. Какие факторы влияют на точность измерения горизонтальных углов?

ЛЕКЦИЯ 13

Тахеометрическая съёмка

13.1. Сущность тахеометрической съёмки

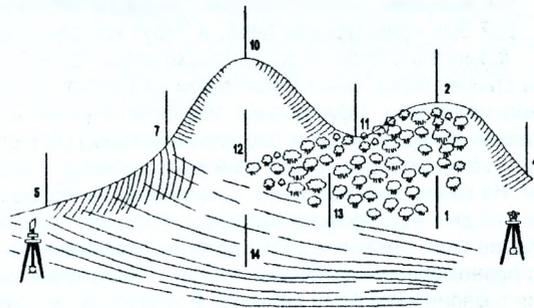
«Тахеометрия» (греч.) - быстрое измерение.

При тахеометрической съёмке одновременно определяют плановое и высотное положение точек местности, что позволяет получить топографический план местности.

Плановое положение характерных точек местности определяют полярным способом, высоты - тригонометрическим нивелированием. При этом расстояния измеряют нитяным дальномером, а горизонтальные и вертикальные углы - теодолитом.

Для производства тахеометрической съёмки применяют теодолиты, имеющие вертикальный и горизонтальный круги для измерения углов, нитяной дальномер для измерения расстояний. Ноль лимба ориентируют по точкам съёмочного обоснования.

а) вид участка.



б) кроки

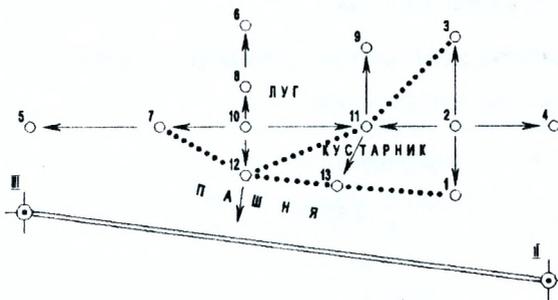


Рис. 13.1.
Тахеометрическая съёмка

При ориентировании плана по магнитному азимуту используют буссоль.

Буссоль магнитная – прибор для измерения на местности магнитных азимутов.

Для измерения магнитных азимутов буссоль устанавливают на теодолите, ориентируют и закрепляют лимб теодолита так, чтобы при совмещении нулевых штрихов буссоли с концами стрелки отсчёт по лимбу был равен $0^{\circ}00'$. После этого поворачивают алидаду в нужном направлении и находят магнитный азимут этого направления, снимая отсчёт по горизонтальному кругу.

Точками съёмочного обоснования могут быть пункты триангуляции, трилатерации, точки высотных теодолитных ходов, т.е. точки, закреплённые на местности, координаты и высоты которых заранее определены.

13.2. Порядок работы на станции при тахеометрической съёмке

1. Устанавливают теодолит над точкой съёмочного обоснования, центрируют, приводят в рабочее положение и измеряют высоту инструмента с помощью нивелирной рейки с округлением до 1 см.
2. Рабочее положение теодолита устанавливают при «круге лево (КЛ)». Ориентируют лимб теодолита, для чего нуль алидады совмещают с нулём лимба, закрепляют алидаду и, вращением лимба вместе с алидадой, наводят трубу на какую-либо точку съёмочного обоснования. Закрепив лимб и открепив алидаду, наводят трубу на рейку, устанавливаемую на реечные точки при съёмке ситуации и пикетные точки при съёмке рельефа. После наведения прибора на рейку берут отсчёты по дальномерным нитям, горизонтальному и вертикальному кругам. Отсчёты проводятся при одном положении вертикального круга (обычно КЛ). Результаты полевых измерений заносят в «Журнал тахеометрической съёмки» (табл. 13.1).
3. По окончании съёмки ситуации и рельефа снова наводят трубу на точку, по которой был ориентирован лимб, и берут контрольный отсчёт, который с первоначальным отсчётом не должен расходиться более 2'.

На станции перед началом измерений составляют схематический чертёж (рис. 13.1 б) (кроки), на котором зарисовывают элементы ситуации и показывают точки. В процессе измерения полярных углов и расстояний на кроки проставляются номера пикетов.

При съёмке рельефа особое внимание уделяется выбору местоположения пикетных точек. На холме пикетные точки располагают на вершине и вдоль подошвы; в котловине – на дне и по бровкам; на хребте и лощине – по линиям водораздела и водослива. Кроме этого пикетные точки должны ограничивать (разделять на участки) скаты с равномерными уклонами. На кроки обязательно показывают стрелками направления равномерного ската рельефа. В равнинной местности расстояние между пикетами не должно превышать 2 см в масштабе плана.

13.3. Камеральная обработка результатов тахеометрической съёмки

Вычисления в журнале выполняются по формулам

$$v = \text{КЛ} - \text{МО}; \quad (13.1)$$

$$d = D \cdot \cos^2 v; \quad (13.2)$$

$$h' = \frac{1}{2} (D \sin 2v); \quad (13.3)$$

$$h = h' + i - u; \quad (13.4)$$

$$H = H_{\text{ст.}} + h, \quad (13.5)$$

где v – вертикальный угол ;

КЛ – отсчёт по вертикальному кругу теодолита при КЛ;

МО – место нуля вертикального круга теодолита;

d – горизонтальное проложение;

D – наклонное расстояние, измеренное при помощи нитяного дальномера;

i – высота инструмента;

u – высота наведения (визирования);

h – превышение;

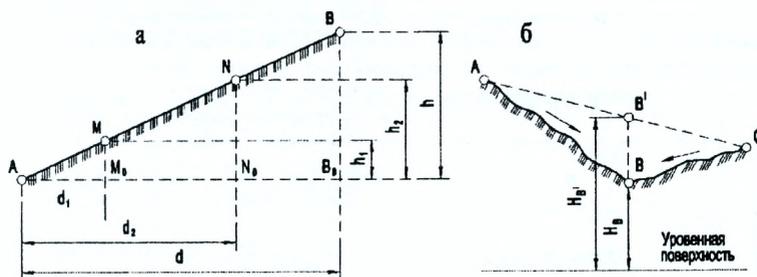
H – отметка пикетной точки;

$H_{\text{ст.}}$ – отметка станции.

13.4. Построение топографического плана по результатам тахеометрической съёмки

После нанесения на план точек съёмочного обоснования выполняют нанесение пикетных (речных) точек. Пикетные точки на план наносят по значениям полярных углов (графа 4 табл. 13.1) и расстояний. При этом следует помнить, что на каждой станции для набора пикетов лимб теодолита был ориентирован по направлению на смежную точку съёмочного обоснования. Так, для станции II лимб был ориентирован по направлению II-III. При построении пикетов прикладывают транспортир к соответствующей вершине теодолитного хода и откладывают горизонтальные углы от направления, по которому был ориентирован лимб по ходу часовой стрелки. По полученным таким образом направлениям откладывают с помощью циркуля-измерителя и масштабной линейки горизонтальные проложения (графа 4 табл. 13.1). Построение заметно облегчается при использовании кругового транспортира или тахеографа.

После нанесения речных точек и построения ситуации переходят к отображению рельефа, для чего по линиям равномерного ската проводят интерполяцию - определение промежуточных значений. Интерполяцию производят только по линиям с равномерным скатом, отмеченным на кроки стрелками.



а – равномерный склон; б – неравномерный склон

Рис. 13.2. Схема интерполирования высот

Если интерполяцию провести между точками А и С (рис. 13.2 б), то вместо действительного положения точки В будет получена точка В' и соответственно вместо отметки H_B – отметка $H_{B'}$.

Различают интерполяцию: а) аналитическую;
б) линейную (графическую).

При аналитической интерполяции (рис. 13.2 а) по известным высотам точек А и В и расстоянию d между этими точками находят значения расстояний d_1 и d_2 от точки а до точек М и N с отметками H_M и H_N , равными отметкам горизонталей.

$$d_1 = \frac{h_1}{h} \cdot d \quad \text{и} \quad d_2 = \frac{h_2}{h} \cdot d,$$

где $h = H_B - H_A$; $h_1 = H_M - H_A$; $h_2 = H_N - H_A$.

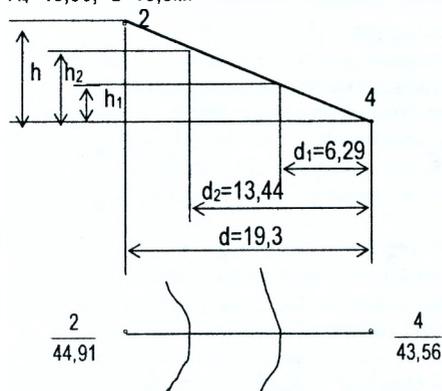
На плане откладывают отрезки d_1 , d_2 и получают точки М, N, у которых подписывают их отметки.

Таблица 13.1

Журнал тахеометрической съёмки

Станция II			Ориентировка на ст. III								
Высота инструмента $i=1,43\text{м}$			Место нуля $MO=-0^{\circ}01'$								
Высота станции $H_{ст.}=43,12\text{м}$											
№ точек визирования	Высота наведения, u	Дальномерное расстояние, D	Отсчёты		Угол наклона, $v=КП-МО$	Гор. проложение, $d=D \cos^2 v$	$h=1/2 (D \sin 2v)$	$i-u$, м	$h+i-u$, м	$H=H_{ст.}+h$, м	Кроки
			Горизонтальный круг	Вертикальный круг, КП							
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
1	1,43	16,25	22°42'	+0°14'	+0°15'	16,25	+0,07	0,00	+0,07	43,19	
2	1,43	21,90	57°03'	+4°43'	+4°44'	21,75	+1,79	0,00	+1,79	44,91	
3	3,00	29,06	68°23'	+3°17'	+3°18'	28,97	+1,67	-1,57	+0,10	43,22	
4	1,43	17,51	114°57'	+1°25'	+1°26'	17,50	+0,44	0,00	+0,44	43,56	
5	1,43	48,13	23°02'	+0°04'	+0°05'	48,13	+0,07	0,00	+0,07	43,19	
6	3,00	47,34	43°32'	+1°48'	+1°49'	47,20	+1,51	-1,57	-0,07	43,05	
7	1,43	55,61	25°26'	+0°33'	+0°34'	55,60	+0,55	0,00	+0,55	43,67	
8	3,00	43,57	37°30'	+2°15'	+2°16'	43,50	+1,72	-1,57	+0,15	43,27	
9	3,00	34,21	51°58'	+2°39'	+2°40'	34,14	+1,59	-1,57	+0,02	43,14	
10	1,43	40,83	30°24'	+2°35'	+2°36'	40,75	+1,85	0,00	+1,85	44,97	
11	1,43	30,06	39°33'	+1°42'	+1°43'	30,03	+0,90	0,00	+0,90	44,02	
12	1,43	38,75	21°03'	+0°31'	+0°32'	38,75	+0,36	0,00	+0,36	43,48	
13	1,43	24,50	14°44'	+0°28'	+0°29'	24,50	+0,21	0,00	+0,21	43,33	
14	1,43	40,63	6°11'	-0°12'	-0°11'	40,63	-0,13	0,00	-0,13	42,99	

Пример 13.1. Выполнить интерполяцию между пикетными точками 2 и 4. $H_2=44,91$; $H_4=43,56$; $d=19,3$ м.



$$h = H_2 - H_4 = 44,91 - 43,56 = 1,35\text{м.}$$

$$h_1 = 44,0 - 43,56 = 0,44\text{м.}$$

$$h_2 = 44,5 - 43,56 = 0,94\text{м}$$

$$d_1 = \frac{h_1}{h} \cdot d = \frac{0,44}{1,35} \cdot 19,3 = 6,29\text{м.}$$

$$d_2 = \frac{h_2}{h} \cdot d = \frac{0,94}{1,35} \cdot 19,3 = 13,44\text{м.}$$

Рис. 13.3. Схема к примеру 13.1

При линейной (графической) интерполяции на интерполируемую линию плана накладывают палетку и поворачивают её так, чтобы конечные точки линии занимали на кальке места, соответствующие значениям их высот. Зафиксировав в таком положении палетку, накалывают иглой на плане точки пересечения линий на палетке с интерполируемой линией.

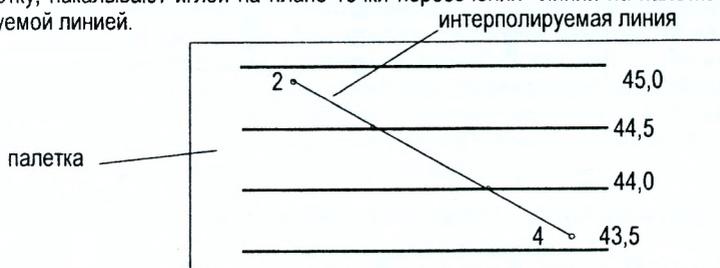


Рис. 13.4. Линейная (графическая) интерполяция

Вопросы и задачи для самостоятельной работы

1. Как определяется плановое положение характерных точек местности при тахеометрической съёмке?
2. Как определяются высоты точек местности при тахеометрической съёмке?
3. Каков порядок работы на станции при тахеометрической съёмке?
4. Расскажите порядок ориентирования лимба при тахеометрической съёмке.
5. Как вычисляются отметки речных точек при тахеометрической съёмке?
6. Каков порядок нанесения пикетных точек при построении топографического плана?
7. Как выполняется аналитическая интерполяция при отображении рельефа?
8. Как выполняется графическая интерполяция при отображении рельефа?
9. Почему при отображении рельефа интерполяция выполняется только по линиям равномерного ската?

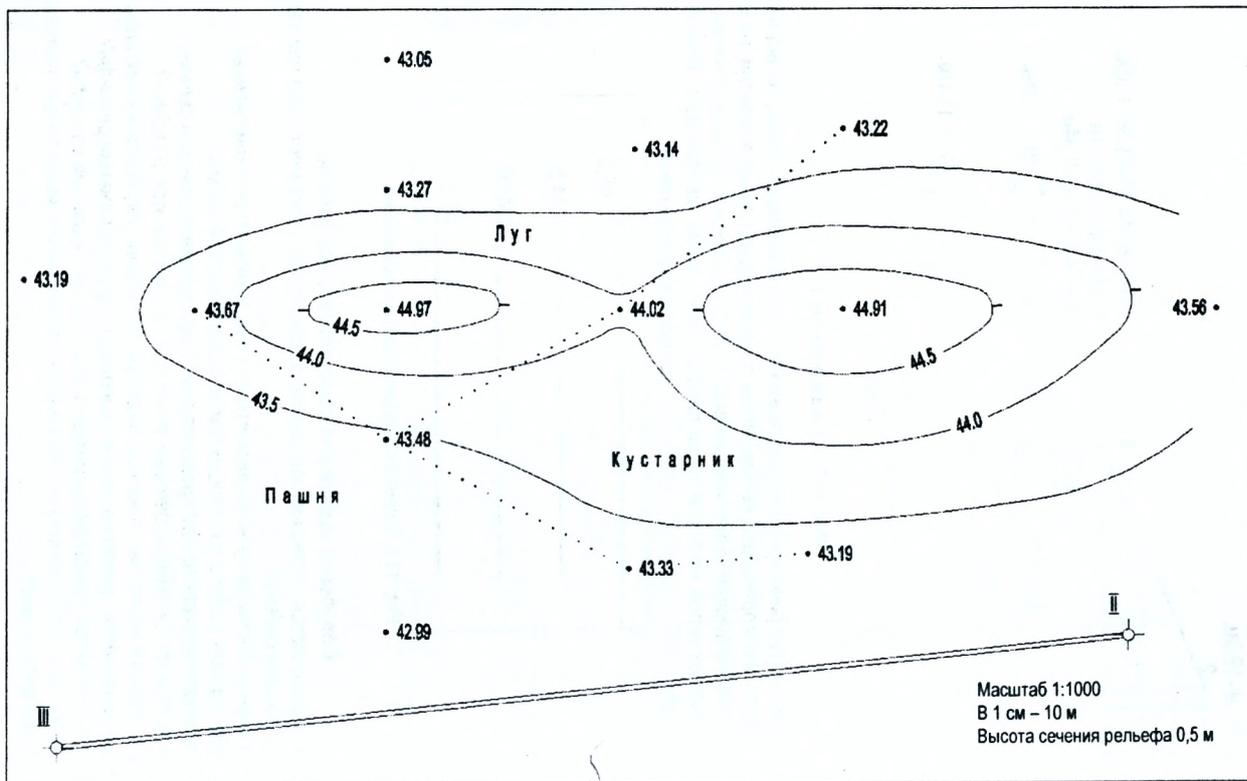


Рис. 13.5. Топографический план по результатам тахеометрической съёмки

ЛЕКЦИЯ 14

Общие сведения о перенесении проектов сооружений на местность

14.1. Генеральный план

Генеральным планом (генпланом) называется крупномасштабный топографический план, на котором нанесен весь комплекс наземных, подземных и воздушных сооружений.

В зависимости от того, являются ли изображенные сооружения проектируемыми или уже построенными на местности, различают проектный генплан или исполнительный. На проектный генплан наносятся все построенные сооружения: промышленные, транспортные, городские и т.д. с указанием координат главных осевых точек и отметок основных горизонтов.

Отдельным видом проектного генплана является строительный генеральный план (стройгенплан), на котором показывают комплекс временных и подсобных производственных помещений, необходимых для строительства основных сооружений (временные подъезды, водопроводы, линии электропередач, склады, административно-хозяйственные помещения и т.д.).

Совмещенный генплан содержит два вида генпланов – это проектный и стройгенплан. Такой вид генплана способствует размещению временных сооружений, увязывая их с постоянными постройками и проектом размещения будущих сооружений.

Проектный генплан является основным документом для выноса проектов сооружений в натуру. Он проектируется коллективом специалистов: строителей, сантехников, технологов, архитекторов, транспортников, геодезистов и т.д.

Проектные сооружения и геодезическую основу наносят на топографический план масштаба 1:500 или 1:1 000. Оси каждого сооружения разделяются на: главные, основные и вспомогательные. Например, в здании жилого дома основными будут оси фундаментов по фасаду и торцу здания, а в оси внутренних перегородок – вспомогательные. Числовые значения координат проектных сооружений, как правило, заносят в специальную ведомость (каталог), прилагаемую к генплану. Каждое сооружение нумеруют, а в эксплуатации дают полное его наименование.

14.2. Документы для разбивочных работ. Подготовка геодезических данных для разбивки

При перенесении проекта в натуру пользуются следующими основными документами.

1. Генеральный план, на котором приведены планово – высотные положения строящихся сооружений с детальным указанием их размеров высот, формы и взаиморасположения.

2. Продольные и поперечные профили сечений сооружений с проектными высотами, уклонами и расстояниями.

3. Планы вертикальной планировки местности прилегающей территории проектных сооружений.

4. Схема геодезической разбивочной основы с каталогом координат и высот точек.

5. Рабочие чертежи и графики, которые характеризуют размещение отдельных частей сооружений и их размеры.

Перед началом работ по выносу проектов на местность составляют разбивочный чертеж, на который заносят все необходимые данные для выноса (размеры, длины, высоты, превышения, углы и т.д.). Разбивочный чертеж составляется на каждый отдельный вид работ. Он должен содержать все сведения, связанные с разбивкой сооружения на данный участок.

На разбивочном чертеже показывают все точки геодезической разбивочной сети, необходимые для данного участка, и выписывают из проекта необходимые данные, связанные с разбивочными работами. Если этих данных недостаточно, то их специально готовят.

Подготовка геодезических данных для разбивки может быть получена графическим, аналитическим или комбинированным способом.

Графический способ заключается в том, что положение выносимых точек определяют по плану при помощи измерителя и масштабной линейки. Точность получения данных этим способом зависит от масштаба плана, на котором ведутся измерения. Погрешность можно выразить формулой:

$$\Delta = t \cdot M \quad (14.1)$$

где: Δ - погрешность определения точки на плане;

t - точность масштаба плана (длина линии местности, соответствующая 0,1 мм плана)

M - знаменатель численного масштаба плана.

Например, для масштаба 1:500 величина $\Delta = 0,1 \text{ мм} \cdot 500 = 5 \text{ см}$; для масштаба 1:2 000 $\Delta = 20 \text{ см}$. Эти погрешности могут быть увеличены до 2 % за счет линейной деформации бумаги плана.

Аналитический способ заключается в том, что координаты выносимых точек вычисляют по материалам крупномасштабных съемок или получают из специально проложенных на местности теодолитных ходов. Этот способ практически редко используется.

Комбинированный способ подготовки геодезических данных является сочетанием аналитического и графического методов и в практике имеет наибольшее распространение. Координаты выносимых точек здесь определяют графически, а координаты точек, от которых производится вынос, выписывают из каталога координат разбивочной основы. Далее из решения обратных геодезических задач вычисляют длины необходимых отрезков и дирекционные углы нужных направлений. По дирекционным углам вычисляют нужные для выноса горизонтальные углы.

14.3. Способы перенесения проекта на местность

14.3.1. Полярный способ

Этот способ удобно применять при выносе сооружений, имеющих криволинейное очертание, а также отдельных точек сооружений в условиях закрытой местности и внутриквартальной застройки. Сущность полярного способа заключается в следующем. Пусть требуется вынести на местность точку C , координаты которой определены (графически или аналитически).

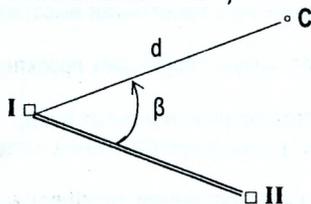


Рис. 14.1. Полярный способ

Вблизи этой точки расположены пункты разбивочной основы I и II (рис. 14.1), координаты которых известны. Для выноса точки C на местность необходимо знать величину угла β и длину отрезка d , которые можно получить из решения обратных геодезических задач по направлениям I - C и I - II.

$$\left. \begin{aligned} \operatorname{tg} r_{I-C} &= \frac{Y_C - Y_I}{X_C - X_I} = \frac{\Delta Y_{I-C}}{\Delta X_{I-C}}; & \operatorname{tg} r_{I-II} &= \frac{Y_{II} - Y_I}{X_{II} - X_I} = \frac{\Delta Y_{I-II}}{\Delta X_{I-II}}; \\ d_{I-C} &= \sqrt{(\Delta X_{I-C})^2 + (\Delta Y_{I-C})^2} = \frac{\Delta X_{I-C}}{\cos r_{I-C}} = \frac{\Delta Y_{I-C}}{\sin r_{I-C}}; \\ \beta &= \alpha_{I-II} - \alpha_{I-C}; \end{aligned} \right\} (14.2)$$

где r и α – румбы и дирекционные углы соответствующих направлений.
 Направление румбов и переход от румбов к дирекционным углам осуществляется по таблице 3.1.

14.3.2. Способ угловой засечки

Этот способ применяют в тех случаях, когда из-за различных препятствий длины линий измерить непосредственно невозможно или когда выносимые точки и точки разбивочной сети расположены в различных вертикальных плоскостях. Такие условия часто возникают при строительстве мостовых переходов и автомобильных дорог.

Для выноса на местность (рис. 14.2) от точек разбивочной сети I и II точки С, координаты которой известны, после решения обратных геодезических задач по направлениям I-C, II-C и I-II по дирекционным углам вычисляют горизонтальные

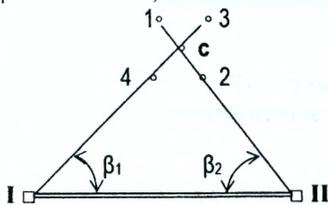


Рис. 14.2. Способ угловой засечки

углы β_1 и β_2 , которые откладывают теодолитом от линии I-II. При этом направления I-C и II-C фиксируют кольшками 1, 2, 3, 4, по которым при помощи двух шнуров в пересечении их определяют и закрепляют положение точки С.

14.3.3. Способ линейной засечки

Этот способ применяют тогда, когда расстояния до выносимой точки С (рис. 14.3) от пунктов разбивочной сети I и II не превышают длины мерного прибора, а углы β_1 и β_2 не менее 40° и не более 140° .

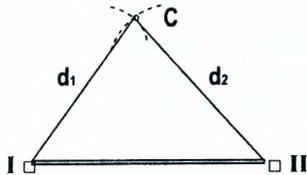
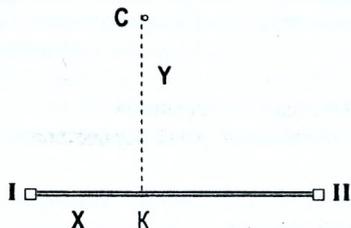


Рис. 14.3. Способ линейной засечки

Вычислив расстояния d_1 и d_2 по координатам точек I, II и С, берут два мерных прибора (рулетка, лента, трос), концы прикладывают и удерживают в точках I и II. Мерные приборы натягивают до образования треугольника I-II-С так, чтобы они пересекались между собой в точках отложения на них длин сторон d_1 и d_2 . Точку пересечения дуг, прочерченных лентами, отмечают кольшком, который и будет выносимой точкой С.

14.3.4. Способ прямоугольных координат

Этот способ является самым распространенным при разбивке зданий и сооружений, особенно на строительных площадках промышленных предприятий.



Он удобен когда в качестве разбивочной основы служит строительная сетка. В этом случае преимущество способа очень велико, так как для перенесения не требуется вычислений дирекционных углов и расстояний. На местности от пункта I в сторону пункта II откладывают величину X и получают точку K. В точке K строят прямой угол, откладывают величину Y и получают точку C (рис. 14.4).

Рис. 14.4. Способ прямоугольных координат

Вопросы и задачи для самостоятельной работы

1. Что называется генеральным планом?
2. Какие виды генпланов вы знаете?
3. Какие необходимы документы для разбивочных работ?
4. Перечислите способы подготовки данных для выноса проекта на местность?
5. Перечислите способы выноса проекта в натуру?
6. В чем сущность способа прямоугольных координат?
7. В чем заключается сущность способа полярных координат?
8. В чем заключается сущность угловой засечки?
9. В чем заключается сущность линейной засечки?

ЛЕКЦИЯ 15

Вынос в натуру основных разбивочных элементов

При проектировании сооружений возникают следующие основные работы:

- Построение на местности проектных горизонтальных углов;
- Перенесение на местность проектной отметки;
- Построение на местности линии с проектным уклоном;
- Построение на местности проектной длины линии;
- Построение на местности плоскости с проектными уклонами.

Все построения производятся от разбивочной основы или направления, которое называется *базовым*.

Ниже рассмотрим более подробно каждый из этих важных видов работ.

15.1. Построение на местности проектного горизонтального угла

Перенесение проектных углов в натуру отличается от обычных способов измерения углов. Пусть требуется построить угол ВАС в точке А (рис. 15. 1), где АВ - базовое направление, закреплённое на местности.

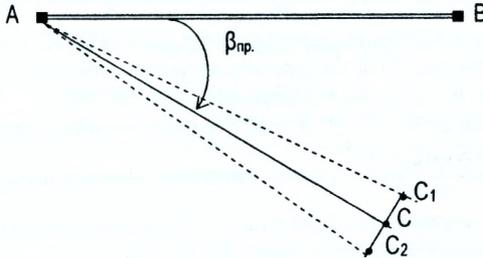


Рис. 15.1. Построение проектного угла с точностью теодолита

Теодолит устанавливают над точкой А (рис. 15.1), визируют на точку В и берут отсчет b по горизонтальному кругу. Предвычисляют отсчет $C_1 = b + \beta_{пр}$ (если угол $\beta_{пр}$ строят против часовой стрелки, то $C_1 = b - \beta_{пр}$). Открепив алидаду, отсчет C_1 устанавливают на горизонтальном круге и в направлении визирной оси фиксируют точку C_1 . Аналогично строят угол $\beta_{пр}$ при другом положении вертикального круга и фиксируют точку C_2 . Отрезок C_1C_2 делят пополам и фиксируют точку C . Контрольные измерения проводят одним полным приемом $\Delta\beta = |\beta_{изм} - \beta_{пр}| \leq 2t$ (t -точность теодолита).

15.2. Построение проектного угла с повышенной точностью

Вначале угол $\beta_{пр}$ строят описанным в 15.1 способом. Построенный угол измеряют n раз. Количество полных приемов n подсчитывают по формуле:

$$n = \frac{t^2}{m^2}, \quad (15.1)$$

где t – точность теодолита;

m – заданная точность построения угла.

Далее находят среднее значение угла

$$\beta = \frac{\sum \beta_i}{n}, \quad (i=1,2,3,\dots,n)$$

и определяют угловую δ_β и линейную δL_β поправки (рис. 15.2).

$$\delta_{\beta} = \beta_{\text{пр.}} - \beta; \quad (15.2)$$

$$\delta l_{\beta} = D \cdot \frac{\delta_{\beta}}{\rho}, \quad (15.3)$$

где: $\rho = 206265''$ - число секунд в радиане;

D – расстояние между точками А и С.

Точку С перемещают в соответствующую сторону на величину δl_{β} и фиксируют точку C_0 .

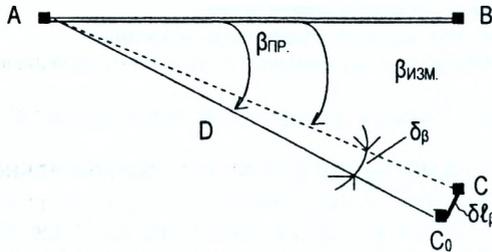


Рис. 15.2. Построение проектного угла с повышенной точностью

Пример 15.1. Требуется построить проектный угол $\beta_{\text{пр.}} = 65^{\circ}09'35''$ в точке М. Длина стороны МВ равна $D = 100\text{м}$ (рис. 15.3). Определить величину смещения точки В.

Угол β , определяемый из нескольких измерений, равен $65^{\circ}09'25''$.

Находим $\delta_{\beta} = \beta_{\text{пр.}} - \beta = 65^{\circ}09'35'' - 65^{\circ}09'25'' = 10''$ – угловая величина смещения,

$$\text{или } \delta l_{\beta} = D \cdot \frac{\delta_{\beta}}{\rho} = \frac{100000\text{мм} \cdot 10''}{206265''} = 4,8\text{ мм} \text{ – линейная величина смещения.}$$

Следовательно, для получения значения угла с повышенной точностью необходимо точку В₁ передвинуть по перпендикуляру к линии МВ₁ на 5 мм.

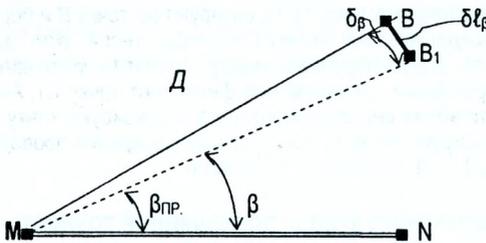


Рис. 15.3. Расчётная схема к примеру 15.1

Пример 15.2. Угол β должен быть построен с точностью $m_{\beta} = 20''$ теодолитом Т30. Определить количество полных приёмов для обеспечения заданной точности построения ($t = 30''$, $m = 20''$).

Количество полных приёмов определяется по формуле (15.1):

$$n = \frac{30^2}{20^2} = \frac{900}{400} = 2,25 \approx 3 \text{ приёма.}$$

15.3. Построение прямого угла с помощью рулетки

Построение прямого угла с помощью рулетки можно выполнить двумя способами.

В первом используется свойство «египетского треугольника» со сторонами, кратными 3:4:5. При построении прямого угла (рис. 15.4, а) задана и закреплена вершина угла и задано направление одной из сторон АВ. В направлении стороны АВ фиксируют отрезок АВ₁, длиной 4м. Далее отрезки В₁С₂ длиной 5м и АС₁ длиной 3м перемещают до тех пор, пока точки С₁ и С₂ не совпадут. В случае совпадения точек С₁ и С₂ окончательно фиксируют точку С.

Угол САВ₁ равен 90°.

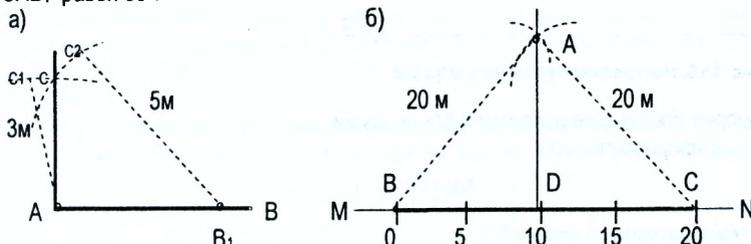


Рис. 15.4. Построение прямого угла при помощи рулетки

При построении прямого угла вторым способом (рис. 15.4, б) 20-метровую рулетку или ленту укладывают в створ линии MN, совмещают штрих 10м с вершиной угла D и по штрихам 0м и 20м отмечают положение точек В и С. В точке В удерживается нулевое деление рулетки, к делению 20 м прижимается гвоздь или шпилька и при натянутом состоянии полотна рулетки проводится на земле часть дуги.

Аналогичным образом из точки С проводится вторая часть дуги радиусом 20м. Пересечение дуг даст определяемую точку А. Углы ADB и ADC будут прямыми.

15.4. Построение на местности проектного отрезка

Проект создаётся на плане, следовательно, все длины линий являются горизонтальными проложениями. Естественная поверхность земли имеет различные уклоны. Поэтому при выносе проектной линии в натуру следует учитывать поправки, которые, в конечном счёте, приводят линию к натурному значению (рис. 15.5).

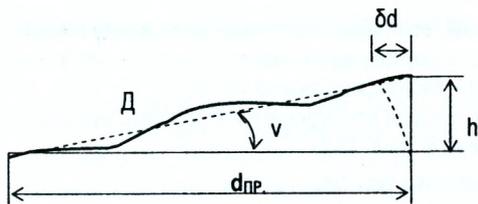


Рис. 15.5. Вынос проектной длины линии

При выносе проектной длины линии $d_{пр}$ необходимо отложить отрезок D соответствующей линии

$$D = d_{пр} + \delta d, \quad (15.4)$$

где δd – общая поправка, включающая поправки за наклон линии к горизонту δd_h , за компарирование δd_k и за температурное влияние δd_t .

От начальной точки А в заданном направлении откладывают мерным прибором расстояние, равное проектной длине $d_{пр}$ и временно фиксируют точку В₁ (рис. 15.6).

Определяют нивелированием превышение h между точками А и В₁ или измеряют угол ν , а также температуру t прибора (если измерить ее невозможно, измеряют температуру воздуха).

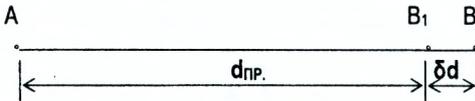


Рис. 15.6. Построение проектного отрезка

Вычисляют следующие поправки в длину линии:

а) за компарирование δd_k

$$\delta d_k = \frac{d_{пр}}{l} (l - l); \quad (15.5)$$

б) за температурное влияние δd_t

$$\delta d_t = \alpha \cdot d_{пр} \cdot (t - t_0); \quad (15.6)$$

в) за наклон линии δd_h

$$\delta d_h = \frac{h^2}{2d_{пр}}; \quad (15.7)$$

$$\delta d_\nu = 2d_{пр} \cdot \sin^2 \frac{\nu}{2}, \quad (15.8)$$

где $d_{пр}$ - длина проектной линии;

l - номинальная длина мерного прибора;

l - фактическая длина мерного прибора;

α - коэффициент температурного расширения материала мерного прибора, (для стали $\alpha=0,0000125$);

t - температура при измерении линии;

t_0 - температура при компарировании;

ν - угол наклона;

h - превышение.

Формула (15.7) применима в случае, если известно превышение между начальной и конечной точками, а формула (15.8) - в случае, когда известно значение угла наклона ν линии к горизонту. Поправки δd_h , δd_ν вводятся со знаком «плюс»

Вычисляется общая поправка δd , которая откладывается в соответствующую сторону, где окончательно фиксируется точка В (рис. 15.6).

$$\delta d = \delta d_k + \delta d_t + \delta d_h. \quad (15.9)$$

Пример 15.2

При разбивке цеха требуется отложить проектную линию длиной 250,00 м.

Поправка за наклон равна 18,1 см.

Поправка за компарирование - 1,7 см.

Поправка за температуру - 0,8 см.

Общая поправка будет:

$$\Delta d = 18,1 - 1,7 - 0,8 = 15,6 \text{ см}$$

(Поправка за компарирование и температуру вводится с обратным знаком).

Таким образом, на местности следует отложить

$$D = 250,00 + 0,156 = 250,156 \text{ м.}$$

15.5. Вынос в натуру точки с заданной проектной отметкой

Для выноса проектной отметки в точке В, вблизи её должна находиться точка А с известной отметкой H_a . Расстояние между точками А и В не должно превышать 200-250 м. Если точки с известной отметкой вблизи нет, то её определяют из специального нивелирного хода.

Нивелир устанавливают примерно посредине между точкой А и местом перенесения точки В (например обноской), берут отсчет «а» по чёрной стороне рейки, установленной на точку А (рис. 15.7).

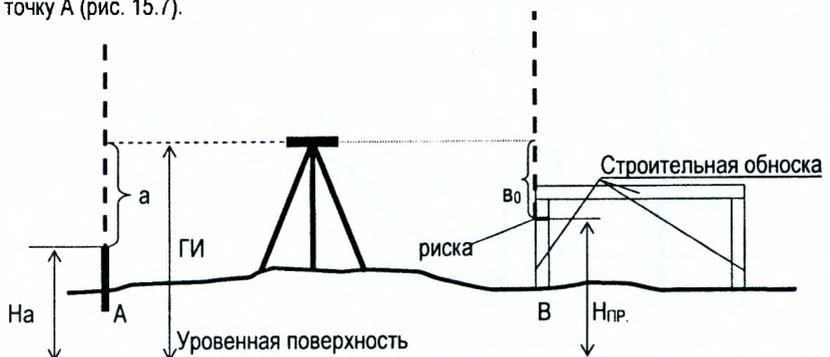


Рис. 15.7. Вынос точки с заданной проектной отметкой $H_{пр}$.

Вычисляют горизонт инструмента по формуле (15.10):

$$ГИ = H_a + a. \quad (15.10)$$

Затем находят отсчет « v_0 », соответствующий проектной отметке $H_{пр}$.

$$v_0 = ГИ - H_{пр}. \quad (15.11)$$

Далее рейку устанавливают у стойки обноска и перемещают по вертикали до тех пор, пока горизонтальная нить сетки зрительной трубы не совпадет с отсчетом « v_0 ». В этот момент фиксируется отметка $H_{пр}$, прочерчивая по пятке рейки риску на обноске, которую в дальнейшем закрепляют гвоздем или шурупом.

Превышение между точками А и v_0 ($h_{пр} = H_{пр} - H_a$) определяют по чёрной и красной сторонам реек. Вычисленное среднее превышение не должно отличаться от проектного более, чем на ± 5 мм.

Вопросы и задачи для самостоятельной работы

1. Как построить проектный угол с точностью теодолита?
2. Рассчитайте необходимое количество приёмов, если значение угла должно быть определено со средней квадратической погрешностью не более $15''$, а средняя квадратическая погрешность измерения угла одним приёмом $30''$ (теодолит типа Т30).
3. Как построить проектный угол с повышенной точностью?
4. Назовите способы построения прямого угла при небольшой точности построения.
5. Как вынести точку с заданной проектной отметкой?
6. Как определить отметку точки с помощью теодолита?
7. Как построить на местности проектную длину линии?
8. Как вычислить поправку за наклон линии к горизонту?
9. Как вычислить поправку за компарирование мерного прибора при построении проектной линии?
10. Как вычислить поправку за температурное влияние?

ЛЕКЦИЯ 16

Построение на местности линий и плоскостей с заданными уклонами. Вынос отметки на монтажные горизонты. Разбивка земляного полотна автомобильной дороги

16.1. Построение на местности линий с заданными уклонами

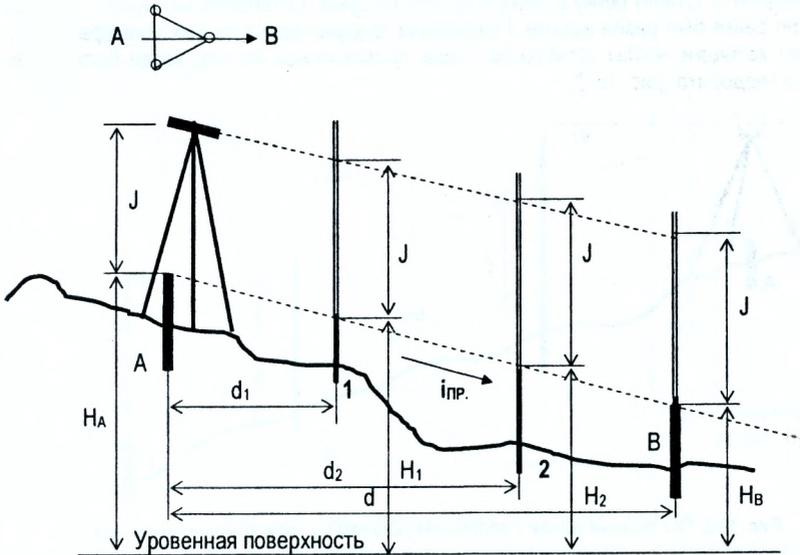


Рис. 16.1. Построение линии с заданным уклоном при помощи нивелира

При строительстве автомобильных дорог всегда возникает задача построения на местности проектной линии с заданным (проектным) уклоном.

Допустим, имеем точку A с отметкой H_A . Требуется построить линию AB длиной d с уклоном $i_{пр.}$ и на расстояниях $d_1, d_2, d_3 \dots$ от начальной точки A закрепить промежуточные точки 1, 2, 3, Проектная отметка конечной точки B находится по формуле:

$$H_B = H_A + i \cdot d. \quad (16.1)$$

Точка B с отметкой H_B выносится в натуру способом, рассмотренным выше (пункт 15.5). Промежуточные точки 1, 2, 3, 4 закрепляются при помощи наклонного луча нивелира, теодолита или визирок.

При построении линии заданного уклона нивелиром его устанавливают над точкой A так, чтобы один из подъёмных винтов располагался по направлению AB, а два других были перпендикулярны ей (рис. 16.1). Измеряют высоту инструмента J . Выставив от ближайшего репера конечную точку B на проектную отметку H_B ($H_B = H_A + i_{пр.} \cdot d$), наклоняют зрительную трубу нивелира подъёмными винтами до тех пор, пока отсчёт по рейке на точке B не станет равным высоте инструмента J . При этом положении зрительной трубы рейку перемещают и попеременно устанавливают её на промежуточные точки 1, 2, 3, 4 между A и B таким образом, чтобы отсчёты по ней были те же что и на A и B. Пятка рейки при этом будет фиксировать на местности линию с заданным уклоном.

При построении линии заданного уклона при помощи теодолита прибор устанавливают в рабочее положение при КП в точке А, измеряют высоту теодолита J. По заданному уклону $i_{пр}$ определяют угол наклона v линии АВ.

$$i_{пр} = \operatorname{tg} v \quad \text{или} \quad v = \operatorname{arctg} i_{пр}$$

Подсчитывают отсчёт по вертикальному кругу теодолита при «круге лево».

$$КЛ = v + MO,$$

где MO - место нуля вертикального круга. Отсчёт устанавливают по вертикальному кругу теодолита. Ставят рейку в точке В на кол, который постепенно забивают так, чтобы отсчёт по рейке был равен высоте J теодолита. В характерных точках рельефа 1, 2, 3... забивают колышки, чтобы отсчёты по рейке, поставленной на них, везде были равны высоте J теодолита (рис. 16.2).

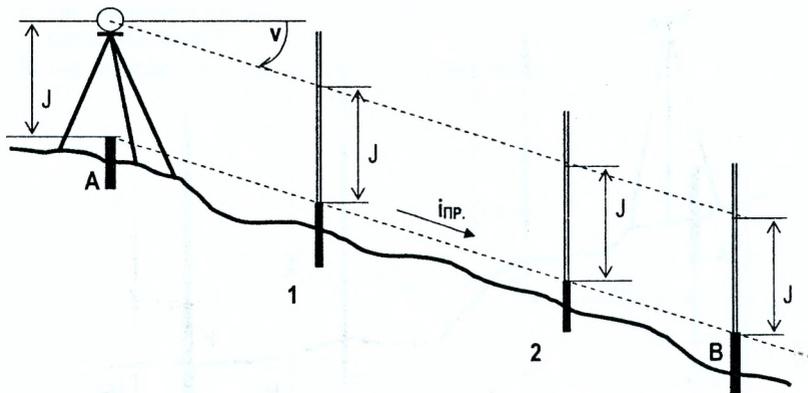


Рис. 16.2. Построение линии с заданным уклоном $i_{пр}$ при помощи теодолита

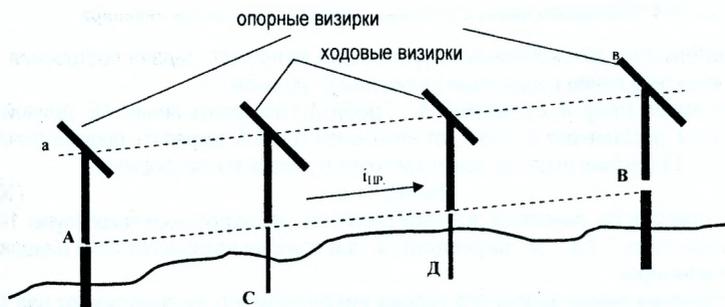


Рис. 16.3. Разбивка промежуточных точек при помощи визирок

Для разбивки промежуточных точек при помощи трех визирок поступают так (рис. 16.3). В точках А и В устанавливают отвесно две визирки. Затем третья визирка последовательно устанавливается на колышки в точках С и Д, которые забивают так, чтобы верхняя грань визирок была на прямой ав.

Примечание: визирки – столбики с планкой, прибитой горизонтально. Устанавливаемые в начале и конце хода – опорные, между опорными – ходовые.

16.2. Построение плоскости заданного уклона

Для построения плоскости ABCD с заданным уклоном (рис. 16.4) поступают следующим образом:

- строят точки A, B, C, D на местности по их проектным отметкам;

$$H_B = H_A + i_{пр} \cdot d_1; \quad H_C = H_B + i_{поп} \cdot d_2; \quad H_D = H_A + i_{поп} \cdot d_2; \quad (16.2)$$

где $i_{пр}$ и $i_{поп}$ – уклоны соответственно продольный и поперечный.

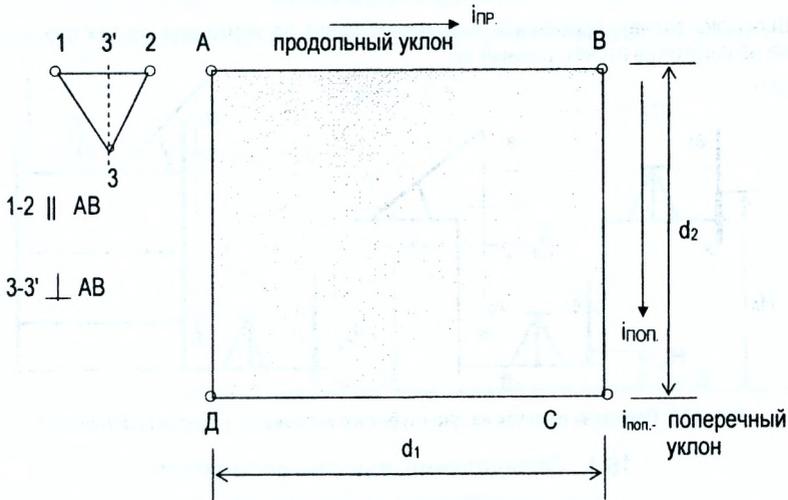


Рис. 16.4. Построение плоскости заданного наклона

- устанавливают нивелир над точкой A и измеряют его высоту J с помощью нивелирной рейки;

- нивелир устанавливают так, чтобы его два подъемных винта располагались параллельно линии AB, а третий - перпендикулярно AB.

- действуя тремя подъемными винтами, добиваются такого положения, когда отсчеты по рейкам, установленным в точках A, B, C, D, будут одинаковыми. Следовательно, наклонная плоскость, проходящая через визирную ось трубы, будет параллельна заданной плоскости ABCD.

Перемещая рейку в пределах A, B, C, D и по линиям, закрепляют точки через определенный интервал так, чтобы отсчеты по рейке, устанавливаемой на этих точках, были соответственно равны отсчетам в точках A, B, C, D.

16.3. Передача отметок на дно котлована и на монтажные горизонты

В практике строительства приходится передавать отметки вниз - на дно глубокого котлована и вверх на монтажные горизонты.

Наблюдения лучше вести одновременно двумя нивелирами, один из которых установлен на поверхности, другой на дне котлована или на соответствующем монтажном горизонте.

Над котлованом устанавливают кронштейн, к которому подвешивают рулетку с миллиметровыми делениями и с грузом. Взяв отсчет a_1 , по рейке, установленной на репере A,

поворачивают трубу по направлению к подвешенной рулетке и одновременно обоими нивелирами делают отсчеты v_1 и a_2 . Далее вторым нивелиром берётся отсчёт v_2 . Отметка точки В вычисляется по формуле:

$$H_B = H_A + a_1 - (v_1 - a_2) - v_2 \quad (16.3)$$

Для того, чтобы отметка H_B была равной проектной, отсчет по рейке, установленной в точке В, должен быть

$$v_2 = H_A + a_1 - (v_1 - a_2) - H_B \quad (16.4)$$

Вычислив отсчет, временный знак перемещают по вертикали до тех пор, пока по рейке не получится отсчет, равный v_2 .

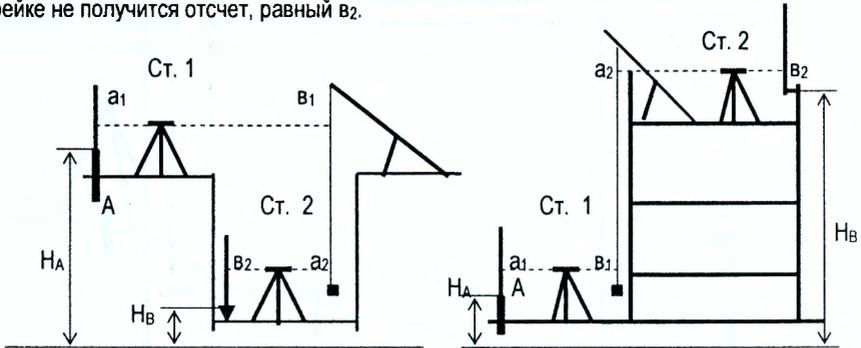


Рис. 16.5. Передача отметок на дно глубокого котлована и монтажный горизонт

16.4. Определение высоты сооружения

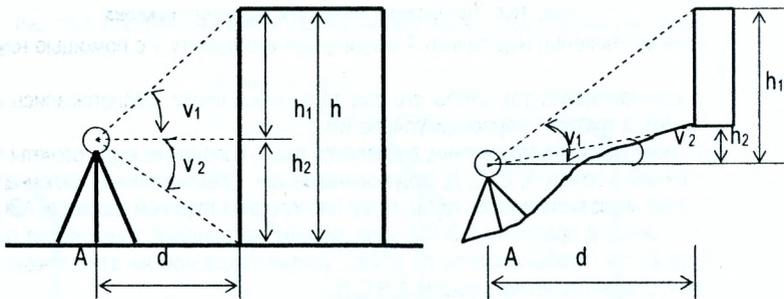


Рис. 16.6. Определение высоты сооружения

Для определения высоты сооружения в точке А, расположенной не ближе $1/3$ высоты сооружения, устанавливают теодолит и измеряют при двух положениях круга вертикальные углы v_1 и v_2 , визируя на верхнюю и нижнюю точки сооружения, измеряют горизонтальное расстояние $AB=d$. Высоту сооружения определяют по формуле:

$$h = h_1 + h_2 = d \operatorname{tg} v_1 - d \operatorname{tg} v_2 \quad (16.5)$$

или

$$h = d (\operatorname{tg} v_1 - \operatorname{tg} v_2) \quad (16.6)$$

Если линия местности АВ наклонна, то нужно измерить ее наклон и вычислить горизонтальное проложение d .

16.5. Разбивка земляного полотна автомобильной дороги

16.5.1. Разбивка насыпи

Разбивка для земляных работ заключается в перенесении на местность границ насыпей, выемок, кюветов, резервов и закреплении на местности необходимых плановых и высотных точек.

При разбивке насыпи на равнинной местности высотой h и шириной b на местности необходимо обозначить точки A, C, O, D и B (рис. 16.7). Обозначим коэффициент откоса через $k = \frac{a}{h}$ и половину низа насыпи через l , которую можно определить по формуле:

$$l = \frac{b}{2} + a = \frac{b}{2} + k \cdot h \quad (16.7)$$

Величины b, k и h известны из проекта.

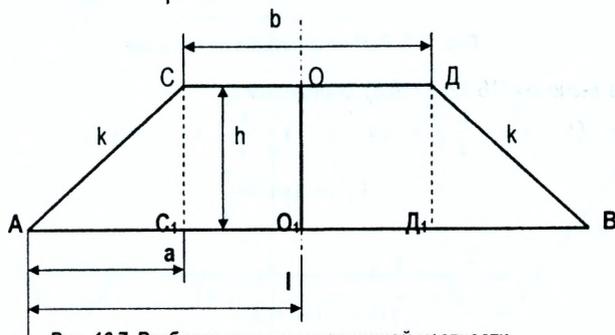


Рис. 16.7. Разбивка насыпи в равнинной местности

Разбивку выполняют следующим образом. В точке O_1 выставляют визирку, высота которой равна h , и получают рабочую отметку O . От точки O_1 в обе стороны откладывают отрезки, равные $\frac{b}{2}$, и получают на местности точки C_1 и D_1 , в которых забивают колья высотой h .

При разбивке насыпи на косогоре с уклоном i , высотой h и шириной b , с коэффициентом откоса k необходимо обозначить точки A, C, O, D и B (рис. 16.8). Здесь для разбивки насыпи требуется знание величин l_1 и l_2 , сумма которых составляет проекцию ширины насыпи на косогоре.

Из рисунка $MO_1 = x$,

$$l_2 = \frac{b}{2} + NB. \quad (16.8)$$

Естественный уклон i местности определится как

$$i = \frac{x}{l_2}. \quad (16.9)$$

т.е.

$$x = i \cdot l_2, \quad (16.10)$$

а коэффициент откоса насыпи

$$k = \frac{NB}{h - x} \quad (16.11)$$

или

$$NB = k(h - x) \quad (16.12)$$

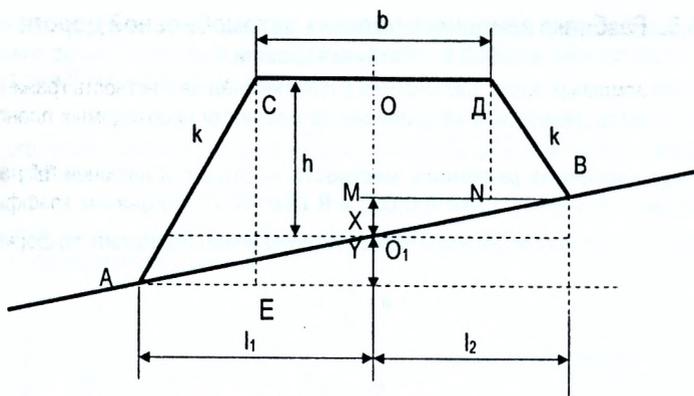


Рис. 16.8. Разбивка насыпи на косогоре

Подставив значения (16.12) в (16.8), определим l_2

$$l_2 = \frac{b}{2} + k \cdot (h - x) = \frac{b}{2} + k \cdot (h - l_2 \cdot i) = \frac{b}{2} + kh - k \cdot i \cdot l_2;$$

$$l_2(1+k \cdot i) = k \cdot h + \frac{b}{2}$$

откуда

$$l_2 = \frac{\frac{b}{2} + k \cdot h}{1+k \cdot i} = \frac{1}{1+k \cdot i} \left(\frac{b}{2} + k \cdot h \right). \quad (16.13)$$

Значение l_1 определяется аналогично из треугольника ACE.

$$\left. \begin{aligned} l_1 - \frac{b}{2} &= k \cdot y; \\ \frac{y}{l_1} &= i; \\ y &= i \cdot l_1; \end{aligned} \right\} \quad (16.14)$$

$$l_1 - \frac{b}{2} = k \cdot h + k \cdot y = k \cdot i + k \cdot i \cdot l_1$$

$$l_1 - k \cdot i \cdot l_1 = k \cdot h + \frac{b}{2}; \quad l_1(1-k \cdot i) = k \cdot h + \frac{b}{2}.$$

откуда

$$l_1 = \frac{1}{1-k \cdot i} \left(k \cdot h + \frac{b}{2} \right) \quad (16.15)$$

Значения l_1 и l_2 откладывают при помощи ватерпасовки, т.е. мерный прибор примерно удерживают горизонтально, а значения l_1 и l_2 на местность проектируют при помощи отвеса.

Пример 16.1. Для разбивки насыпи на косогоре найти значения l_1 и l_2 при следующих значениях: $h=2,5$ м; $b=10,0$ м; $k=2,0$; $i=0,2$.

Подставляя эти значения в формулы (16.13) и (16.15), найдём

$$l_2 = \frac{5 + (2,0 + 2,5)}{1,0 + (2,0 \cdot 0,2)} = 7,14 \text{ м.}$$

$$l_1 = \frac{1}{1 - 0,4} \cdot (5 + 5) = 16,67 \text{ м.}$$

16.5.2. Разбивка выемки

Разбивка выемки на равнинной местности производится так же, как и разбивка насыпи, но здесь необходимо учитывать ширину верха кювета (рис. 16.9).

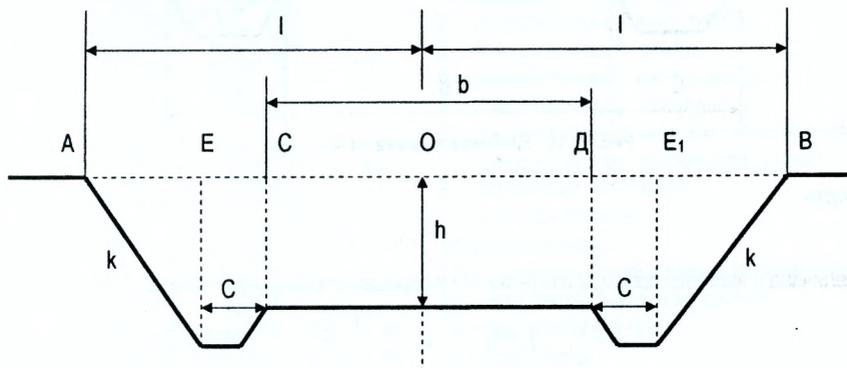


Рис. 16.9. Разбивка выемки в равнинной местности

Из рис. 16.9 ширина верха выемки состоит из отрезков $b = CD$ - ширина дорожного полотна; и $AE = E_1B$ - заложение откосов выемки и $EC = E_1D = c$ - ширины верха кювета, т.е.

$$l = \frac{b}{2} + k \cdot h + c. \quad (16.16)$$

Практически разбивка выемки производится так: в обе стороны от оси полотна (точка O) откладывают расстояния l , затем ширину верха кювета - c и заложение откоса выемки $d = k \cdot h$.

Разбивка выемки на косогоре заключается в определении расстояний l_1 и l_2 , которые определяют границы работ (рис. 16.10).

Из треугольников O_1OB и MBN найдём:

$$\left. \begin{aligned} i &= \frac{x}{l}; x = i \cdot l; k = \frac{MB}{MN} = \frac{l - \frac{b}{2} - c}{h + x}; \\ l_1 - \frac{b}{2} - c &= k \cdot h + k \cdot x = k \cdot h + k \cdot i \cdot l; \\ l_1 &= \frac{1}{1 - k \cdot i} \left(\frac{b}{2} + k \cdot h + c \right) \end{aligned} \right\} \quad (16.17)$$

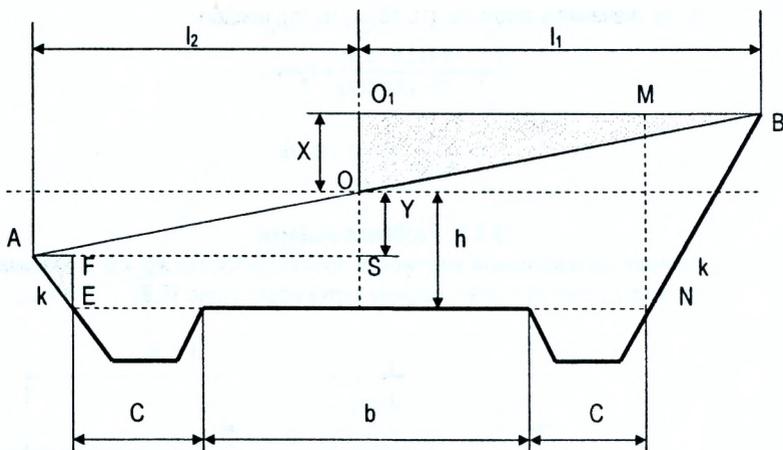


Рис. 16.10. Разбивка выемки на косогоре

откуда

$$l_1 = \frac{1}{1-k \cdot i} \cdot \left(\frac{b}{2} + k \cdot h + c \right) \quad (16.18)$$

Величина l_2 является проекцией отрезка AO и определяется из треугольников AOS и AFE .

$$i = \frac{y}{l_2}; \quad y = i \cdot l_2; \quad k = \frac{AF}{FE} = \frac{l_2 - \frac{b}{2} - k}{h - y}$$

$$l_2 - \frac{b}{2} - c = k_1 \cdot h - k_1 \cdot y = k_1 \cdot h - k_1 \cdot i \cdot l_2;$$

$$l_2(1+k_1 \cdot i) = \frac{b}{2} + k_1 \cdot h + c; \quad l_2 = \frac{1}{1+k_1 \cdot i} \cdot \left(\frac{b}{2} + k_1 \cdot h + c \right) \quad (16.19)$$

Практически разбивка выемки на косогоре производится так же, как и насыпь на косогоре, т.е. ватерпосовкой.

Вопросы и задачи для самостоятельной работы

1. Как построить линию заданного уклона с помощью нивелира?
2. Как построить линию заданного уклона с помощью теодолита?
3. Как выносятся промежуточные точки при построении линии заданного уклона?
4. Как вынести на местность плоскость заданного уклона?
5. Как передать отметку на монтажный горизонт?
6. Как передать отметку на дно глубокого котлована?
7. Как определить высоту сооружения с помощью теодолита?
8. Какие элементы выносят при разбивке выемок и насыпей?
9. Что является исходным для разбивки выемок и насыпей?

Самостоятельная работа

1. Теодолит

1.1. Устройство теодолита Т30, 2Т30

Теодолит Т30, 2Т30 предназначен для измерения углов в теодолитных и тахеометрических ходах, при разбивке плановых и высотных съёмочных сетей, для измерения расстояний с использованием нитяного дальномера зрительной трубы, определения магнитных азимутов по ориентир-буссоли, а также для нивелирования горизонтальным лучом с помощью уровня при трубе.

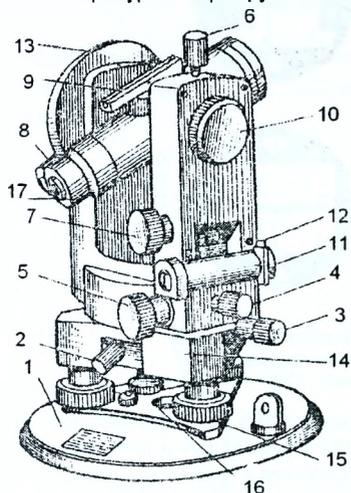


Рис 1.1. Общий вид теодолита Т30

- 1 – основание теодолита;
- 2 – закрепительный винт лимба;
- 3 – наводящий винт лимба;
- 4 – закрепительный винт алидады;
- 5 – наводящий винт алидады;
- 6 – закрепительный винт зрительной трубы;
- 7 – наводящий винт зрительной трубы;
- 8 – оптический микроскоп;
- 9 – оптический визир;
- 10 – кремальера;
- 11 – цилиндрический уровень на алидаде;
- 12 – исправительный винт уровня;
- 13 – вертикальный круг;
- 14 – подставка;
- 15 – подъемный винт;
- 16 – отверстие для центрирования;
- 17 – диоптрийное кольцо.

Основание 1 (рис. 1.1.), с которым скреплена подставка 14, служит дном футляра прибора. Это позволяет закрывать теодолит футляром, не снимая его со штатива. Теодолит приводится в рабочее положение (ось его вращения устанавливается в отвесное положение) подъемными винтами 15 подставки при помощи цилиндрического уровня 11.

При зрительной трубе имеется оптический визир 9 для грубого наведения зрительной трубы на точку. Закрепительным винтом 6 труба фиксируется в заданном направлении. Вращением диоптрийного кольца 17 добиваются четкого изображения сетки нитей (установка трубы по глазу). Фокусировка трубы на предмет осуществляется вращением кремальеры 10. Горизонтальный круг (лимб) и алидада могут вращаться совместно и раздельно при помощи наводящих устройств 2,3 и 4,5. При закреплении винта 2 и откреплении винта 4 алидада ноль лимба остаётся неподвижным в процессе вращения верхней части теодолита и, наоборот, при закреплении винта 4 и откреплении винта 2 ноль лимба вращается вместе с верхней частью теодолита.

Зрительная труба теодолита может быть использована как оптический центрир. Для этого её устанавливают вертикально окуляром вверх и визируют на точку стояния через специальное отверстие 16 в основании прибора.

В качестве **отсчётных устройств** используются штриховые (теодолит Т30) и шкаловые (теодолит 2Т30) микроскопы. Горизонтальный и вертикальный круги теодолита Т30 разделены через $10'$ с оцифровкой через 1° . Изображение отсчётного индекса и штрихов обоих кругов передано в поле зрения микроскопа (рис. 1.2, б) посредством оптической схемы (рис. 1.2, а).

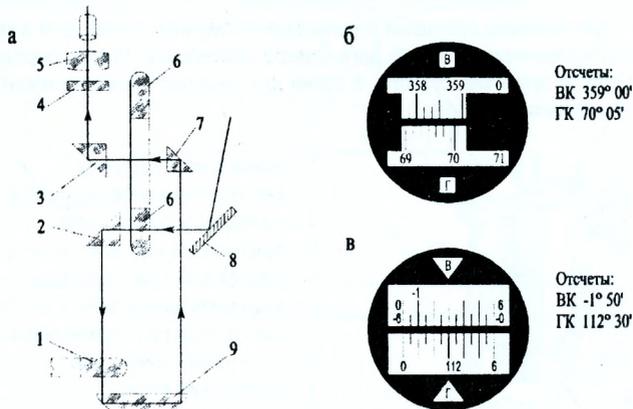


Рис. 1.2. Отсчётные устройства теодолитов Т30, 2Т30:

а - оптическая схема; б - поле зрения теодолита Т30;

в - поле зрения теодолита 2Т30.

Луч света, отражаясь от зеркала подсветки 8, проходит через лимб вертикального круга б и попадает на призму 2. Посеребренная поверхность отражает луч и направляет его на лимб горизонтального круга 1. После двукратного отражения в призме 9 он проходит через призмы 7 и 3 и попадает на плоско-параллельную пластину 4, на которой нанесён один штрих у теодолита Т30 и двенадцать у теодолита 2Т30. При помощи этих штрихов производится отсчёт. Изображение штрихов лимба горизонтального круга на пластине рассматривают через окуляр 5 отсчётного микроскопа на фоне штрихов пластин.

Поле зрения отсчётного микроскопа приведено на рисунке 1.2 б и 1.2 в. В поле зрения микроскопа изображение вертикального круга обозначено буквой **В**, горизонтального – буквой **Г**.

Теодолит 2Т30, являющийся модификацией теодолита Т30, отличается отсчётным устройством и наличием уровня при трубе. В отличие от теодолита Т30 на круги нанесены деления через 1° (каждый градус оцифрован), а в отсчётном устройстве вместо штрихового использован шкаловый микроскоп с ценой деления $5'$.

1.2. Вертикальный круг теодолита Т30, 2Т30

Вертикальный круг теодолита предназначен для измерения вертикальных углов. **Вертикальный угол (угол наклона)**- угол между направлением визирной оси и её проекцией на горизонтальную плоскость. Лимб вертикального круга теодолита неподвижно скреплён с осью вращения зрительной трубы и вращается вместе с ней, а отсчётный индекс остаётся неподвижным при любом положении зрительной трубы. Отсчёт по вертикальному кругу при горизонтальном положении визирной оси называется **местом нуля (МО) вертикального круга**.

Вертикальный круг теодолита Т-30 скреплён со зрительной трубой по диаметру 90° - 270° и оцифрован против хода часовой стрелки от 0° до 360°. Из рисунка 1.3 следует, что

$$v = \text{КЛ} - \text{МО}, \quad (1.1)$$

$$v = \text{МО} - \text{КП} + 180^\circ, \quad (1.2)$$

решая (1.1) и (1.2) относительно v и МО , получим

$$v = \frac{\text{КЛ} - \text{КП} + 180^\circ}{2}, \quad (1.3)$$

$$\text{МО} = \frac{\text{КЛ} + \text{КП} - 180^\circ}{2}. \quad (1.4)$$

Следовательно, для определения величины МО нужно на одну и ту же точку навести зрительную трубу при КП и КЛ, взять отсчёты по вертикальному кругу, и вычислить МО по формуле (1.4).

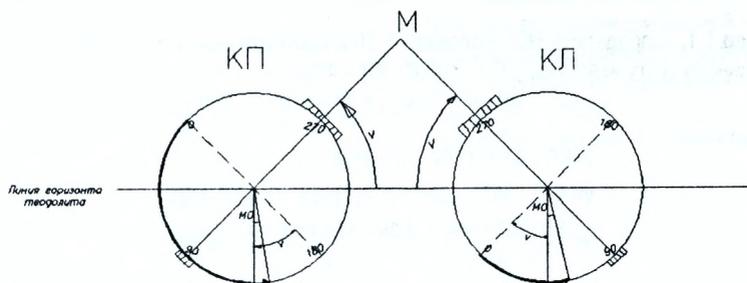


Рис. 1.3. Вертикальный круг теодолита Т-30

Вертикальный круг теодолита 2Т-30 разделен на четыре сектора диаметрами 0°- 0° и 90°-90°, скреплён со зрительной трубой по диаметру 90°-90° и оцифрован в обе стороны от 0° до 90°. Против хода часовой стрелки нанесены положительные деления, а по ходу часовой стрелки – отрицательные. Если допустить, что значение МО известно, то значение вертикального угла (рис. 1.4) можно вычислить по формулам (1.5) и (1.6)

$$v = \text{КЛ} - \text{МО}, \quad (1.5)$$

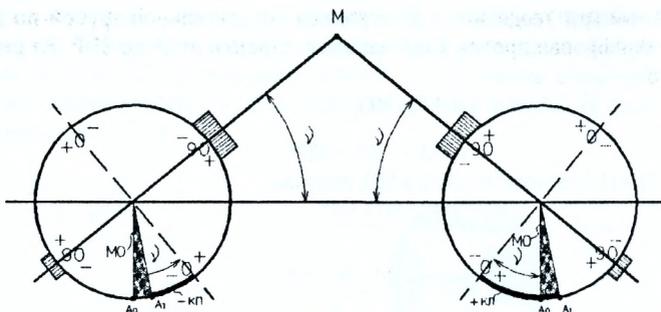
$$v = \text{МО} - \text{КП}. \quad (1.6)$$

Решая (1.5) и (1.6) относительно v и МО , получим:

$$v = \frac{\text{КЛ} - \text{КП}}{2}, \quad (1.7)$$

$$\text{МО} = \frac{\text{КЛ} + \text{КП}}{2}. \quad (1.8)$$

Анализируя формулы (1.3) и (1.7), можно сделать вывод: если угол измерен при двух положениях вертикального круга, то МО не влияет на правильность определения вертикального угла. При известной величине МО вертикальный угол можно вычислить по формулам (1.1), (1.2), (1.5) и (1.6). Для удобства вычисления углов наклона по этим формулам желательно, чтобы значение МО не превышало двойной точности отсчётного устройства, т.е. 1' для теодолитов Т30, 2Т30.



A_0 – положение отсчётного индекса при $MO=0$;
 A_1 – положение отсчётного индекса при $MO \neq 0$

Рис. 1.4. Вертикальный круг теодолита 2Т30

Пример 1.1. Определить MO теодолита Т-30 и вертикальный угол v , если отсчёты по вертикальному кругу известны: $КП = 175^{\circ}28'$; $КЛ = 4^{\circ}36'$.

$$MO = \frac{КЛ + КП - 180}{2} = \frac{4\ 36' + 175\ 28' - 180}{2} = 2';$$

$$v = КП - MO = 4^{\circ}36' - 2' = 4^{\circ}34';$$

$$v = MO - КП + 180^{\circ} = 2' - 175^{\circ}28' + 180^{\circ} = 4^{\circ}34';$$

$$v = \frac{КЛ - КП + 180}{2} = \frac{4\ 36' - 175\ 28' + 180}{2} = 4^{\circ}34'.$$

Пример 1.2. Определить MO теодолита Т30 и вертикальный угол V , если отсчёты по вертикальному кругу известны : $КЛ = 355^{\circ}53'$; $КП = 184^{\circ}09'$.

$$MO = \frac{КЛ + КП - 180^{\circ}}{2} = \frac{355^{\circ}53' + 184^{\circ}09' - 180^{\circ}}{2} = \frac{360^{\circ}02'}{2} = 1';$$

$$V = КП - MO = 355^{\circ}53' - 1' = 355^{\circ}52' - 360^{\circ} = -4^{\circ}08';$$

$$V = MO - КП - 180^{\circ} = 1' - 184^{\circ}09' = -4^{\circ}08';$$

$$V = \frac{КЛ - КП + 180^{\circ}}{2} = \frac{355^{\circ}53' - 184^{\circ}09' + 180^{\circ}}{2} = \frac{355^{\circ}53' - 4^{\circ}09' - 360^{\circ}}{2} = -4^{\circ}08'$$

Пример 1.3. Определить MO для теодолита 2Т-30 и величину вертикального угла наклона v , если отсчёты по вертикальному кругу известны: $КП = 5^{\circ}17'$; $КЛ = -5^{\circ}19'$.

$$MO = \frac{КЛ + КП}{2} = \frac{-5\ 19' + 5\ 17'}{2} = -1';$$

$$v = КП - MO = 5^{\circ}19' - (-1') = 5^{\circ}18';$$

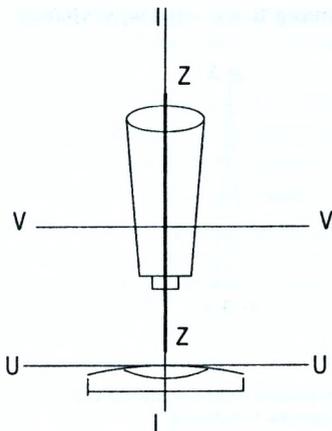
$$v = MO - КП = -1' - 5^{\circ}17' = -5^{\circ}18';$$

$$v = \frac{КЛ - КП}{2} = \frac{-5\ 19' - 5\ 17'}{2} = -5^{\circ}18'.$$

1.3. Поверки теодолита

К теодолиту предъявляются следующие требования:

- 1) Ось цилиндрического уровня U-U должна быть перпендикулярна оси вращения теодолита I-I (рис 1.5);
- 2) Одна из нитей сетки должна быть параллельна, а другая перпендикулярна к оси вращения теодолита I-I;
- 3) Ось вращения зрительной трубы V-V должна быть перпендикулярна к оси вращения теодолита I-I;
- 4) Визирная ось трубы Z-Z должна быть перпендикулярна к оси вращения зрительной трубы V-V;
- 5) Место нуля (МО) вертикального круга должно быть близким к нулю.



I – I – ось вращения теодолита;
V- V- ось вращения зрительной трубы;
U- U- ось цилиндрического уровня;
Z - Z- визирная ось зрительной трубы.

(оси Z-Z и I- I на рис. 1.5 совпадают).

Рис. 1.5. Схема осей теодолита

При невыполнении этих условий (поверок) работать теодолитом запрещается. Соблюдение указанных условий проверяется следующим образом.

1.3.1. Ось цилиндрического уровня должна быть перпендикулярна оси вращения теодолита ($UU \perp II$). Поворотом верхней части теодолита уровень устанавливается по направлению двух подъемных винтов и, вращая их, приводят пузырек уровня в нуль-пункт. Затем поворачивают уровень на 180° . Если пузырек уровня остался на середине, то условие выполнено (допуск 1 деление уровня). В противном случае, на половину отклонения перемещают пузырек уровня к нуль-пункту исправительными винтами 12 уровня (рис. 1.1), а на оставшуюся часть – подъемными. Далее поверку повторяют.

1.3.2. Одна из нитей сетки должна быть параллельна, а другая перпендикулярна к оси вращения теодолита. Наводят визирную ось трубы на точку и, работая наводящим винтом трубы, наклоняют трубу вверх и вниз. Если при этом нить не будет отклоняться от точки, то условие выполнено (рис. 1.6,а). В противном случае ослабляют винты крепления окулярного колена к трубе и поворотом окулярного колена добиваются правильного положения сетки. После выполнения юстировки винты закрепляют. Эту же поверку можно выполнить с использованием отвеса (рис. 1.6,б).

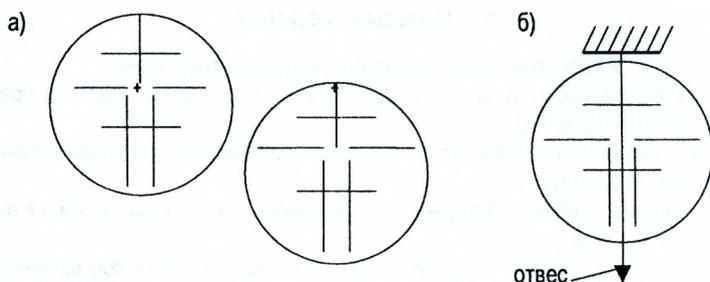


Рис. 1.6. Проверка сетки нитей

1.3.3. Ось вращения зрительной трубы должна быть перпендикулярна к оси вращения теодолита ($VV \perp II$).

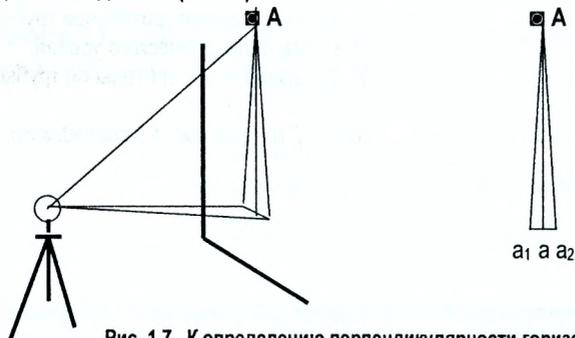


Рис. 1.7. К определению перпендикулярности горизонтальной оси вращения трубы к оси вращения теодолита

Устанавливают теодолит в 5-10 м от стены и наводят на какую-либо высоко расположенную точку А (рис. 1.7) при одном из положений вертикального круга, например, при «круге право». Наклоном зрительной трубы проектируют верхнюю точку в нижнюю часть стены (примерно на уровень инструмента), где помощник помечает карандашом проекцию пересечения сетки нитей (точка a_1). Переводят зрительную трубу через зенит и аналогичные действия производят при другом положении вертикального круга, помечая точку a_2 . Условие будет выполнено, если проекции верхней точки при КП и КЛ совпали. В случае несовпадения средняя точка из двух проекций (точка a) будет соответствовать правильному расположению осей. В современных конструкциях теодолитов невыполнение условия может быть устранено только в мастерской или в заводских условиях.

1.3.4. Визирная ось трубы должна быть перпендикулярна к оси вращения зрительной трубы ($ZZ \perp VV$). Невыполнение этого условия приводит к погрешности в отсчете по лимбу теодолита, которая называется **коллимационной погрешностью С**.

Коллимационную погрешность выявляют путем визирования на одну и ту же точку при двух положениях вертикального круга (КП и КЛ). При этом поступают следующим образом:

1. Приводят теодолит в рабочее положение.

2. Закрепляют лимб и, работая винтами алидады и зрительной трубы, наводят визирную ось на удаленную точку при одном положении вертикального круга и берут отсчет по горизонтальному кругу.

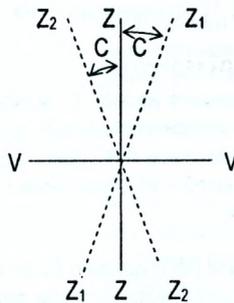


Рис. 1.8. Коллимационная погрешность

3. Наводят на ту же точку при другом положении вертикального круга и берут отсчет. Коллимационную погрешность вычисляют по формуле:

$$C = 0,5 * (КП - КП \pm 180^\circ), \quad (1.9)$$

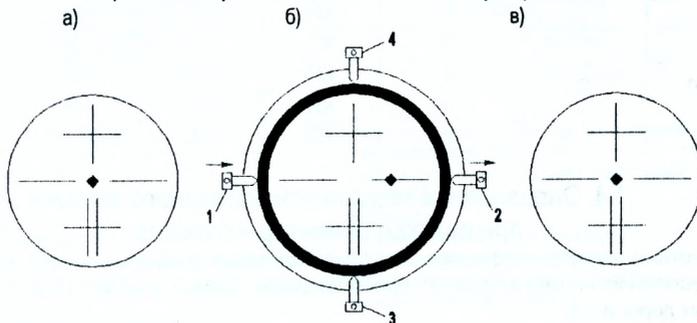
где КП и КЛ – отсчеты по горизонтальному кругу теодолита при соответствующем круге. Отсчеты записывают в журнал (табл. 1.1)

Правильность определения коллимационной погрешности проверяют повторными наблюдениями. Если $|C| \leq 1'$, то условие считается выполненным.

Таблица 1.1 Определение коллимационной погрешности

№№ станций	№№ точек визирования	Положение круга	Отсчёт по горизонт. кругу	2С с	Правильный отсчёт	Примечание
5	2	КП	27°21'	6'	27°24'	До исправления
	2	КЛ	207°27'	3'	207°24'	
5	6	КЛ	226°55'	5'	226°52,5'	
	6	КП	46°50'	2,5'	46°52,5'	
5	6	КП	46°52'	1'		После исправления
	6	КЛ	226°53'	0,5'		

Исправление коллимационной погрешности выполняют следующим образом (рис. 1.9).



а) – до установки правильного отсчета; б) - после установки правильного отсчета; в) - после исправления коллимационной погрешности.

Рис. 1.9. Порядок исправления коллимационной погрешности:

1. Наводящим винтом 5 алидады (рис. 1.1) устанавливают на лимбе правильный отсчет, вычисленный по формуле:

$$N = (КП + КП \pm 180^\circ) \cdot 0,5. \quad (1.10)$$

При этом верхняя часть теодолита повернется на угол C , вследствие чего изображение точки в поле зрения трубы сместится с пересечения нитей (рис. 1.9, б)

2. Действуя боковыми исправительными винтами 1 и 2 (рис. 1.9, б) сетки, последнюю перемещают до совмещения пересечений нитей с изображением точки (рис. 1.9, в)

3. После исправления проверку повторяют.

1.3.5. Место нуля вертикального круга (МО) должно быть близким к нулю.

Для определения МО на одну и ту же точку визируют при двух положениях вертикального круга (КП и КЛ), берут отсчеты по вертикальному кругу и по формуле (1.4) для теодолита ТЗ0 и (1.8) для теодолита 2ТЗ0 находят значение МО. При $МО > 1'$ вычисляют правильный отсчет по вертикальному кругу по формулам (1.1) и (1.2) для теодолита ТЗ0, (1.5) и (1.6) для теодолита 2ТЗ0 (при $МО=0$)

$$КЛ = v,$$

$$КП = 180^\circ - v \text{ для теодолита ТЗ0 и}$$

$$КП = -v \text{ для теодолита 2ТЗ0.}$$

Далее вращением наводящего винта зрительной трубы устанавливают вычисленный отсчет по вертикальному кругу, вследствие чего пересечение сетки сместится с точки в вертикальной плоскости. Работая вертикальными винтами сетки 3 и 4 (рис. 1.9, б), пересечение сетки совмещается с изображением точки. Результаты измерений заносят в таблицу 1.2

Таблица 1.2. Определение МО и вертикальных углов

Теодолит	№ стан-ций	№ точек ви-зирования	Круг	Отсчёт	МО v	Правильный отсчёт
1	2	3	4	5	6	7
ТЗ0	1	6	КЛ	4°38'	1'	4°37'
		6	КП	175°24'	4°37'	175°23'
		7	КЛ	3°52'	1'	3°51'
		7	КП	176°10'	3°53'	176°09'
2ТЗ0	2	8	КЛ	3°19'	-2'30"	3°21'30"
		8	КП	-3°24'	3°21'30"	-3°21'30"
		9	КЛ	6°41'	-3'00"	6°44'00"
		9	КП	-6°47'	6°44'00"	-6°44'00"

1.4. Определение теодолитом магнитного азимута при помощи ориентир – буссоли

Магнитные азимуты необходимы при ориентировании съёмок местности, выполняемых в условной системе координат, ориентировании прямых участков трассы автомобильных дорог и т.д.

Для определения магнитного азимута линии АВ (рис. 1.10) над точкой А устанавливают теодолит, приводят по уровню в рабочее положение. Положение теодолита устанавливают при круге «лево», в посадочный паз вставляют буссоль и крепят её к теодолиту специальным винтом.

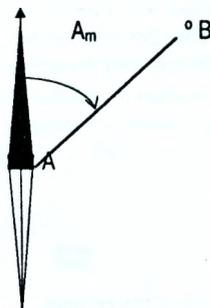


Рис. 1.10. Определение магнитного азимута

Работая винтами алидады 3 и 5 (рис. 1.1), отсчёт по горизонтальному кругу устанавливают равным $0^{\circ} 00' 00''$. Далее, работая винтами лимба 2 и 3, добиваются совпадения северного конца буссоли со штрихом шкалы и закрепляют винт лимба 3. Таким образом, 0° горизонтального круга будет ориентирован на магнитный полюс.

Винтами алидады наводят визирную ось теодолита на вежу, устанавливают в точке В.

Отсчёт по горизонтальному кругу будет соответствовать магнитному азимуту линии АВ.

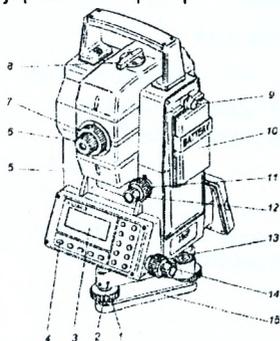
При выполнении этой работы следует помнить, что вблизи буссоли не должно быть металлических предметов (стальных или железных).

1.5. Электронный тахеометр ЗТа5Р

Электронный тахеометр ЗТа5Р - оптико-электронный прибор, совмещающий в себе электронный теодолит, светодальномер, вычислительное устройство и регистратор информации, предназначен для: выполнения крупномасштабных съёмок; создания сетей планово-высотного обоснования; автоматизированного решения различных инженерно-геодезических задач при помощи прикладных программ; крупномасштабных съёмок при инвентаризации земель; создания и обновления земельного кадастра и решения задач землеводства. Тахеометром можно производить измерения в полярных и прямоугольных координатах.

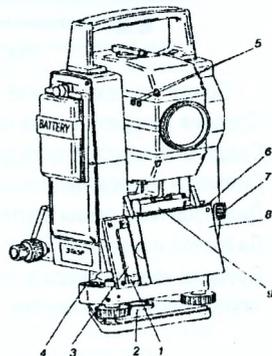
На рис. 1.11 «а» и «б» показано устройство электронного тахеометра ЗТа5Р, а на рис. 1.12 панель управления прибором.

а)



- 1-подъемный винт;
- 2-юстировочный винт;
- 3-дисплей;
- 4-кнопка включения (выключения);
- 5-колонка;
- 6-диоптрийное кольцо;
- 7-кольцо кремальеры зрительной трубы;
- 8-коллиматорный визир;
- 9-винт;
- 10-хассетный источник питания;
- 11, 13-наводящий винт;
- 12, 14-закрепительный винт;
- 15-подставка.

б)



- 1-кнопка инжектора (внутри узла сопряжения);
- 2-юстировочная гайка;
- 3-карта памяти (внутри узла сопряжения);
- 4-круглый уровень;
- 5-клеммы;
- 6-юстировочный винт центрира;
- 7-окуляр оптического центрира;
- 8-узел сопряжения с картой памяти;
- 9-цилиндрический уровень.

а- вид с панели управления; б- вид с регистрационной карты.

Рис. 1.11. Устройство тахеометра ЗТа5Р

Опыт работы тахеометром на спорткомплексе «Виктория» в г. Бресте, спортивном дворце в г. Пружаны и других объектах Брестской области показал, что помимо основного его назначения, тахеометр может успешно использоваться при испытаниях конструкций сооружений и определении горизонтальных и вертикальных перемещений объектов. Результаты измерений могут быть записаны в карту памяти и переданы в персональный компьютер для дальнейшей обработки.

- - - ввод отдельных цифр;
- - ввод знака минус;
- , - движение курсора по дисплею;
- - вызов меню для выбора режима работы, выход из режима после проведения измерений;
- - смена режима, продолжение работы, просмотр результатов измерений, записанных в карту памяти;
- - просмотр результатов измерений, записанных в карту памяти; смена шаблона дисплея без выхода в главное меню;
- - обнуление горизонтального угла;
- - удаление неправильно набранных цифр;
- - запись измерений в карту памяти;
- - начало измерений;
- - выбор подпрограмм, подтверждение ввода величин;
- - включение подсветки дисплея.

Рис. 1.12. Кнопки панели управления

Основные технические характеристики электронного тахеометра ЗТа5Р:

- Средняя квадратическая погрешность измерения горизонтального угла..... $\pm 5''$;
- Средняя квадратическая погрешность измерения вертикального угла..... $\pm 7''$;
- Диапазон измерений горизонтального угла..... от 0° до 360° ;
- Диапазон измерений вертикального угла..... от $+45^\circ$ до -45° ;
- Диапазон измерений расстояний..... от 2 м до 2000 м;
- Средняя квадратическая погрешность измерения расстояния S определяется формулой

$$m_s = \pm(5 + 3 \cdot 10^{-6} S) \text{ мм} \quad (1.11)$$

Анализируя формулу (1.11), можно сделать следующий вывод: относительная погрешность измерения расстояния зависит от длины линии.

Так, например, при измерении расстояния 100 м абсолютная погрешность составит ± 5 мм, а относительная 1:20000; при измерении расстояния 500 м абсолютная погрешность будет ± 6 мм, а относительная 1:8330000; при измерении расстояния 1 км абсолютная погрешность составит ± 8 мм, а относительная 1:125000; при измерении расстояния 2 км абсолютная погрешность будет ± 16 мм, а относительная 1:125000.

На рис. 1.13. представлена структура меню тахеометра.

При измерениях автоматически вводятся следующие поправки:

- За влияние коллимационной погрешности;
- За влияние значения место нуля;

- Поправка за наклон линии к горизонту, т.е. измеряется горизонтальное проложение. Для измерения наклонных расстояний вводится специальный режим;
- Поправка за кривизну Земли и рефракцию.

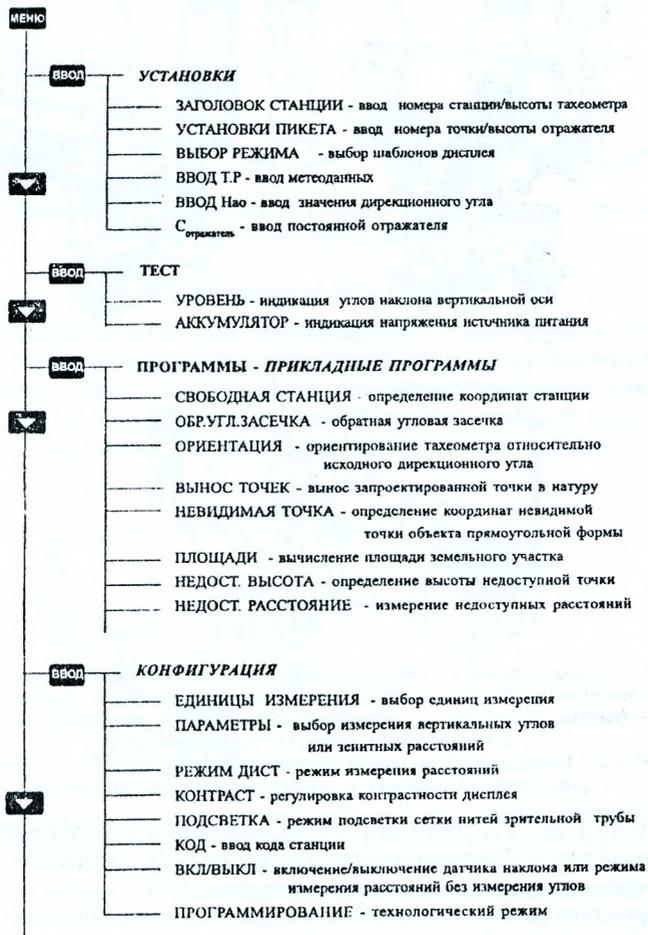


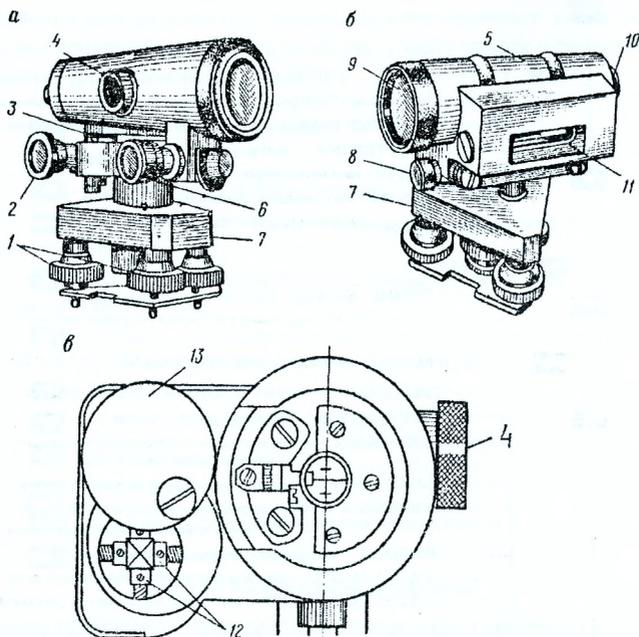
Рис. 1.13. Структура меню электронного тахеометра 3Tа5P

В комплектность входят следующие основные принадлежности:

- Отражатели однопризменные для измерения расстояний до 1 км и двухпризменные при измерении расстояний до 2 км;
- Источники питания;
- Зарядное устройство;
- Карта памяти;
- Вехи;
- Источник питания от аккумулятора автомобиля;
- Источник питания от сети 220 вольт.

2 Нивелир

2.1 Устройство нивелира Н-3



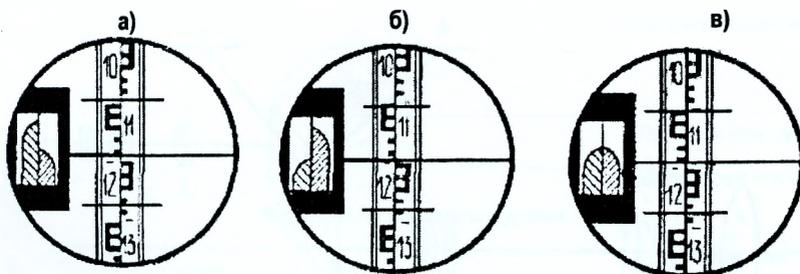
1 – подъемные винты; 2 – элевационный винт; 3 – круглый уровень; 4 – кремальера; 5 – корпус зрительной трубы; 6 – наводящий винт; 7 – подставка (трегер); 8 – закрепительный винт; 9 – объектив; 10 – окуляр; 11 – цилиндрический уровень; 12 – исправительные винты цилиндрического уровня; 13 – защитная крышка.

Рис. 2.1. Нивелир Н – 3: а – вид со стороны круглого уровня; б – со стороны цилиндрического уровня; в – со стороны окуляра (без окуляра)

Нивелир Н - 3 (рис. 2.1) относится к точным нивелирам с цилиндрическим уровнем и элевационным винтом. Предназначен для нивелирования III – IV классов и технического при инженерно – геодезических изысканий и в строительстве.

Цилиндрический уровень 11 и зрительная труба неподвижно скреплены между собой и имеют общий корпус. Перед началом наблюдений вращением диоптрийного кольца окуляра 10 добиваются четкого изображения сетки нитей (установка трубы по глазу). Подъемными винтами 1 по круглому уровню 3 нивелир приводят в рабочее положение. После грубого наведения на рейку положение зрительной трубы фиксируют закрепительным винтом 8, вращением кремальеры 4 добиваются четкого изображения рейки, а вращением наводящего винта 6 добиваются точного наведения на рейку.

Элевационным винтом 2 цилиндрический уровень вместе с трубой может наклоняться на небольшой угол в вертикальной плоскости. Перед отсчетом по рейке вращением элевационного винта приводят пузырек уровня в нуль-пункт, наблюдая при этом в окуляр зрительной трубы (рис. 2.2). После этого берут отсчет по рейке по средней нити сетки. На рисунке 2.2 отсчет равен 1190 мм.

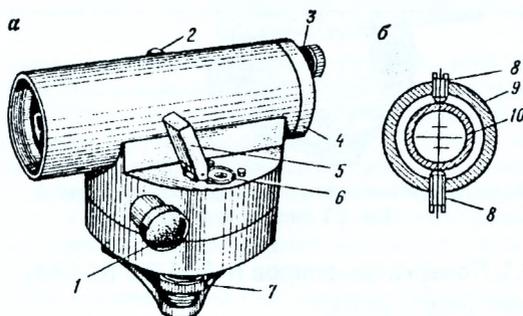


а) и б) – положение пузырька цилиндрического уровня вне нуля-пункта; в) – в нуля-пункте.

Рис. 2.2. Поле зрения трубы нивелира Н – 3:

2.2. Нивелир Н-3К и Н-3КЛ

Нивелиры с самоустанавливающейся линией визирования (с компенсатором – буква «К») в определённом диапазоне автоматически устанавливают визирную ось нивелира в горизонтальное положение. Здесь отпадает необходимость иметь в конструкции элевационный винт, в результате значительно сокращается время на взятие отсчёта по рейке. Нивелир Н – 3К (рис. 2.3) предназначен для тех же видов работ, что и нивелир Н–3.

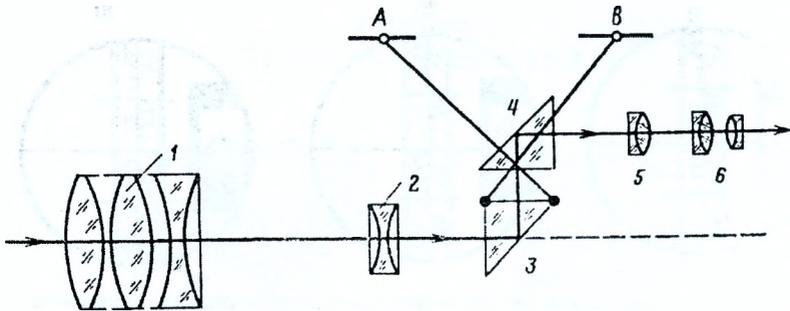


1 – винт бесконечной наводки; 2 – кремальера; 3 – гайка крепления предохранительного колпачка 4; 5 – зеркальце круглого уровня; 6 – круглый уровень; 7 – подъёмный винт; 8 – юстировочные винты сетки нитей; 9 – оправа окуляра; 10 – сетка нитей.

Рис. 2.3. Нивелир Н – 3К. а) –общий вид; б) – поперечный разрез окулярной части зрительной трубы.

В рабочее положение нивелир устанавливают подъёмными винтами 7 по круглому уровню 6. У нивелира отсутствует закрепительный винт. При наведении на рейку труба рукой вращается и чётко фиксируется в нужном направлении. Зрительная труба нивелира – перископическая (рис. 2.4).

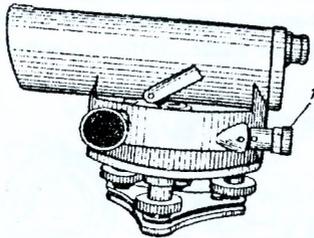
Нивелир имеет призмный компенсатор, состоящий из двух призм, одна из которых 3 подвешена на четырёх скрещенных нитях, другая 4 неподвижно скреплена с корпусом трубы. Нити закреплены на корпусе трубы. На рисунке 2.4 показаны две нити крепления в точках А и В. Компенсатор обеспечивает установку линии визирования в горизонтальное положение в пределах 10'. Для обеспечения этого предела компенсатора служит круглый уровень 6 (рис. 2.3).



1 – объектив; 2 – фокусирующая линза; 3, 4 – компенсатор; 5 – сетка нитей; 6 – окуляр.

Рис. 2.4. Оптическая схема зрительной трубы нивелира Н-ЗК:

Нивелир Н – ЗК может выпускаться в варианте с горизонтальным кругом (лимбом) под шифром Н – ЗКЛ (рис. 2.5). Горизонтальный круг разделён через 1° . Наблюдая в окуляр 1, производят отсчёт по лимбу при помощи нониуса с точностью $0,1^\circ$.



1 – окуляр для отсчётов по горизонтальному кругу (лимбу).

Рис. 2.5. Нивелир Н-ЗКЛ:

2.3. Проверки нивелиров Н-З, Н-ЗК (Н-ЗКЛ)

У нивелиров различают следующие оси:

- Ось вращения нивелира I-I – воображаемая линия, вокруг которой нивелир вращается в горизонтальной плоскости;
- Визирная ось зрительной трубы Z-Z – воображаемая линия, проходящая через центр объектива и пересечение сетки нитей;
- Ось цилиндрического уровня U-U – воображаемая линия, касательная к нуль-пункту уровня;
- Ось круглого уровня K-K – перпендикуляр к плоскости, касательной к нуль-пункту круглого уровня.

2.3.1. Ось круглого уровня K-K должна быть параллельна оси вращения нивелира I-I.

Проверку этого условия выполняют приведением пузырька круглого уровня в нуль-пункт при помощи подъемных винтов и поворотом нивелира на 180° . При этом пузырек не должен отклоняться более одного деления (рис. 2.6). Если отклонение не допустимое, выполняют юстировку исправительными винтами круглого уровня на половину отклонения пузырька. После исправления проверку повторяют.

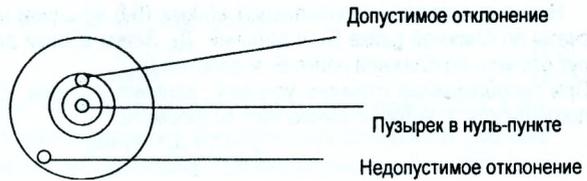


Рис. 2.6. Проверка круглого уровня.



Рис. 2.7 Проверка сетки нитей

2.3.2. Горизонтальная нить сетки должна быть перпендикулярна к оси вращения нивелира.

1-ый способ. Проверку этого условия выполняют при помощи рейки, установленной вертикально на расстоянии 20-30 м от нивелира, предварительно установленного по круглому уровню. Вращая наводящий винт, наводят сначала левый, а затем правый конец горизонтальной нити сетки нитей на рейку, беря отсчёты $a_л$ и $a_п$ (рис. 2.7,а). Отсчёты не должны отличаться более чем на 2 мм. Выполнение этого условия гарантируется заводом-изготовителем.

2-ой способ. Нивелир приводится в рабочее положение. На расстоянии 20-30 м от нивелира подвешивается отвес, визируют (рис. 2.7,б) вертикальную нить сетки нитей на нить отвеса. Условие выполняется, если изображение вертикальной нити сетки нитей совпадает с нитью отвеса.

2.3.3. Ось цилиндрического уровня U-U нивелира Н-3 должна быть параллельна визирной оси Z-Z. Визирная ось нивелира Н-3К должна быть горизонтальна (в пределах угла компенсации). Это условие называется главным условием нивелира.

1-ый способ. Главное условие нивелира можно проверить двойным нивелированием. Для этого на ровной местности на расстоянии примерно 50 -75 м друг от друга забивают колышки, на которые устанавливают нивелирные рейки (рис. 2.8).

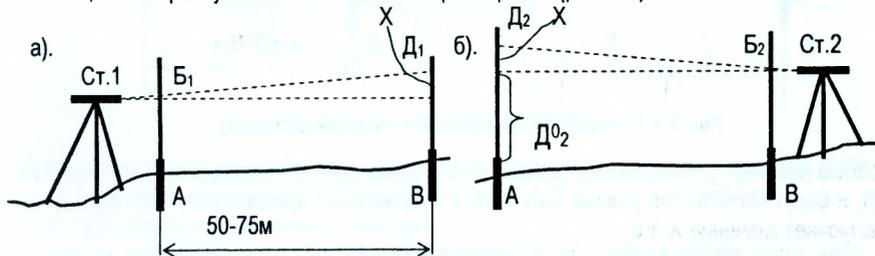


Рис. 2.8. Проверка главного условия нивелира (1-ый способ)

Нивелир вначале устанавливают вблизи (6-8 м) одной рейки (рис. 2.8 а) и берут отсчеты по ближней рейке Б₁, и дальней Д₁. Затем вблизи другой рейки (рис. 2.8, б) берут отсчеты по ближней рейке Б₂ и дальней Д₂.

При несоблюдении главного условия дальние отсчеты будут содержать одинаковую погрешность X, которую вычисляют по формуле:

$$X = \frac{D_1 + D_2}{2} - \frac{B_1 + B_2}{2} \quad (2.1)$$

Таблица 1.1 Поверка главного условия

№№ станции	№№ точек визирн.	Наименование отсчетов	Отсчеты по рейкам, мм		Контроль (разность нулей)
			Красная сторона	Черная сторона	
1	2	3	4	5	6
1	A	Б ₁	6409 (1)	1624 (2)	4785 (3)
	B	Д ₁	6065 (4)	1282 (5)	4783 (6)
2	B	Б ₂	6536 (7)	1754 (8)	4782 (9)
	A	Д ₂	6882 (10)	2098 (11)	4784 (12)

Величина X вычисляется по «красным» и «черным» отсчетам по формуле 2.1

$$X_{ч} = \frac{1282 + 2098}{2} - \frac{1624 + 1754}{2} = 1\text{мм};$$

$$X_{к} = \frac{6065 + 6882}{2} - \frac{6409 + 6536}{2} = 2\text{мм}; \quad X = \frac{X_{к} + X_{ч}}{2} = \frac{2 + 1}{2} \approx 2\text{ мм}.$$

Правильный отсчёт, свободный от X, вычисляется по формуле $D_2^0 = D_2 - X$. (2.2)

Результаты проверки главного условия оформляют в виде таблицы 1.1

Правильный отсчет $D_2^0 = 2098 - 2 = 2096$

2-ой способ. На колышки А и В линии длиной 50-75м устанавливают нивелирные рейки, а посередине между рейками – нивелир (рис. 2.9 а). После приведения нивелира в рабочее положение берутся отсчёты «а₀» и «b₀» по рейкам. Эти отсчёты будут исключены от влияния X – несоблюдения главного условия нивелира, следовательно, превышение

$$h_3 = a_0 - b_0 \quad (2.3)$$

будет свободно от влияния X.

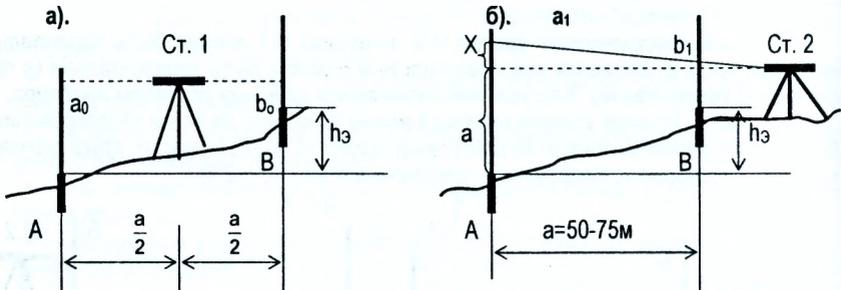


Рис. 2.9. Поверка главного условия нивелира (2 способ)

Затем нивелир устанавливают вблизи другой рейки (рис. 2.9 б), например, вблизи рейки В, и берут отсчёты по рейкам «а₁» и «b₁» и вычисляют превышение. Это превышение включает значение X, т.е.

$$h + X = a_1 - b_1, \quad (2.4)$$

следовательно, величину X можно подсчитать по формуле:

$$X = h - h_3, \quad (2.5)$$

а правильный отсчёт

$$a = a_1 - X. \quad (2.6)$$

Для расстояния AB , равного 75 м, погрешность X не должна превышать 4 мм.

Исправление несоблюдения главного условия выполняется в следующем порядке.

Нивелир Н-3. Элевационным винтом совмещают горизонтальную среднюю нить сетки с правильным отсчетом (формулы 2.2 и 2.6), при этом пузырек цилиндрического уровня сместится с нуля-пункта. Вертикальными исправительными винтами 12 (рис. 2.1, в) цилиндрического уровня приводят пузырек в нуля-пункт. После исправления поверку повторяют.

Нивелир Н-3К. При помощи исправительных винтов 8 (рис. 2.3, б) сетки её перемещают так, чтобы отсчёт по рейке стал равным правильному отсчёту, вычисленному по формулам (2.2) или (2.6). После исправления поверку повторяют.

2.4. Нивелирование через водные преграды

При строительстве автомобильных дорог, мостовых переходов возникает необходимость передачи высот через водные преграды (реки, каналы, озера и т.д.).

Передачу отметок через водные препятствия можно произвести:

- зимой по льду;
- двойным геометрическим нивелированием;
- тригонометрическим нивелированием;
- гидростатическим нивелированием.

1. По льду. В лёд вмораживают колья для постановки штатива и реек. Следует помнить, что лёд имеет подвижки по высоте, которые могут быть значительны посредине реки. Ширину водной преграды делят на равные участки по 150 – 200 м в зависимости от прогнозируемой видимости и одновременно несколько наблюдателей по команде берут отсчёты на задние и передние рейки. Так несколько раз (до пяти приёмов).

2. Двойное геометрическое нивелирование. Перед началом работ на обоих берегах водяного потока закладывают реперы 1 и 2 (рис. 2.10) так, чтобы визирный луч проходил не ниже 2 – 3 м над поверхностью воды.

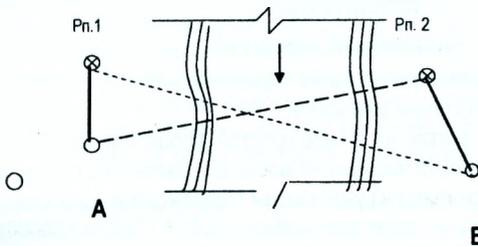


Рис. 2.10. Двойное нивелирование

В 10 – 30 м от реперов выбирают станции А и В для постановки нивелира. При этом должно быть соблюдено равенство расстояний: $A-рп. 1=B-рп. 2$; $A-рп. 2=B-рп. 1$

Работу выполняют в следующем порядке:

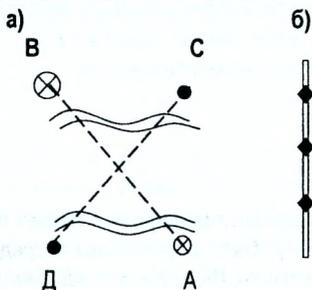
1. Нивелир устанавливают в точке А и берут отсчёт Z_1 по ближней задней рейке, установленной на $рп. 1$;

2. После изменения фокусировки берут отсчёт Π_1 по рейке, установленной на рп.2;
3. Затем нивелир перевозят на другой берег, не изменяя фокусировку, устанавливают над точкой В и берут отсчёт по рейке, установленной на рп.1, а затем по ближней рейке на рп. 2.

Таких приёмов делают несколько в зависимости от ширины реки. Описанная методика исключает погрешность, вызванная ходом фокусирующей линзы зрительной трубы.

Отсчёты на дальние рейки производят при помощи передвижных щитков с утолщенными штрихами.

3. Тригонометрическое нивелирование. Для передачи высот этим способом используют точные оптические теодолиты типа Т5. Наблюдения выполняют в прямом и обратном направлениях двумя инструментами. Точки А и В оборудуют как реперы, а точки С и Д - для постановки инструментов (рис. 2.11). В качестве визирных целей используют три марки, укрепляя их на рейке или вехе. Последние устанавливают на расстояниях в точках А и В. Расстояние между точками ВС и АД не должно превышать 3 м.



Определив МО, его устанавливают по вертикальному кругу и наводят визирную ось на ближайшую рейку. Отсчёты по горизонтальной нити будут соответствовать высоте инструмента i_1 и i_2 . Далее измеряют вертикальные углы полным приёмом на все три марки. Расстояния S_1 и S_2 определяют светодальномером или как недоступные.

Превышение между реперами вычисляют по формулам тригонометрического нивелирования

$$h_r = d \operatorname{tg} v + i + v. \quad (2.3)$$

Рис. 2.11. Схема передачи высот - а); б) – визирная цель.

3. Масштабы

3.1. Численный масштаб

Масштабом называется степень уменьшения горизонтального проложения линии местности при изображении её на плане или карте.

Масштаб карты, как правило, выражают в виде простой дроби $1:M$. Такой масштаб называют **численным**. Знаменатель M численного масштаба является отвлечённым числом, которое показывает, во сколько раз уменьшены горизонтальные проложения при изображении их на карте. Так, на картах масштабов 1:500; 1:10000 и 1:50000 горизонтальные проложения уменьшены соответственно в 500; 10000 и 50000 раз.

Если длину линии на карте обозначить через d , то ей будет соответствовать горизонтальное проложение линии местности S .

$$S = d \cdot M. \quad (3.1)$$

Пример 3.1. Длина отрезка на карте масштаба 1:50000 $d=4,2$ см. Определить соответствующее горизонтальное проложение S . Согласно (3.1) имеем:

$$S = 4,2 \text{ см} \cdot 50\,000 = 210\,000 \text{ см} = 2100 \text{ м}$$

Пример 3.2. Длина горизонтального проложения линии местности $S = 897$ м. Определить её длину на карте масштаба $1:25000$. Из формулы (3.1) найдём d
 $d = S : M = 897\text{ м} : 25000 = 0,03588 \text{ м} = 3,59 \text{ см}$.

Чем меньше знаменатель численного масштаба M , тем крупнее масштаб, и, наоборот, чем больше знаменатель M , тем мельче масштаб. Например, масштаб $1:500$ крупнее масштаба $1:2000$ в 4 раза, а масштаб $1:5000$ мельче масштаба $1:100$ в 5 раз.

3.2. Масштабы: линейный, поперечный и переходный

При пользовании численным масштабом приходится выполнять вычисления. Это не всегда удобно при большом объеме выполняемых работ. Поэтому иногда удобнее пользоваться графическими построениями численного масштаба, которые называются **линейным и поперечным масштабом**.

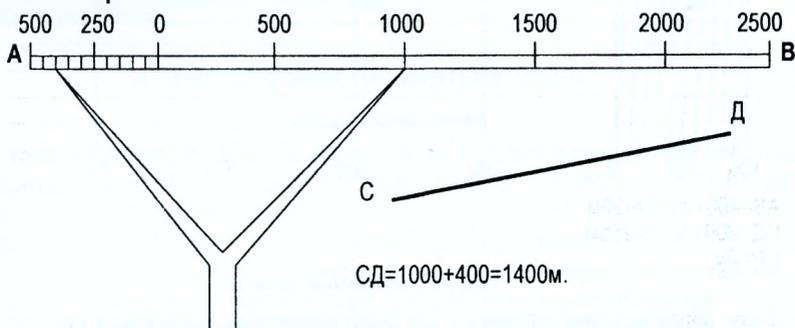


Рис. 3.1. Определение расстояний при помощи линейного масштаба

Линейный масштаб удобнее при измерении расстояний по карте. Линейный масштаб помещён под южной рамкой карты. Деления линейного масштаба оцифрованы в метрах в соответствии с численным масштабом карты, для которой он построен. На рисунке 3.1 построен линейный масштаб для карты масштаба $1:25\ 000$.

Для построения линейного масштаба на прямой AB , начиная от одного из его концов, откладывают отрезки одинаковой длины, называемые **основанием масштаба**. На рис. 3.1 основание масштаба 2 см. После первого основания ставят O и от него влево и вправо делают соответствующую масштабу оцифровку. Для повышения точности измерений слева от нуля основания делят на более мелкие деления. Длину отрезка на карте измеряют циркулем-измерителем. Не изменяя раствора ножек, измеритель прикладывают к линейному масштабу так, чтобы правая ножка совмещалась с каким-нибудь делением справа от нуля, а левая находилась на левом основании масштаба и отсчитывают значения расстояния.

Под южной рамкой карты помещены три вида масштабов: численный, именованный и линейный.

Именованный масштаб – это словесное выражение численного масштаба. Например, для масштаба $1: 10\ 000$ именованный будет: « в 1 сантиметре 100 метров ».

Линейный масштаб не всегда позволяет измерить расстояние с необходимой точностью. Высокую точность получают при помощи поперечного масштаба. Для построения его на прямой линии откладывают последовательно несколько раз основание масштаба a (обычно $a = 2$ см рис. 3.2). Из полученных точек восстанавливают перпендикуляры, которые называют вертикалями. На крайних вертикалях откладывают m равных отрезков (обычно $m=10$) и через полученные точки проводят линии, параллельные основанию-горизонтالي. Левое крайнее основание сверху и снизу делят на p равных частей ($p=10$) и через полученные точки проводят наклонные параллельные линии – **трансверсали**.

Очевидно, что длина отрезка между соседними трансверсалью равна $\frac{a}{n}$, а длина отрезков, ограниченных вертикалью и трансверсалью, исходящими из одной точки, изменяется при переходе от одной горизонтали к другой на величину $b = \frac{a}{m \cdot n}$. Эта величина называется **наименьшим делением масштаба**.

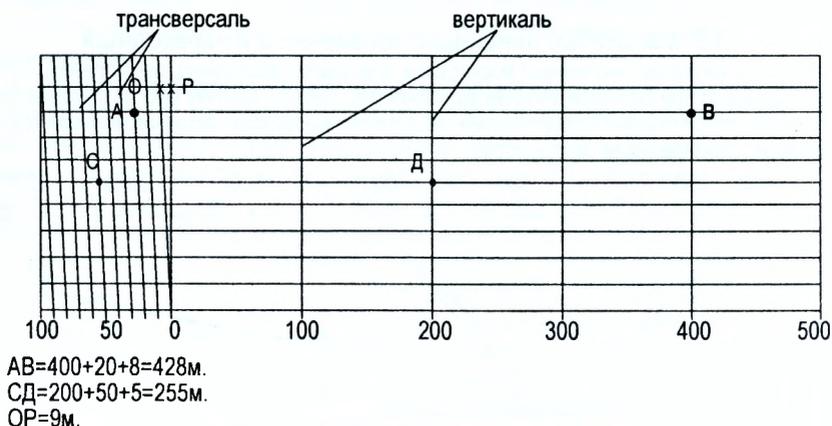


Рис. 3.2. Поперечный масштаб

Таким образом, длина отрезка $a = 2\text{см}$ будет называться **основанием масштаба**, длина отрезка $\frac{a}{n} = 2\text{мм}$ – **делением масштаба**, а длина отрезка

$b = \frac{a}{m \cdot n} = 0,2\text{мм}$ – **наименьшим делением масштаба**. Такой масштаб называют

нормальным или сотенным.

Деления основания и горизонтали лучше оцифровать для данного масштаба карты. На рис. 3.2 оцифровка выполнена для карты масштаба 1: 5 000.

На карте этого масштаба основанию будет соответствовать 100 м, делению 10 м, а наименьшему делению 1 м.

Чтобы определить расстояние между заданными точками на карте или плане, берут это расстояние раствором циркуля-измерителя, который затем переносят на поперечный масштаб, так, чтобы, правая ножка находилась на одной из вертикалей, а левая – на одной из трансверселей. При этом обе ножки должны находиться на одной и той же линии, параллельной горизонтали. Измеренное расстояние равно сумме расстояний, соответствующих числу охваченных раствором измерителя целых оснований, целых делений и наименьших делений, оцениваемых по положению ножки циркуля на трансверсали. Например, отрезок АВ (рис. 3.2) имеет длину $400+20+8=428\text{ м}$, а отрезок СД = $200+50+5=255\text{ м}$. Из последнего примера видно, что длину отрезка можно оценить с погрешностью, равной половине наименьшего деления. Поэтому длина горизонтального проложения линии местности, соответствующая 0,1 мм на карте, называется точностью масштаба. Например, точность масштабов 1:10 000, 1:50 000 и 1 000 000 соответственно равна 1 м, 5 м и 100 м.

При работе с аэрофотоснимками, знаменатель масштаба которых выражен не круглым числом, производить измерения на таком снимке неудобно. Например, на снимке масштаба 1:14 300 одному сантиметру соответствует горизонтальная линия на местности длиной 143 м. Основанию нормального сотенного масштаба будет соответствовать

линия длиной 286 м, а наименьшему делению – 2,86 м. Таким масштабом пользоваться неудобно. Во избежание дробных величин, рассчитывают длину основания **a**, которому соответствует круглое число метров. Рассчитаем длину основания **a**, которому соответствует, например, 200 м. Составим пропорцию:

$$\frac{1\text{см}}{143\text{м}} = \frac{a}{200\text{м}}$$

или

$$a = 1\text{см} \cdot \frac{200}{143} = 1,40\text{см}$$

Таким образом, если построить сотенный поперечный масштаб с основанием 1,4 см, то ему будет соответствовать горизонтальное проложение на местности длиной 200 м; делению - 20 м; наименьшему делению 2 м. Построенный таким образом масштаб называется **переходным**.

4 Топографические карты и планы

4.1 Общие сведения

Топографо-геодезической службой нашей страны установлены следующие масштабы топографических карт: 1:500; 1:1000; 1:2000; 1:5000; 1:10 000; 1:25 000; 1:50 000; 1:100 000; 1:200 000; 1:300 000; 1:500 000 и 1:1 000 000.

Карты масштаба 1:200 000 – 1:1 000 000 называется обзорными.

На топографических картах достаточно полно и точно изображены контуры местности и рельеф. Поэтому они широко используются в народном хозяйстве при изысканиях, проектировании и строительстве инженерных сооружений. В решении многих других задач - это лесостроительство, землеустройство и т. д. Велико значение топографических карт в военном деле. Они служат основой для составления специальных карт, таких как геологические, почвенные, гидрологические, навигационные и т. д.

4.2. Понятие о номенклатуре топографических карт

Территория государства на топографических картах изображается по частям на отдельных листах. Размеры листов выбирают таким образом, чтобы ими было удобно пользоваться. По этому топографические карты различных масштабов объединены между собой единой системой разграфки и номенклатуры.

Номенклатурой топографической карты называется система обозначений отдельных листов карт различных масштабов. Взаимное их расположение устанавливается системой разграфки.

За основу разграфки и номенклатуры листов топографических карт принята международная разграфка листов карты масштаба 1:1 000 000. Номенклатуру карты масштаба 1:1 000 000 получают путём условного деления поверхности земного шара параллелями, начиная от экватора, через 4° и меридианами, начиная от 180°. При делении поверхности шара параллелями получаются ряды, которые, начиная от экватора, обозначаются заглавными буквами латинского алфавита от А до V (А, В, С, D, E, F, G, H, I, J, K, L, M, N, O, P, Q, R, S, T, U, V). При делении поверхности земного шара меридианами получаются колонны, они нумеруются арабскими цифрами, начиная от меридиана с долготой $\lambda=180^\circ$, через 6°, таким образом, нумерация колонн и зон отличается на 30 единиц. Так, зона № 1 находится между долготами $\lambda=0^\circ$ и $\lambda=6^\circ$, а колонна № 1 расположена меж-

ду долготами $\lambda=180^\circ$ и $\lambda=186^\circ$. Лист карты масштаба 1:1000000 ограничивается по долготе $\Delta\lambda=6^\circ$ и по широте $\Delta\varphi=4^\circ$, номенклатура этих листов образуется из буквы ряда и номера колонны. Следовательно, зная номенклатуру листа можно определить географические координаты углов его трапеции. Республика Беларусь ограничивается меридианами $\lambda=23,6^\circ$ с запада; $\lambda=32,8^\circ$ с востока; широтами $\varphi=56^\circ$ с севера и $\varphi=51,2^\circ$ с юга, т.е. она расположена на 6 листах миллионного масштаба. Основная часть территории Беларуси находится в ряду N($\varphi=52^\circ-56^\circ$) (рис 4.1), колонне N 35 ($\lambda=24^\circ-30^\circ$). Номенклатура такого листа будет N-35, с юга, запада и востока часть Беларуси находится в рядах M и N, колоннах 34, 35, 36. Таким образом, территория Республики Беларусь расположена на листах миллионного масштаба с номенклатурой N-35 – центральный лист, с запада от него - N-34; с востока - N-36; с юга - 35; с юго-запада – M-34 и юго-востока M-36.

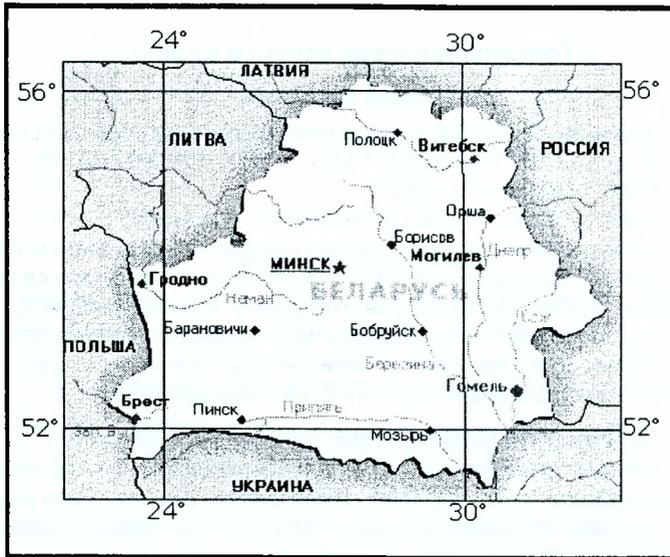


Рис. 4.1. Географическое расположение Республики Беларусь

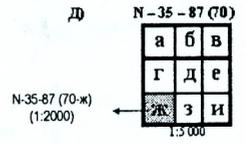
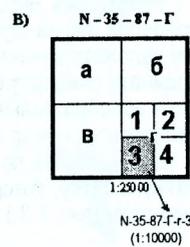
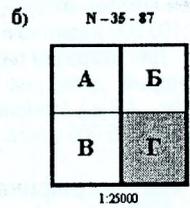
В основу разграфки номенклатуры карт масштаба 1:100 000 и крупнее положена карта масштаба 1:1 000 000. Разделив эту карту по широте и долготе на 12 равных частей, получают границы 144 листов карты масштаба 1:100 000 (рис 4.2), которые нумеруют, как показано на рисунке. Номенклатура каждого листа складывается из номенклатуры листа масштаба 1:1 000 000 и номера листа 1:100000. Так, номенклатура выделенного на рисунке листа с номером 87 будет N-35-87.

Для получения листа карты 1:50 000 лист карты масштаба 1:100 000 делят на 4 части, которые обозначают заглавными буквами А, Б, В, Г (рис 4.2. б). Например, лист карты масштаба 1:50 000 имеет номенклатуру N-35-87-Г. Далее лист карты масштаба 1:50 000 делят на 4 части и получают карту 1:25 000, части обозначают буквами а, б, в, г (например N-35-87-Г-г (рис 4.2.в). Листы карт масштаба 1:25 000 делят на четыре части и получают листы масштаба 1:10 000, которые нумеруют 1, 2, 3, 4. Например, N-35-87-Г-г-3 (рис. 4.2.в).

а) N-35

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
13											24
25	26										36
37											48
49											60
61											72
73											84
85		87									96
97											108
109											120
121											132
133	134	135	136	137	138	139	140	141	142	143	144

1:1000000



г) N-35-87

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	
17															32	
33															48	
49															64	
65						70	— N-35-87(70)									80
81															96	
97															112	
113															128	
129															144	
145															160	
161															176	
177															192	
193															208	
209															224	
225															240	
241	242	243	244	245	246	247	248	249	250	251	252	253	254	255	256	

1:100000

а) - 1:100 000; б) - 1:5 000; в) - 1:25 000; г) - 1:5 000; д) - 1:2 000

Рис. 4.2. Разграфка листов карты масштабов

Для получения листов карты масштаба 1:5 000 лист масштаба 1:100 000 делят на 256 частей (16×16), которые нумеруются, как показано на рисунке 4.2.г. Номенклатура масштаба 1:100 000 и взятого в скобки номера листа масштаба 1:5000, например, N-35- 87(70).

Для разграфки листов карты масштаба 1:2 000 за основу принимают лист масштаба 1:5 000, который делят на 9 частей (3×3) и обозначают срочными буквами русского алфавита (рис. 4.3.д.). Номенклатура листа масштаба 1:2 000 формируется из номенклатуры масштаба 1:5 000 с прибавлением буквы листа масштаба 1:2 000, например, N-35-87-(70 - и).

4.3. Географическая и километровая сетка на топографических картах

Территория Беларуси расположена к северу от экватора, поэтому все абсциссы в пределах нашей страны всегда положительны, ординаты же в каждой зоне могут быть как положительными, так и отрицательными. Поэтому, как указывалось в параграфе 2.2, ординату смещают от осевого меридиана к западу на 500 км. Такие ординаты называются преобразованными, а чтобы отличать координаты в разных зонах, перед ординатой ставится номер зоны.

Для удобства пользования топографической картой на листе карт наносят **координатную сетку**, которая представляет собой систему линий, параллельных координатным осям (рис. 4.3.).

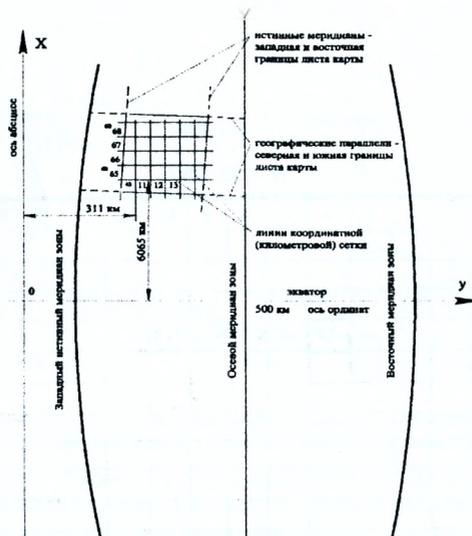


Рис. 4.3. Координатная сетка

Для карт масштабов 1:50 000 и крупнее километровая (координатная) сетка наносится через 1 км. На картах масштаба 1:100 000 – через 2 километра, а на картах более мелких - через 10 км.

На планах масштабов 1:5 000 – 1:500 линии прямоугольных координат проводятся через 10 см, а их выходы за внутреннюю рамку подписывают в километрах для масштабов 1:5 000 – 1:2 000 и в метрах для масштабов 1:1000 и 1:500. Координатная сетка позволяет определять прямоугольные координаты точек на карте. При оформлении топографических карт предусмотрены рамки (рис 4.4.): внутренняя – 1; внешняя – 2 и минутная – 3.

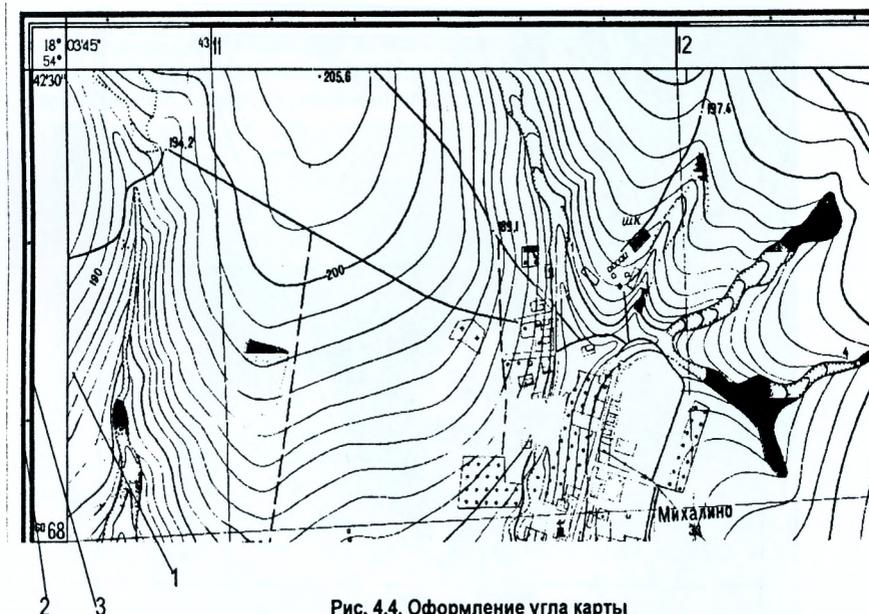


Рис. 4.4. Оформление угла карты

Внутренняя рамка (1) образована отрезками параллелей, ограничивающих изображение с севера и юга и отрезками меридианов, ограничивающих изображение с запада и востока. Значения широт и долгот подписывают во всех углах карты, которые зависят от номенклатуры карты. Между внутренней и внешними рамками расположена минутная (3), на северной и южной сторонах которой нанесены деления, соответствующие одной минуте долготы, на западной и восточной сторонах – деления, соответствующие одной минуте широты. Между внешней и минутными рамками нанесены точки, которые делят минутные деления на 6 частей, т.е. на десятисекундные деления. Наличие на карте минутной рамки позволяет определять географические координаты точек, расположенных на карте.

5. Понятия об аэрофотоснимке. Космический снимок

5.1. Общие понятия об аэрофотоснимке

Аэрофотосъёмка является основой создания топографических карт на всю территорию государства. При аэрофотосъёмке самолёт с установленной на нём аэрофотокамерой пролетает по заранее установленным параллельным маршрутам. Маршруты между собой перекрываются на 30-40%, такое перекрытие называется поперечным. Во время полёта по маршруту автоматическая фотокамера периодически фотографирует местность, так что соседние аэроснимки в маршруте также перекрываются между собой, такое перекрытие называется продольным. Величина продольного перекрытия достигает 50-60%. Продольное и поперечное перекрытия способствуют совместной обработке всех аэрофотоснимков на заданной территории (приведение к единому масштабу всех аэроснимков, стереоскопическое рассматривание снимков, определение превышений между точками и т.д.).

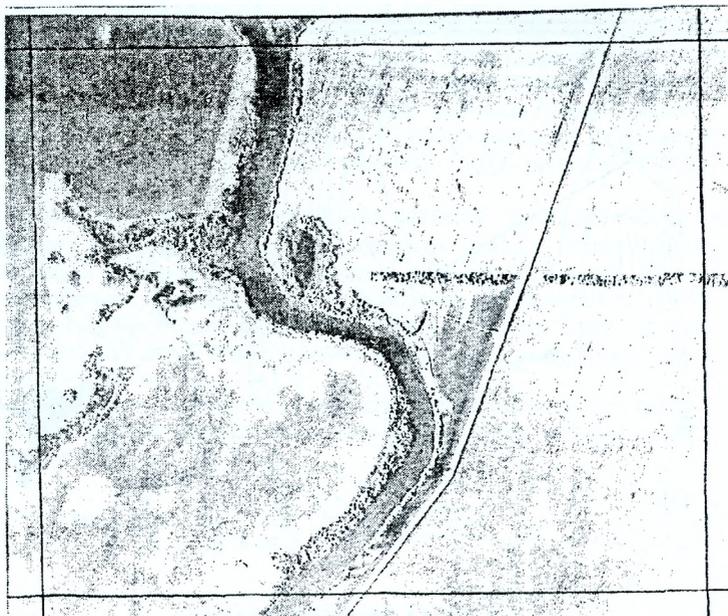


Рис. 5.1. Фрагмент аэрофотоснимка

Первичной продукцией аэрофотосъёмки являются аэрофотоснимки (рис. 5.1). По ним путём специальных фотограмметрических методов создают топографические карты различных масштабов. Однако различные задачи лучше решать при помощи аэроснимков (определение контурного положения местности, камеральное трассирование автомобильной дороги и других линейных сооружений). Преимуществом аэрофотоснимка по сравнению с картой является то, что на нём изображаются все детали местности, а на топографических картах эти детали иногда опускают или обобщают. Аэрофотоснимок предоставляет полное и объективное представление о местности, он даёт самые последние сведения о местности (его можно изготовить через несколько минут после съёмки), а данные взятые с карты, являются устаревшими. Но аэрофотоснимок по сравнению с картой имеет ряд недостатков. На нём отсутствуют многие сведения, которые имеются на карте: нет данных о рельефе; масштаб аэроснимка в разных его частях неодинаков; масштабы соседних снимков также неодинаковы вследствие кренов самолёта и изменения его высоты, поэтому измерения на снимке более сложны по сравнению с картой. При наличии на одну и ту же местность карты и аэрофотоснимка, последние являются отличным дополнением к карте.

По аэроснимкам изучают местность при её рекогносцировке для проектно-исследовательских работ. Большое значение аэрофотоснимки имеют при изысканиях автомобильных дорог.

Большое значение при изучении местности имеет космическая съёмка. На рис. 5.2. представлен космический снимок БрГТУ. По космическим снимкам составляют ландшафтные карты, туристические маршруты, карты национальных парков и заповедных зон.

Достижения в области аэрокосмических съёмок позволяют:

- разрабатывать высокоточные планы местности, в том числе цифровые карты и планы, а также ортофотокарты;
- получать трёхмерные модели местности;

- создавать картосхемы использования территории;
- непрерывная съёмка позволяет выявить закономерности развития территории;
- определить быстропотекающие процессы (пожары, наводнения, оползни и т.д.);
- прогнозировать развитие различных процессов.



Рис. 5.2. Космический снимок территории БГТУ

5.2. Фотосхема. Фотоплан

Фотосхемой называется соединение ряда аэроснимков в одно изображение местности. Она является хорошим топографическим материалом для проектирования линейных сооружений. Фотосхема получается в результате монтажа соседних аэроснимков, как продольных, так и поперечных. Для составления фотосхемы смежные аэроснимки монтируют по контурным точкам, расположенным в середине их перекрытия. Для удаления перекрывающихся частей снимки разрезают (как правило, по общим контурам) и соседние части аэроснимков наклеивают на плотную бумагу (картон) вплотную друг к другу. Таким образом, для составления фотосхемы используются средние, мало искаженные, части аэрофотоснимков. На фотосхеме можно решать те же задачи, что и на аэроснимке.

Для решения более точно задач в плановом положении создаются **фотопланы**. При создании фотоплана все аэроснимки при помощи фотограмметрических методов приводятся к единому масштабу и монтируются на одну плоскость. Масштаб фотоплана, как правило, приводится к масштабу карты, которая планируется к изданию.

На фотоплане можно решать линейные задачи, такие же, что и на карте.

5.3. Ориентирование. Дешифрирование снимков

Аэроснимок ориентируют на местности по совместным контурам, имеющимся на снимке и на местности (автомобильные дороги, лесополосы, границы пашни и т.д.), или по воображаемым линиям, соединяющим ярко выраженные предметы. Это могут быть отдельно стоящие деревья, углы зданий или сооружений. Так, если наблюдатель находится на шоссе (рис 5.1), то, не определяя точку своего местоположения, он легко может по направлению шоссе ориентировать снимок. Также можно встать в точке, которая явно выражена на местности (угол отдельного дома, пересечение полевых дорог, отдельно стоящая водонапорная башня и пр.), и по другим, ясно выраженным предметам, отобразившимся на аэроснимке, ориентировать аэрофотоснимок.

После ориентирования снимка на него можно положить ориентир-буссоль и прочертить линию, параллельную магнитной стрелке. Эта линия будет являться направлением магнитного меридиана. В последующем, в зоне нечётких контуров (например, лесной массив), аэроснимок можно ориентировать, пользуясь буссолью и прочерченной на нём линии.

Дешифрирование аэроснимка – это признаки, по которым раскрывают информацию изображения, на аэрофото- или космических снимках. Различают полевое и камеральное дешифрирование. Существует и маршрутное дешифрирование.

При камеральном дешифрировании с помощью фотограмметрических приборов и фототону снимка определяют все необходимые характеристики объектов, которые необходимы при составлении топографических карт. Такое дешифрирование используется в степных и пустых районах. При полевом (сплошном дешифрировании) непосредственно на местности определяют высоту деревьев, этажность зданий, их отношение к жилью, материал, из которого построены здания, линии ЛЭП и т.д. Такое дешифрирование выполняют в населённых пунктах.

При маршрутном дешифрировании намечаются специальные маршруты, по которым дешифрировщик проходит и описывает фототона аэроснимка, определяет характеристики лесных массивов, скорость течения рек, характеристики рек и их дна и пр. Такое дешифрирование практикуется в сплошных лесных массивах с развитой гидрографией. Различают также дешифрировочные признаки на прямые и косвенные. Прямые признаки передают форму изображения и характер его поверхности. Например, на рисунке 5.1. хорошо видна автомобильная дорога, которая пересекает лесополосу, а также протекает река, по берегам которой имеется древесная растительность.

Косвенные указывают на возможность наличия на территории объекта, хотя он и не получил отображения на снимке. Такими признаками могут быть, например, зависимость вида растительного покрова от типа почвы, её засоленности и увлажнённости или связь рельефа геологическим строением местности и их совместная роль в почвообразовательном процессе.

Недешифрирующиеся объекты в камеральных условиях обязательно распознаются при полевом дешифрировании.

5.4. Масштаб аэрофотоснимка

Аэрофотоснимок является центральной проекцией линейности, поэтому масштаб снимка зависит от фокусного расстояния аэрофотоаппарата и высоты фотографирования (как и при обычном фотографировании). В фотограмметрии существует формула

$$\frac{f}{H} = \frac{1}{M}, \quad (5.1)$$

где f – фокусное расстояние фотокамеры;

H – высота фотографирования;

M – знаменатель численного масштаба снимка.

Следовательно, чем больше высота фотографирования, тем мельче масштаб аэрофотоснимка и наоборот.

При неизвестной высоте фотографирования масштаб снимка определяют путём измерений и сопоставления расстояний между одинаковыми точками на аэроснимке и местности или на карте.

Пример 1. Высота фотографирования $H = 800$ м; фокусное расстояние аэрофотоаппарата $f = 75$ мм. Определить масштаб аэрофотоснимка.

Согласно формуле 5.1, имеем

$$\frac{1}{M} = \frac{f}{H} = \frac{75}{800000} \approx \frac{1}{10700}$$

Пример 2. Измерены расстояния между двумя точками на аэрофотоснимке $d=3.92$ см и на местности $D=540$ м. Определить масштаб аэрофотоснимка

$$\frac{1}{M} = \frac{d}{D} = \frac{3.92}{54000} \approx \frac{1}{13800}$$

Пример 3. Измерены расстояния между одноименными точками на аэрофотоснимке $d=3,45$ см и на топографической карте масштаба $1:10\,000$ $S=6,85$ см. Определить масштаб аэрофотоснимка. Здесь вначале приведём расстояние на карте S к расстоянию D на местности. Очевидно, что при масштабе карты $1:10\,000$ (в 1 см 10м), $D=685$ м или

$$\frac{1}{M} = \frac{d}{D} = \frac{3.45}{68500} = \frac{1}{19860}$$

Управляемая самостоятельная работа

1. Решение задач по топографическим картам и аэрофотоснимкам.

1.1. Определение географических и прямоугольных координат точки

Определение географических координат. Как уже указывалось в 4.3, на картах имеется рамка широт и долгот. Поэтому для решения данной задачи пользуются значениями широтной рамки, проводят две ближайшие к заданной на карте точке параллели два меридиана, соответствующие целым минутным делениям широты и долготы. На рисунке 1.1 пунктирными линиями показаны параллели и меридианы, проведенные для определения координат точки А. Значения широты на этих параллелях равны $\varphi_0=53^{\circ}21'$ и $\varphi_c=53^{\circ}22'$, а значения долготы на меридианах $\lambda_3=25^{\circ}24'$ и $\lambda_в=25^{\circ}25'$.

Из рисунка 1.1. видно, что географические координаты точки А можно получить из выражения

$$\varphi_a = \varphi_0 + \Delta\varphi;$$

$$\lambda_a = \lambda_3 + \Delta\lambda.$$

Для определения $\Delta\varphi$ измеряют отрезки а и в (рис.1.1) и вычисляют

$$\Delta\varphi = 60'' \left(\frac{a}{b} \right),$$

а для определения $\Delta\lambda$ измеряют расстояния с и d, а значение $\Delta\lambda$ вычисляют по формуле:

$$\Delta\lambda = 60'' \left(\frac{c}{d} \right).$$

Определение прямоугольных координат. Для определения точки В сначала определяют координаты точки О, пользуясь координатной сеткой (рис. 1.1) $X_0=6643 \text{ км}=6643000 \text{ м}$; $Y_0=5214 \text{ км}=521400 \text{ м}$. (Здесь следует помнить, что цифра 5 перед ординатой обозначает номер зоны, в которой расположена карта). Далее определяют отрезки ΔX и ΔY в масштабе карты и вычисляют прямоугольные координаты точки В

$$X_a = X_0 + \Delta X;$$

$$Y_a = Y_0 + \Delta Y.$$

1.2. Определение по карте ориентирных углов

Определение дирекционного угла. Дирекционный угол α - это угол, отсчитываемый от северного конца осевого меридиана или линии, ему параллельной, по ходу часовой стрелки до заданного направления. На картах вертикальные линии километровой сетки параллельны осевому меридиану. Поэтому дирекционный угол измеряют транспортиром от северного положения координатной сетки по ходу часовой стрелки до заданного направления. На рисунке 1.1. показан дирекционный угол линии CD.

Определение истинного азимута. Истинный азимут A_n отличается от дирекционного угла α на величину λ - сближения меридианов, т.е. на величину угла между меридианом и линией километровой сетки. Дирекционный угол и истинный азимут связаны формулой:

$$A_n = \alpha + \lambda, \tag{1.1}$$

где α - дирекционный угол; λ - сближения меридианов.

N-35-87-Г-г-3

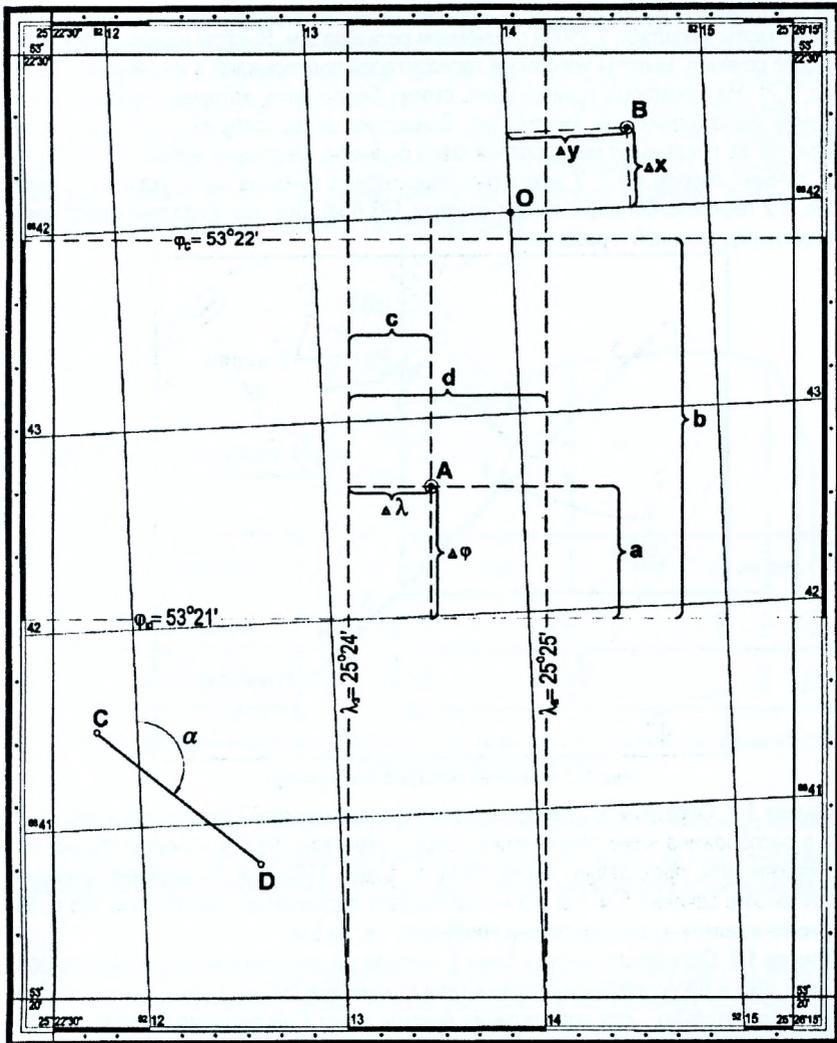


Рис. 1.1. Определение координат и дирекционных углов

Определение магнитного азимута. Магнитная стрелка (компыа или буссоли) отклоняется от истинного меридиана на величину δ - склонения магнитной стрелки. Значения склонения магнитной стрелки и сближения меридианов указывают на схеме под юго-западной рамкой карты.

Магнитный азимут вычисляется по формуле:

$$A_m = A_w + \delta.$$

(1.2)

1.3. Решение задач по горизонталям карт

1.3.1. Определение высот точек. Для решения задач на рисунке 1.2. представлен фрагмент карты масштаба 1:25000 с сечением рельефа 5 м. Высоты горизонталей кратны высоте сечения. Высоты некоторых горизонталей подписывают в их разрыве (185 м на рис. 1.2). На некоторых горизонталях ставят бергштрихи, которые показывают направление ската (понижение местности). Основание цифр, которыми подписаны горизонтالي, так же показывает направления ската рельефа. Местность всегда понижается к рекам, ручьям, озерам и т.д. У некоторых характерных точек на карте указаны высоты. (на рис. 1.2 пересечения дорог имеют отметку 193.6 м). Все это позволяет определить значение неподписанной горизонтали.

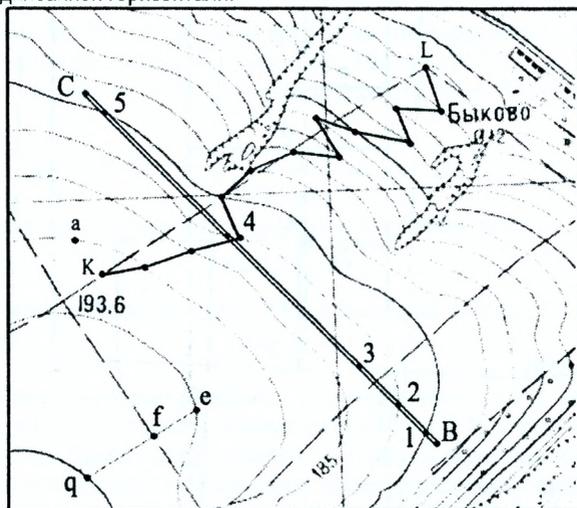


Рис. 1.2 Фрагмент топографической карты

Пример 1.1. Определить отметку горизонтали, проходящей через точку а (рис. 1.2). Точка а расположена ниже пересечения дорог с отметкой 193.6 м. Следовательно, высота горизонтали, проходящей через точку а, будет 190м, как ближайшая меньшая, кратная высоте сечения 5 м. На это же показывает подписанная горизонталь 185 м, которая ниже искомой на высоту сечения рельефа, т.е. на 5 м.

Пример 1.2. Определить высоту точки f, которая расположена между двумя горизонталями. Точка е расположена на горизонтали с отметкой 195 м, а точка q – с отметкой 200 м, следовательно, для определения высоты точки f необходимо определять превышение Δh точки f над точкой е. Для этого проводят линию ската qe и измеряют ее длину $eq = d$ и расстояние $a = ef$. Превышение Δh определяют по формуле:

$$\Delta h = \frac{a}{d} \cdot h,$$

где h высота сечения рельефа. Таким образом, высота точки f вычисляется по формуле $H_f = H_e + \Delta h$.

1.3.2. Построение профиля местности

Для построения профиля по линии СВ, заданной на топографической карте (рис. 1.2), на листе бумаги, лучше миллиметровой, откладывают значения расстояния линии СВ в горизонтальном масштабе и наносят на нее точку ее пересечения с горизонталями, а также точку перелома местности (точка 3). В графу «Расстояния» выписывают расстояния между соседними точками, а в графу «Отметки»- высоты точек, определенные на карте. В вертикальном масштабе для каждой точки откладывают от условного горизонта отрезки, равные их высотам, уменьшенные на некоторую величину. Концы вертикальных отрезков соединяют ломаной линией профиля.

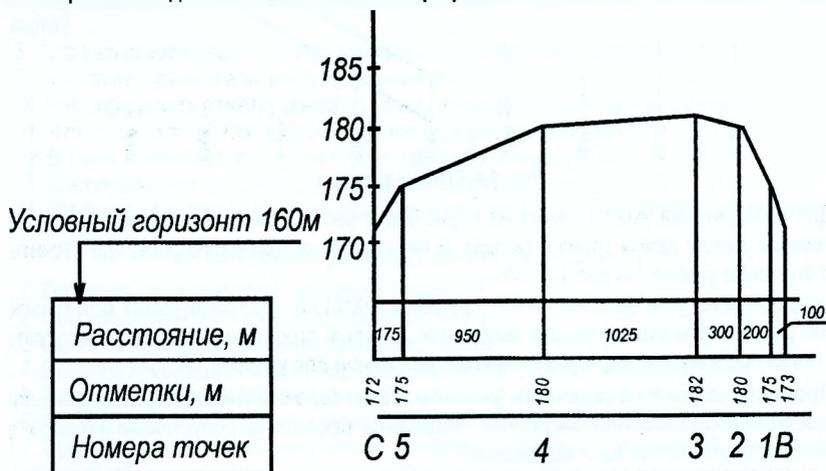


Рис. 1.3. Продольный профиль местности по линии СВ (горизонтальный масштаб 1:25000, вертикальный масштаб 1:500)

1.3.3. Определение уклонов и проведение линий с заданным уклоном

Уклон линии i - это тангенс угла наклона линии к горизонту или отношение превышения h конца отрезка над его началом к горизонтальному проложению d , т.е.

$$i = \operatorname{tg} v = \frac{h}{d}, \quad (1.3)$$

где v -угол наклона линии к горизонту; h -превышение между концами отрезка; d - горизонтальное проложение отрезка. Уклоны выражают в натуральных значениях тангенса угла наклона, процентах (%) или в промиллях (‰). Для определения уклона отрезка eq (рис. 1.2) измеряют его длину на карте (27мм) и определяют горизонтальное проложение в масштабе карты $d=27\text{мм} \cdot 25000=675\text{м}$. Превышение между точками равно высоте сечения рельефа, т.е. $h=5\text{м}$, следовательно, уклон линии на данном участке будет $i = \frac{5}{675} = 0,0075 = 0,75\% = 7,5\text{‰}$.

Для многократного определения уклонов строят номограммный график уклонов (рис 1.4). Строят график для данного масштаба карты и принятой на ней высоты сечения h . На горизонтальной оси откладывают деления и подписывают значения уклонов в промиллях.

Для каждого уклона i вычисляют заложение d в масштабе карты $d = \frac{h}{i}$. Так, для уклона $i = 5\text{‰}$ и $h = 5\text{м}$ получим $d = \frac{5}{0,005} = 1000\text{м}$, учитывая масштаб 1:25000, находим заложение в масштабе карты $d = 4\text{см}$. Вычисленные заложения откладывают на перпендикулярах к горизонтальной оси. Полученные точки соединяют плавной кривой линией.

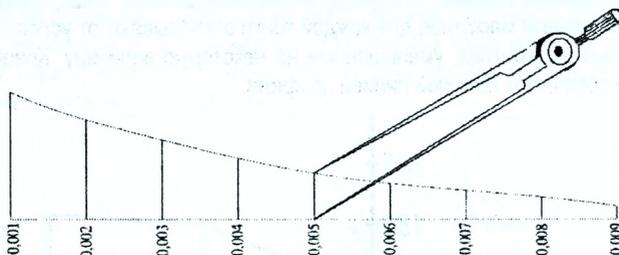


Рис. 1.4. График уклонов

Для определения уклона линии на карте берут раствором циркуля этот отрезок, заключенный между двумя горизонталями, и переносят на график уклонов, где отсчитывают значение уклона (на рис. 1.4. $i = 5\text{‰}$).

Для определения угла наклона линий (крутизны ската) на топографических картах ниже южной рамки карты строят график заложений, который строят аналогично графику уклонов, пользуются им так же, как и графиком заложений для уклонов.

Проведение линии с заданным уклоном. Такая задача возникает при камеральном трассировании автомобильной дороги. Задаваясь предельно допустимым уклоном i_3 , вычисляют соответствующее заложение.

$$d_3 = \frac{h}{i_3}, \quad (1.4)$$

где h — высота сечения рельефа карты. Построить линию с уклоном, не превышающим i_3 , означает построить линию, по которой все заложения, т.е. расстояния между горизонталями, должны быть не меньше d_3 .

Пример 1.3. Построить линию с заданным уклоном $i = 25\text{‰}$ между точками К и Л, расположенными на полевой дороге (рис. 1.2), учитывая, что $h = 5\text{ м}$, найдем заложение $d_3 = \frac{5}{0,025} = 200\text{м}$ или в масштабе 1:25000 $d_3 = 8\text{мм}$. Берем раствором циркуля 8мм и проверяем вдоль линии КЛ, если бы они оказались больше расчетного или равные ему, то прямая КЛ была бы искомой линией. В нашем примере многие заложения меньше расчетного. Поэтому с помощи циркуля строим ломаную линию, уместая между горизонталями расчетное значение заложения. В случае, когда расстояния между горизонталями меньше расчетного, соседнюю горизонталь засекаем раствором циркуля с раствором 8мм. Общее направление должно приближенно совпадать с заданным.

Самоконтроль знаний

1. Вопросы к зачёту

- 1.1 Что такое масштаб?
- 1.2 Как пользоваться поперечным масштабом?
- 1.3 Что называют точностью масштаба?
- 1.4 Что называют горизонтальным проложением?
- 1.5 Что такое координаты точки? Какие координаты определяются в геодезии?
- 1.6 Как определить географические и плоские прямоугольные координаты точки, нанесённой на карте?
- 1.7 Что такое азимут и дирекционный угол, и как их определить для заданной линии на карте?
- 1.8 Что называют высотой точки? Какие высоты различают в геодезии?
- 1.9 Что такое горизонтали, высота сечения рельефа и заложение?
- 1.10 Как определить отметку (высоту) точки, лежащей между горизонталями?
- 1.11 Что такое уклон? Как провести линию с заданным уклоном?
- 1.12 В какой последовательности строят профиль по карте?
- 1.13 Как определить площадь с помощью планиметра?
- 1.14 Что такое цена деления планиметра, как её определить и от чего зависит её величина?

2. Вопросы для подготовки к экзамену

- 2.1 Геодезия, её значение в народном хозяйстве.
 - 2.2 Основные понятия о форме и размерах Земли.
 - 2.3 Горизонтальные проложения линий местности.
 - 2.4 Влияние кривизны Земли на горизонтальные расстояния и высоты точек.
 - 2.5 Географические координаты точек.
 - 2.6 Прямоугольные координаты. Зональная система координат Гаусса-Крюгера.
 - 2.7 Ориентирование линий местности. Азимуты: истинный и магнитный. Дирекционный угол и румб.
 - 2.8 Прямая и обратная геодезические задачи.
 - 2.9 Абсолютные и относительные высоты точек. Изображение рельефа на топографических картах и планах.
 - 2.10 Понятие о плановых государственных сетях.
 - 2.11 Проложение теодолитных ходов. Теодолитная съёмка.
 - 2.12 Уравнивание углов точек теодолитного хода.
 - 2.13 Вычисление углов и румбов сторон теодолитного хода.
 - 2.14 Вычисление и уравнивание приращений координат.
 - 2.15 Общие понятия о геодезических измерениях. Погрешности измерений.
 - 2.16 Свойства случайных погрешностей. Арифметическое среднее.
 - 2.17 Средняя квадратическая погрешность отдельного измерения. Предельная погрешность.
 - 2.18 Средняя квадратическая погрешность функции измеренных величин. Привести пример.
 - 2.19 Средняя квадратическая погрешность функций вида $y=kx$, $y=x+z$, $y=k_1x_1+k_2x_2+k_3x_3+\dots$
- Привести примеры.
- 2.20 Понятие о неравноточных измерениях. Весовое среднее.
 - 2.21 Средняя квадратическая погрешность простого арифметического среднего.
 - 2.22 Зрительные трубы геодезических инструментов.
 - 2.23 Уровни геодезических инструментов.
 - 2.24 Измерение расстояний мерной лентой. Поправки за наклон линий, температуру и компарирование.

- 2.25 Определение неприступных расстояний. Принцип измерения расстояний светодальномером.
- 2.26 Теория нитяного дальномера. Приведение наклонных расстояний, измеренных нитяным дальномером к горизонту.
- 2.27 Общие сведения о нивелировании. Высотные государственные сети. Нивелирные знаки.
- 2.28 Сущность геометрического нивелирования. Приборы и принадлежности для геометрического нивелирования.
- 2.29 Рассказать устройство нивелира Н-3 и перечислить его поверки.
- 2.30 Рассказать устройство нивелиров Н-ЗК и Н-ЗКЛ и перечислить их поверки.
- 2.31 Программа работы на станции при техническом нивелировании. Основные источники погрешностей.
- 2.32 Поверка главного условия нивелира Н-3.
- 2.33 Поверка главного условия нивелира Н-ЗК (Н-ЗКЛ).
- 2.34 Общие сведения о трассе автомобильной дороги. Элементы трассы.
- 2.35 Разбивка пикетажа и поперечников. Учёт домера.
- 2.36 Параметры и элементы круговой кривой.
- 2.37 Обработка результатов технического нивелирования. Уравнивание нивелирного хода.
- 2.38 Порядок построения продольного профиля трассы. Проектирование красной линии.
- 2.39 Вычисление проектных отметок и отметок точек нулевых работ. Вычисление расстояний от точек нулевых работ до ближайших пикетов.
- 2.40 Принцип измерения горизонтального угла. Типы теодолитов. Приспособления для центрирования.
- 2.41 Устройство теодолита Т30, 2Т30. Перечислить поверки теодолита.
- 2.42 Поверка уровня при горизонтальном круге теодолита. Поверка сетки нитей.
- 2.43 Коллимационная погрешность, её определение и исправление.
- 2.44 Устройство вертикального круга теодолита Т30. Место нуля вертикального круга, его определение и исправление.
- 2.45 Устройство вертикального круга теодолита 2Т30. Место нуля вертикального круга, его определение и исправление.
- 2.46 Измерение горизонтального угла способом приёмов и круговых приёмов.
- 2.47 Основные источники погрешностей при измерении горизонтальных углов.
- 2.48 Сущность гидростатического и тригонометрического нивелирования.
- 2.49 Сущность тахеометрической съёмки. Порядок выполнения работы на станции при тахеометрической съёмке.
- 2.50 Способы переноса проекта на местность. Подготовка геодезических данных для выноса.
- 2.51 Полярный способ и способ угловой засечки выноса проекта в натуру.
- 2.52 Вынос в натуру проектного горизонтального угла с точностью теодолита и с повышенной точностью.
- 2.53 Определение теодолитом магнитного азимута при помощи ориентир-буссоли.
- 2.54 Нивелирование через водные преграды.
- 2.55 Построение на местности проектного отрезка и прямого угла с помощью рулетки.
- 2.56 Вынос в натуру точки с заданной проектной отметкой. Контроль выноса.
- 2.57 Вынос проектной линии с заданным уклоном при помощи теодолита.
- 2.58 Построение плоскости заданного уклона.
- 2.59 Передача отметок на дно котлована и на монтажные горизонты.
- 2.60 Определение высоты сооружения.
- 2.61 Разбивка и закрепление осей при строительстве фундаментов сооружения. Строительная обноска, устройство, назначение.

2.62 Геодезические наблюдения за смещениями и деформациями инженерных сооружений.

2.63 Исполнительные съёмки, выполняемые в процессе строительства.

2.64 Восстановление и закрепление дорожной трассы.

2.65 Детальная разбивка круговых кривых.

2.66 Вынос пикета с тангенса на кривую.

2.67 Разбивка насыпи земляного полотна автомобильной дороги.

2.68 Разбивка выемки земляного полотна автомобильной дороги.

3. Типовые задачи в экзаменационных билетах

Задача 1

Определить длину линии на плане масштаба 1:1000, если её длина на местности составляет 624,9 м.

Задача 2

Отсчеты по горизонтальному кругу

КП=8°24'; КЛ=188°27'

Определить коллимационную погрешность и вычислить правильный отсчёт для исправления.

Задача 3

Вычислить координаты точки В, если известны координаты точки А, дирекционный угол линии А-В и расстояние между точками А-В.

$X_A=424,03$; $Y_A=627,98$; $d_{A-B}=312,47$ м; $\alpha_{A-B}=313^\circ59'$

Задача 4

Имеется точка А с отметкой $H_A=86,035$, требуется вынести точку В с проектной отметкой $H_{пр}=85,963$ м. Определить отсчёт по рейке, установленной в точке В, если отсчёт по рейке в точке А равен 1217 мм.

Задача 5

Дан дирекционный угол предыдущей линии $\alpha_{1-2}=99^\circ17'$ и правый по ходу угол между предыдущей и последующей линиями $\beta_2=48^\circ24'$. Вычислить дирекционный угол последующей линии α_{2-3} .

Задача 6

Дан румб линии $r=C3:24^\circ13'$.

Определить дирекционный угол этой линии и обратный дирекционный угол.

Задача 7

Вершина угла имеет пикетаж ПКЗ+97,03, тангенс $T=46,63$ м, кривая $K=87,27$ м, домер $D=6,00$ м.

Определить пикетаж главных точек кривой.

Задача 8

Определить отметку пикета, если известна отметка станции $H_{ст}=124,365$ м, высота инструмента $i=1,47$ м, высота наведения $V=2,13$ м, вычисленное превышение по измеренному вертикальному углу $h'=-0,87$ м.

Задача 9

Известны дирекционные углы последующей линии $\alpha_{2-3}=345^\circ54'$ и предыдущей линии $\alpha_{1-2}=188^\circ50'$. Определить правый горизонтальный угол между линиями.

Задача 10

Результат измерения линии стальной лентой в прямом и обратном направлении равен $D_n=312,04\text{м}$ и $D_o=312,17\text{м}$.

Определить окончательное значение длины линии, абсолютную и относительную погрешности.

Задача 11

Определить абсолютную и относительную невязки теодолитного хода, если известны по осям координат $f_x=0,18\text{м}$, $f_y=0,24\text{м}$. Длина хода $P=791,03\text{м}$.

Задача 12

Определить уклон линии АВ, если даны отметки пикетов:

начального	ПКЗ+62,17	$H_A=213,065$
конечного	ПК6+0,99	$H_B=209,697$

Задача 13

Координаты начала и конца линии АВ известны:

$X_A=165,03\text{м}$	$Y_A=312,04\text{м}$
$X_B=308,75\text{м}$	$Y_B=209,36\text{м}$

Определить румб линии АВ.

Задача 14

Определить величину угловой невязки f_β , её знак и допустимость в полигоне, имеющем 4 вершины, если сумма измеренных внутренних углов $\sum\beta_n=359^\circ57'$.

Задача 15

Дирекционный угол линии АВ равен $\alpha_{A-B}=195^\circ04'$. Определить обратный дирекционный угол линии ВА и её румб.

Задача 16

Определить место нуля (МО) вертикального круга теодолита 2Т30 и вертикальный угол, если известны отсчёты: КП= $16^\circ04'$; КЛ= $-16^\circ09'$.

Задача 17

Дана точка А с отметкой $H_A=165,034\text{м}$. Требуется на расстоянии 265,3м определить отметку точки В, если уклон линии АВ равен $i=-0,0096$.

Задача 18

Определить горизонт инструмента, если известна отметка точки А:

$H_A=99,365\text{м}$ и отсчёты по рейке, установленной в точке А, равны 1703мм и 6488мм.

Задача 19

Координаты начала и конца линии АВ известны:

$X_A=563,04\text{м}$	$X_B=309,03\text{м}$
$Y_A=908,63\text{м}$	$Y_B=160,03\text{м}$

Определить длину линий АВ.

Задача 20

Известны случайные погрешности при измерении одной и той же величины $\Delta_1=21\text{мм}$; $\Delta_2=20\text{мм}$; $\Delta_3=19\text{мм}$; $\Delta_4=18\text{мм}$. Определить среднюю квадратическую погрешность измеренной величины.

Задача 21

Известны результаты измерения линии АВ: $\ell_1=136,18\text{м}$; $\ell_2=136,20\text{м}$; $\ell_3=136,25\text{м}$; $\ell_4=136,23\text{м}$; $\ell_5=136,24$. Определить среднюю квадратическую погрешность измерения линии.

Задача 22

Радиус окружности измерен со средней квадратической погрешностью $m_R=\pm 2\text{мм}$. Определить среднюю квадратическую погрешность вычисления длины окружности.

Задача 23

По карте масштаба 1:10000 с сечением рельефа 2,5м определить отметку точки, расположенной между двумя горизонталями.

Задача 24

На карте масштаба 1:10000 определить уклон отрезка, расположенного между двумя горизонталями.

Задача 25

Определить МО вертикально круга и вертикальный угол теодолита Т30, если отсчёт при «круге право» и «круге лево» известны: КЛ=4°27'; КЛ=175°37'.

Задача 26

При задании направления линии АВ=200м теодолитом допущена погрешность в угле 5'. Определить величину смещения конечной точки В ($\varphi'=3439'$).

Задача 27

По карте масштаба 1:10000 определить прямоугольные координаты заданной точки.

Задача 28

По карте масштаба 1:10000 определить географические координаты заданной точки.

Задача 29

По карте масштаба 1:10000 определить истинный азимут заданного направления.

Задача 30

По карте масштаба 1:10000 определить магнитный азимут заданного направления.

ЛИТЕРАТУРА

1. Большаков В.Д., Гайдаев П.А. Теория математической обработки геодезических измерений. - М.: Недра, 1977.
2. Васютинский И.Ю. Гидростатическое нивелирование. - М.: Недра, 1976.
3. Ганьшин В.Н. и др. Справочное руководство по крупномасштабным съёмкам. - М.: Недра, 1977.
4. Руководство по топографическим съёмкам в масштабах 1:5000, 1:2000, 1:1000 и 1:500, Наземные съёмки. - М.: Недра, 1977.
5. Инструкция о построении государственной геодезической сети СССР. - М.: Недра, 1966.
6. Инструкция по нивелированию I, II, III, и IV классов. - М.: Недра, 1974.
7. Инструкция по топографической съёмке в масштабах 1:5000, 1:2000, 1:1000 и 1:500. - М.: Недра, 1985.
8. Условные знаки для топографических планов масштабов 1:5000, 1:2000, 1:1000 и 1:500. - М.: Недра, 1989.
9. В.И. Федоров, П.И. Шиллов. Инженерная геодезия. - М.: Недра, 1982.
10. Н.А. Митин. Таблицы для разбивки кривых на автомобильных дорогах. - М.: Недра, 1978.
11. Инженерная геодезия. Под ред. П.С. Закатова. - М.: Недра, 1976.
12. Курс инженерной геодезии. Под ред. В.Е. Новака. - М.: Недра, 1989.
13. Лабораторный практикум по инженерной геодезии. - М.: Недра, 1990.
14. Практикум по инженерной геодезии. Под ред. В.Е. Новака. - М.: Недра, 1987.
15. Геодезические работы в мелиоративном строительстве. - М.: Недра, 1981.

Учебное издание

Зеленский Алексей Михайлович
Нуйкина Юлия Вадимовна
Фолитар Георгий Владимирович

ИНЖЕНЕРНАЯ ГЕОДЕЗИЯ

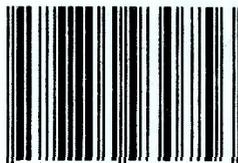
В АВТОДОРОЖНОМ СТРОИТЕЛЬСТВЕ
(курс лекций)

*Рекомендовано к изданию редакционно-издательским Советом
Учреждения образования «Брестский государственный технический университет»
в качестве пособия для студентов
специальности 1-70 03 01 «Автомобильные дороги»
дневной и заочной форм обучения*

Ответственный за выпуск: **Фолитар Г.В.**
Редактор: **Строкач Т.В.**
Компьютерная верстка: **Боровикова Е.А.**
Корректор: **Никитчик Е.В.**

Лицензия № 02330/0133017 от 30.04.2004 г.
Подписано к печати 3.12.2007 г. Бумага «Снегурочка». Усл. п. л. 8,6.
Уч.-изд. л. 9,25. Формат 60x84 1/16. Тираж 100 экз. Заказ № 1223.
Отпечатано на ризографе учреждения образования
«Брестский государственный технический университет».
Лицензия № 02330/0148711 от 30.04. 2004 г.
224017, г. Брест, ул. Московская, 267.

ISBN 978-985-493-075-6



9 789854 930756