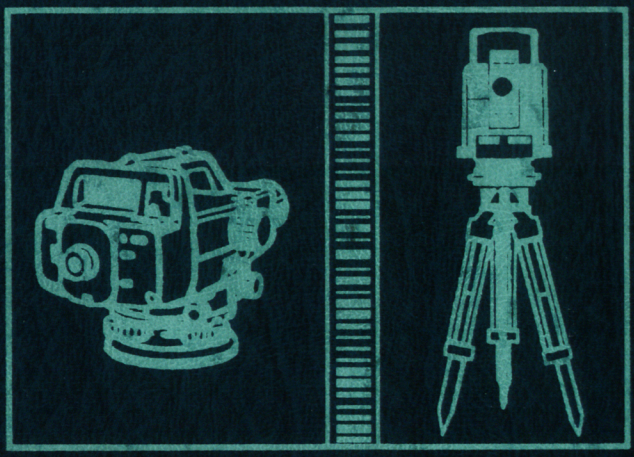
Г.А. ФЕДОТОВ

# ИНЖЕНЕРНАЯ ГЕОДЕЗИЯ

Г.А. ФЕДОТОВ

# инженерная геодезия



ИЗДАТЕЛЬСТВО ВЫСШАЯ ШКОЛА

Г.А. ФЕДОТОВ

# инженерная геодезия

*ИЗДАНИЕ ВТОРОЕ, ИСПРАВЛЕННОЕ*

Допущено Министерством образования
Российской Федерации в качестве учебника
для студентов вузов, обучающихся по специальностям
«Автомобильные дороги и аэродромы»,
«Мосты и транспортные тоннели» направления
«Строительство»

Москва
«Высшая школа» 2004

УДК 528
ББК 26.1
Ф 34

Рецензенты:

Волгоградская государственная архитектурно-строительная академия (зав. каферой геодезии профессор *А.Ф. Стороженко*);
*А.А. Белятынский*, академик Академии транспорта Украины

**Федотов, Г.А.**

Ф 34 Инженерная геодезия: Учебник/Г.А. Федотов. — 2-е изд., исправл.— М.: Высш. шк., 2004. — 463 с.: ил.

ISBN 5-06-004156-5

Изложены основы инженерной геодезии, показано значение ее в народном хозяйстве. В отличие от ранее изданных учебников в настоящем издании кроме традиционных сведений по инженерной геодезии впервые дается информация по их электронным аналогам — электронным картам, используемым в географических информационных системах ГИС, а также цифровым и математическим моделям местности, являющимся основой современного системного автоматизированного проектирования инженерных сооружений САПР.

В учебнике обобщен опыт работ при изысканиях и строительстве автомобильных дорог и сооружений на них таких ведущих проектно-изыскательских организаций России, как Союздорпроект, ГипродорНИИ, Гипротрансмост и др.

*Для студентов автомобильно-дорожных и строительных специальностей вузов. Может быть использован студентами соответствующих специальностей техникумов, колледжей и специалистами.*

УДК 528
ББК 26.1

ISBN 5-06-004156-5 © ФГУП «Издательство «Высшая школа», 2004

Оригинал-макет данного издания является собственностью издательства «Высшая школа», и его репродуцирование (воспроизведение) без согласия издательства запрещено.

## ПРЕДИСЛОВИЕ

Инженерно-геодезические работы являются чрезвычайно важной и неотъемлемой частью комплекса работ по изысканиям, проектированию, строительству и эксплуатации автомобильных дорог и сооружений на них, аэродромов, гидромелиоративных систем, объектов лесного хозяйства и лесного инженерного дела. Эти работы во многом определяют как стоимость и качество строительства, так и условия последующей эксплуатации инженерных объектов.

На современном этапе развития научно-технического прогресса происходят фундаментальные изменения технологии и методов проектно-изыскательских работ и строительства инженерных объектов, что находит отражение в изменении состава и методов производства инженерно-геодезических работ, а также в качественном изменении парка используемого геодезического оборудования. Так, в проектно-изыскательских и строительных процессах все более широкое применение находят системы автоматизированного проектирования (САПР), автоматизированные системы управления строительством (АСУС), географические информационные системы (ГИС) и т. д.

Очевидно, инженер-строитель, инженер-мелиоратор, инженер лесного хозяйства на современном этапе должны хорошо владеть как традиционными методами геодезии (последние так или иначе применяются и будут применяться при изысканиях, проектировании, строительстве и эксплуатации), так и новыми высокопроизводительными методами инженерно-геодезических работ.

Инженер должен уметь работать как с традиционными видами инженерно-геодезической информации — топографическими картами и планами, так и с их электронными аналогами — электронными картами (ЭК), являющимися основой ГИС, цифровыми (ЦММ) и математическими моделями местности (МММ), на базе которых осуществляется системное автоматизированное проектирование инженерных объектов на уровне САПР.

При выполнении изысканий линейных инженерных объектов (автомобильных дорог, лесовозных дорог, каналов, трубопроводов и т. д.) для проектирования на уровне САПР исходная инженерно-геодезическая информация собирается на широкой полосе варьирования конкурентоспособных вариантов, что приводит к резкому увеличению объемов геодези-

ческих работ. В связи с этим инженер-строитель на современном этапе развития научно-технического прогресса должен не только владеть традиционными методами геодезических работ и уметь работать с обычными геодезическими приборами (ориентирование и измерение длин линий мерными лентами, измерение вертикальных и горизонтальных углов теодолитами, измерение превышений между точками местности нивелирами, выполнение топографических съемок и т. д.), но и обязательно владеть различными видами аэрофотосъемок, методами наземной фотограмметрии и электронной тахеометрии, методами спутниковой навигации, а также технологиями автоматизированной обработки результатов полевых измерений. Эти виды инженерно-геодезических работ позволяют максимально сократить объемы и стоимость полевых работ за счет увеличения объемов камеральных работ при широком использовании средств автоматизации и вычислительной техники. Для выполнения инженерно-геодезических работ широко применяют аэрофотосъемочное оборудование, фототеодолитные комплекты, электронные тахеометры, лазерные приборы, регистрирующие нивелиры, свето- и радиодальномеры, стереофотограмметрическое оборудование с автоматической регистрацией измеренных координат точек местности, ЭВМ, графопостроителей и другие средства автоматизации.

Современное строительное производство невозможно без широкого использования геодезических методов разбивки инженерных сооружений на местности, обеспечивающих высокую точность и исключающих грубые просчеты; методов оперативного контроля строительных работ и геодезического управления работой строительных машин и механизмов. Для этих целей при строительстве инженерных объектов широко применяют лазерную технику, приборы систем спутниковой навигации и т. д.

Инженерно-геодезическое обеспечение проектно-изыскательских работ, строительства и эксплуатации автомобильных дорог, мостов, транспортных тоннелей, аэродромов, гидромелиоративных систем, объектов лесного хозяйства и лесного инженерного дела имеет свои специфические особенности. Методы инженерно-геодезических работ в изысканиях, проектировании, строительстве и эксплуатации указанных объектов нашли отражение в учебнике.

Изложение материала в учебнике построено таким образом, чтобы максимально облегчить самостоятельную работу студентов при изучении основ инженерной геодезии.

Автор выражает глубокую благодарность сотрудникам кафедры геодезии МАДИ-ТУ доцентам А.И. Титову, В.А. Холдобаеву, старшему преподавателю М.Н. Барышевой за ряд ценных замечаний, высказанных по содержанию учебника, а также старшему преподавателю Е.Р. Сидоренко за помощь в подготовке и оформлении рукописи.

*Автор*

# Раздел первый

# ОБЩАЯ ГЕОДЕЗИЯ

## Глава 1. ОБЩИЕ СВЕДЕНИЯ

### 1.1. ГЕОДЕЗИЯ И ЕЕ СОДЕРЖАНИЕ

**Геодезия** — наука об измерениях Земли и других космических объектов, получении их изображений в графическом и электронном видах и измерениях этих изображений.

Геодезия — одна из древнейших наук о Земле, которая возникла исходя из практических потребностей человека, связанных с измерениями земной поверхности для строительства различных инженерных сооружений, ведения сельского хозяйства, учета земель, создания карт и планов.

Современная геодезия представляет собой сложную многогранную науку, опирающуюся на последние достижения таких фундаментальных наук, как математика, физика, астрономия, география. Ее основным назначением является изучение фигуры, размеров и гравитационного поля Земли, составление планов и карт и их электронных аналогов — цифровых моделей местности (ЦММ) и электронных карт (ЭК), решение различных инженерных задач на местности в интересах народного хозяйства и обороны страны.

По назначению геодезия подразделяется на ряд самостоятельных дисциплин — высшую геодезию, топографию, космическую геодезию, морскую геодезию, фототопографию и инженерную (прикладную) геодезию.

Высшая геодезия занимается определением фигуры, размеров и внешнего гравитационного поля Земли, а также созданием высокоточных астрономо-геодезических, гравиметрических и нивелирных сетей.

Топография предполагает изучение сравнительно небольших участков земной поверхности с целью получения их изображений в виде карт, планов, ЭК, ЦММ и профилей. Разработкой методов и технологий создания различных карт занимается картография, а извлечением информации, содержащейся на картах, — картометрия.

Космическая геодезия служит для измерений на Земле и планетах Солнечной системы с использованием данных, получаемых из космического пространства искусственными спутниками Земли, межпланетными кораблями и орбитальными пилотируемыми станциями. Этот вид геодезии находит все большее применение при исследовании природных ресурсов Земли.

Морская геодезия занимается исследованием природных ресурсов континентальных шельфов и картографированием морского дна.

Фототопография — наука, изучающая методы создания топографических планов, карта, ЦММ и ЭК по материалам фото- или цифровой съемки. Она является составной частью *фотограмметрии* — науки, определяющей формы, размеры и положение объектов по их фотографическим изображениям. Материалы фото- или цифровой съемки могут быть получены наземным фотографированием местности, с летательных аппаратов — самолетов, вертолетов или из космоса с искусственных спутников Земли.

Инженерная геодезия рассматривает геодезические работы, выполняемые при изысканиях, проектировании, строительстве и эксплуатации различных инженерных сооружений и монтаже технологического оборудования. Она использует методы высшей геодезии, топографии, фотограмметрии и материалы всех видов съемок, в том числе и космических.

По способу производства работ различают наземную геодезию, аэрогеодезию, космическую геодезию, подземную геодезию (маркшейдерию) и подводную геодезию.

Наземная геодезия объединяет широкий круг методов производства наземных геодезических измерений: ориентирование, вешение и измерение длин линий, геометрическое нивелирование, тахеометрические съемки, фототеодолитные съемки, наземно-космические съемки и т. д. При производстве наземных геодезических работ используют как обычные традиционные геодезические приборы (землемерные ленты и рулетки, оптические теодолиты, нивелиры), так и современное электронное оборудование (светодальномеры, электронные и компьютерные тахеометры, лазерные геодезические приборы, фототеодолитные комплекты, приборы спутниковой навигации). Использование современных геодезических приборов позволяет изменить технологию производства полевых геодезических измерений, резко повысить производительность работ при одновременном существенном повышении качества получаемых результатов.

Аэрогеодезия нашла широкое применение в практике производства инженерных геодезических работ в последние несколько десятилетий.

Применение современного аэрофотосъемочного и стереофотограмметрического оборудования заметно расширило сферу применения методов геодезии и позволило резко сократить объемы и сроки производства полевых работ с соответствующим увеличением камеральных при широком использовании средств автоматизации и вычислительной техники. С развитием электронной фотографии, а также средств автоматизации и компьютерной техники возможности аэрогеодезии еще более возрастают. Аэрогеодезия в связи с переходом на технологии и методы системного автоматизированного проектирования становится одним из основных видов инженерно-геодезических работ при изысканиях, прежде всего, линейных объектов строительства.

Космическая геодезия обеспечивает получение информации о местности из космоса с искусственных спутников Земли. Современные длиннофокусные аэрофотокамеры обладают столь высокой разрешающей способностью, что обеспечивают получение надежной информации при высотах фотографирования в несколько сотен километров. Космические съемки оказываются весьма эффективными при картографировании местности, а также при изысканиях инженерных объектов на ранних стадиях проектирования, например при технико-экономическом обосновании (ТЭО) объектов строительства.

Подземная геодезия (маркшейдерия) как отдельная специфическая дисциплина получила свое развитие в связи со строительством транспортных и гидротехнических тоннелей. При производстве подземных геодезических работ используют специальные технологии и парк маркшейдерских приборов с широким применением лазерной техники.

Подводная геодезия обеспечивает получение информации о рельефе дна морей, континентальных шельфов, озер, водоемов и рек. В подводной геодезии находят широкое применение методы ультразвукового эхолотирования. В транспортном и гидротехническом строительстве методы подводной геодезии используют при изысканиях мостовых переходов и других гидротехнических сооружений.

Геодезические работы выполняют с установленной заданием точностью. Измерения с более высокой точностью, чем это необходимо, требуют применения высокоточных приборов, больших средств и времени, а измерения с недостаточной точностью считаются браком.

При выполнении геодезических работ следят за сохранением окружающей среды, стремятся не производить излишней рубки леса, не допускать повреждения сельскохозяйственных угодий, загрязнения водоемов. Все геодезические работы производят с обязательным соблюдением правил безопасности производства работ.

## 1.2. ЗНАЧЕНИЕ ИНЖЕНЕРНОЙ ГЕОДЕЗИИ В НАРОДНОМ ХОЗЯЙСТВЕ И ОБОРОНЕ СТРАНЫ

Инженерная геодезия рассматривает методы измерений, процессы и решения, осуществляемые при изысканиях, проектировании, строительстве и эксплуатации инженерных сооружений.

Инженерная геодезия имеет исключительное прикладное значение в различных отраслях народного хозяйства. Методы инженерной геодезии широко используют при проектировании, строительстве и эксплуатации дорог, мостов, транспортных тоннелей, аэродромов, каналов, зданий и сооружений автотранспортной и аэродромной службы, гидромелиоративных сооружений, подземных коммуникаций, воздушных сетей.

Топографо-геодезические, инженерно-геологические, инженерно-гидрологические и экономические изыскания для проектирования, вынос проекта в натуру и процесс геодезического контроля в ходе строительства и, наконец, определение деформаций и сдвигов сооружений в процессе их эксплуатации осуществляют с использованием технологий и методов инженерной геодезии.

Геодезические работы ведут в городах и населенных пунктах при их планировке, озеленении и благоустройстве. Организация и землеустройство сельскохозяйственных предприятий, осушение и орошение земель, работы по ведению лесного хозяйства также немыслимы без инженерной геодезии.

Велика роль геодезии и в вопросах обеспечения обороноспособности страны. Геоинформационные системы (ГИС), системы спутниковой навигации («GPS») чрезвычайно эффективны при ведении военного строительства, для целей военной разведки и для управления военной и, прежде всего, ракетной техникой при нанесении точных ракетно-бомбовых ударов.

## 1.3. ИСТОРИЧЕСКИЙ ОЧЕРК РАЗВИТИЯ ГЕОДЕЗИИ

Геодезия[1] — одна из древнейших наук на Земле. Строительство выдающихся инженерных сооружений глубокой древности (каналы, дворцы, храмы, пирамиды в Египте, древние города Индии с их удивительно правильной планировкой, оросительные системы в Японии, Великая китайская стена и т. д.) было немыслимо без глубокого знания основ геодезии и без наличия необходимых геодезических приборов.

В России первые геодезические работы, связанные с установлением границ земельных участков, датируются еще XI — XII вв.

[1] В переводе с греческого языка означает «землеразделение».

Особенно большое развитие геодезические работы в России получили начиная с XVII в. в связи с изобретением зрительной трубы с сеткой нитей и разработкой метода триангуляции.

Методы инженерной геодезии и картографии широко использовались и совершенствовались в период Петровских реформ, а дальнейшее их развитие связано с именем великого русского ученого М.В.Ломоносова, который с 1757 по 1763 годы возглавлял Географический департамент при Российской Академии наук, созданный в 1739 г. В 1743 г. в Географическом департаменте был создан «Атлас Российской империи» с пограничными землями.

С XVIII в. развиваются и совершенствуются такие специальные виды съемок, как межевые, лесные, гидрографические, а с середины XIX столетия и путей сообщения.

В 1919 г. создается Государственная картографо-геодезическая служба, реорганизованная впоследствии в Главное управление геодезии и картографии (ГУГК) Министерства геологии и охраны недр СССР.

Огромное внимание в этот период уделялось подготовке научных и производственных кадров геодезистов и картографов. Так, в 1928 г. в стране был создан Центральный научно-исследовательский институт геодезии, аэросъемки и картографии (ЦНИИГАиК), а также сеть вузов геодезического профиля, таких как МИГАиК и др.

Сотрудниками ЦНИИГАиК под руководством Ф.Н.Красовского были проведены фундаментальные исследования по определению формы и уточненных размеров Земли, получившие мировое признание, положенные в основу картографо-геодезических работ в СССР и ряде других стран. Принята и реализована программа государственной триангуляции.

Получило развитие отечественное приборостроение. Российскими конструкторами разработаны конструкции новых современных геодезических приборов, а отечественной промышленностью налажено производство оптических, электронных, лазерных и стереофотограмметрических приборов.

В годы первых послевоенных пятилеток в народном хозяйстве стали находить все более широкое применение методы аэросъемок, а после запуска первых искусственных спутников Земли и методы космических съемок.

В настоящее время в связи с появлением систем спутниковой навигации «GPS», позволяющих быстро и с высокой точностью определять трехмерные координаты характерных точек местности, в инженерной геодезии происходит кардинальный пересмотр технологии и методов производства инженерно-геодезических работ.

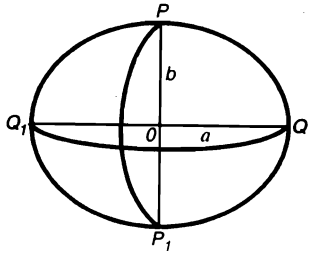
Достижения отечественной геодезии, картографии, аэросъемки, электронной, лазерной и космической геодезии позволили разработать и перейти к использованию качественно новых технологий системного автоматизированного проектирования, строительства и эксплуатации инженерных объектов.

# Глава 2. ОБЩАЯ ФИГУРА ЗЕМЛИ И ОПРЕДЕЛЕНИЕ ПОЛОЖЕНИЯ ТОЧЕК ЗЕМНОЙ ПОВЕРХНОСТИ

## 2.1. ОБЩАЯ ФИГУРА И РАЗМЕРЫ ЗЕМЛИ

Положение точек земной поверхности определяют относительно общей фигуры Земли. Представление об общей фигуре Земли можно составить, если мысленно продолжить под материки поверхность воды океанов в ее спокойном состоянии. Такая замкнутая поверхность в каждой своей точке перпендикулярна к направлению линии силы тяжести, т. е. горизонтальна, ее называют *уровенной поверхностью Земли* или поверхностью *геоида.*

Вследствие неравномерного распределения масс внутри Земли геоид не имеет строгой геометрической формы и его поверхность не поддается строгому математическому описанию. Однако для характеристики фигуры и размеров Земли ближе всего подходит тело, образованное вращением эллипса $PQP_1Q_1$ вокруг его малой оси $PP_1$, называемое *эллипсоидом вращения* или *сфероидом* (рис.2.1).



Р и с. 2.1. Общая фигура Земли

Линии пересечения поверхности сфероида плоскостями, перпендикулярными оси вращения Земли, называют *параллелями.* Линии пересечения поверхности сфероида плоскостями, проходящими через ось вращения Земли, называют *меридианами.* Параллели представляются на эллипсоиде окружностями, а меридианы — эллипсами. Параллель, образованную плоскостью, проходящей через центр сфероида, называют *экватором.*

Линии $OQ = a$ и $OP = b$ (см. рис.2.1) называют соответственно большой и малой полуосями сфероида или: $a$ — радиус экватора; $b$ — полуось вращения Земли. Общие размеры Земли определяются длинами этих полуосей. Вследствие вращения Земли сфероид приплюснут с полюсов

и отношение

$$\alpha = \frac{a - b}{b}$$

называют сжатием сфероида.

Размеры земного сфероида и величина его сжатия неоднократно определялись учеными разных стран. В нашей стране с 1946 г. для геодезических и картографических работ приняты размеры земного сфероида по Ф.Н.Красовскому:

$$a = 6\ 378\ 245 \text{ м}; \quad b = 6\ 356\ 863 \text{ м}; \quad \alpha = 1:\ 298{,}3.$$

Размеры эллипсоида Красовского довольно близко совпадают с размерами Земли. Геодезические измерения, выполняемые на физической поверхности Земли, переносят на земной сфероид, а затем на карты и планы.

## 2.2. МЕТОД ПРОЕКЦИЙ. ИЗОБРАЖЕНИЕ ЗЕМНОЙ ПОВЕРХНОСТИ НА СФЕРЕ И ПЛОСКОСТИ

Для решения различных практических и инженерных задач пользуются изображениями земной поверхности, которые представляют в виде планов и карт, либо в виде их электронных аналогов — цифровых моделей местности (ЦММ) или электронных карт (ЭК), на которых представлены контуры объектов местности: лесов, угодий, рек и озер, дорог, зданий и сооружений, линий электропередач, линий связи, рельефа местности и т. д.

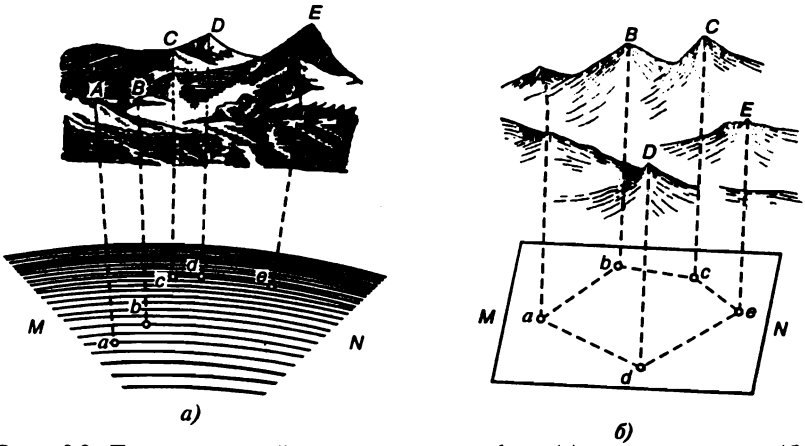
В геодезии используют *ортогональный* метод проектирования, при котором точки земной поверхности *A*, *B*, *C*, *D* и *E* (рис. 2.2, *а*) проектируют отвесными линиями на уровенную (горизонтальную) поверхность *MN* и получают *горизонтальную проекцию* соответствующих точек физической земной поверхности *a*, *b*, *c*, *d* и *e*.

Ортогональные проекции линий и площадей пространственных объектов местности будут в общем случае меньше их физических величин, а проекции углов могут быть больше и меньше физических. Равенство физических величин и их проекций обеспечивается лишь для горизонтальных контуров земной поверхности.

При небольших размерах (до 20 км) проектируемых участков местности последние можно изображать на плоскости *MN* (рис. 2.2, *б*).

Работать с изображениями контуров местности на сфере неудобно, поэтому чаще всего в геодезии прибегают к плоским изображениям земной поверхности.

Положение горизонтальных проекций точек местности на уровенной поверхности *MN* может быть определено *координатами*, взятыми в ка-




Р и с. 2.2. Проекции земной поверхности на сфере (*а*) и на плоскости (*б*)

кой-либо системе. *Координаты* — это величины, определяющие положение точек земной поверхности в пространстве относительно принятой системы координат.

Помимо контуров местности, необходимо знать и высотное положение точек местности относительно уровенной поверхности (их высоты или глубины). Поскольку уровенных поверхностей (параллельных земному сфероиду) можно провести бесчисленное множество, то высоты точек, отнесенные к уровню мирового океана, называют *абсолютными*, а отнесенный к произвольной уровенной поверхности — *условными*.

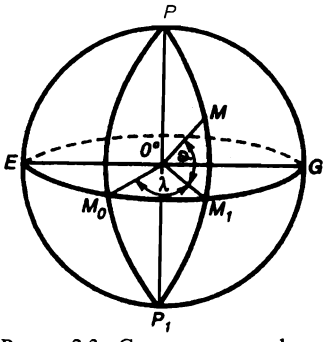
Задача изучения физической земной поверхности состоит в: а) определении горизонтальных проекций точек местности на уровенной поверхности относительно какой-либо системы координат; б) определении высот (или глубин) точек относительно этой поверхности; в) преобразовании сферической уровенной поверхности в плоскую картографическую проекцию.

## 2.3. СИСТЕМА ГЕОГРАФИЧЕСКИХ КООРДИНАТ

Координатными плоскостями, относительно которых определяют положение точек земной поверхности, являются плоскость экватора земного эллипсоида и плоскость начального меридиана, проходящего через Гринвичскую обсерваторию, расположенную на окраине Лондона (рис. 2.3). За начало отсчета высот принимают средний уровень Мирового океана. В России отсчет абсолютных высот ведут от нуля Кронштадтского

футштока (медная доска с горизонтальной чертой, вделанная в гранитный устой моста через обводной канал в Санкт-Петербурге).

*Географической долготой* называют двугранный угол между плоскостью меридиана, проходящего через точку *M*, и плоскостью начального меридиана. Долготы отсчитывают от начального меридиана в направлении с запада на восток от 0 до 180° или в обе стороны с указанием соответствующего направления «западная» или «восточная».




Р и с. 2.3. Система географических координат

*Географической широтой* называют угол, образованный нормалью к поверхности земного эллипсоида в данной точке *M* и плоскостью экватора. Широты, отсчитываемые от экватора к северу, называют «северными», со знаком плюс; широты, отсчитываемые от экватора к югу, называют «южными», со знаком минус. Они имеют значения от 0 до 90°.

*Географической* высотой точки *M* называют расстояние по нормали от этой точки до поверхности земного эллипсоида. Географические координаты позволяют обрабатывать результаты геодезических измерений в единой для всей поверхности Земли системе координат.

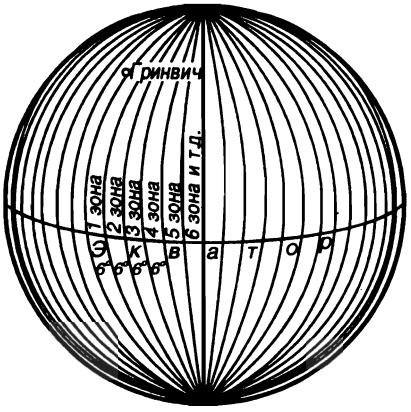
## 2.4. ЗОНАЛЬНАЯ СИСТЕМА ПРЯМОУГОЛЬНЫХ КООРДИНАТ

Географические координаты могут быть распространены на всю поверхность земного эллипсоида. В этом их большое достоинство. Однако их применение в массовых геодезических работах затруднительно, поскольку оно связано со сложными вычислениями. Поэтому эти координаты применяют при картографировании, навигации, создании и использовании геоинформационных систем (ГИС) и т. д.

В инженерной геодезии в связи с этим используют плоские прямоугольные координаты. Для установления связи между географическими координатами любой точки на земном сфероиде и прямоугольными координатами той же точки на плоскости применяют специальный способ проектирования всего земного шара на плоскость по шестиградусным зонам, простирающимся от северного полюса к южному (рис. 2.4).

Счет зон ведут на восток от нулевого, проходящего через Гринвическую обсерваторию, меридиана. Каждую полученную таким образом зону проектируют поочередно на плоскость при помощи цилиндра.

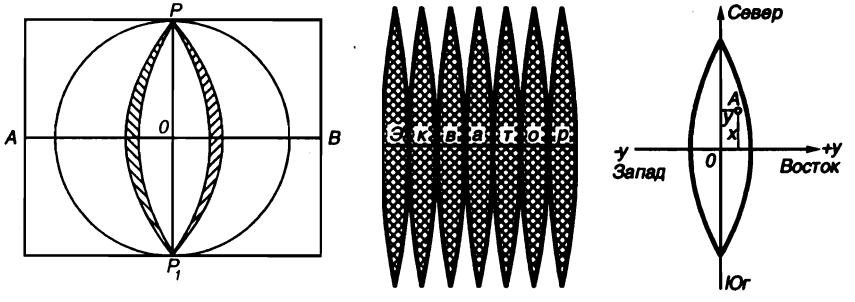
Если общую фигуру Земли представить в виде сферы, то ось *AB* такого цилиндра будет проходить через центр сферы *O* (рис. 2.5). При этом




Р и с. 2.4. Деление земного шара на зоны

ось вращения Земли $PP_1$ будет перпендикулярна оси цилиндра $AB$, и каждая зона будет касаться поверхности цилиндра по своему среднему меридиану.

Каждую зону последовательно проектируют на внутреннюю боковую поверхность цилиндра при условии сохранения равенства углов, формы и подобия изображаемых контуров. Зоны переходят на поверхность цилиндра в несколько расширенном виде (см. рис. 2.5) и, развернув цилиндр, получают плоское изображение земной поверхности. Такую проекцию поэтому называют *равноугольной поперечно-цилиндрической*[1] (рис. 2.6). Она дает не сплошное изображение всей земной поверхности, а с разрывами, увеличивающимися от экватора к полюсам.

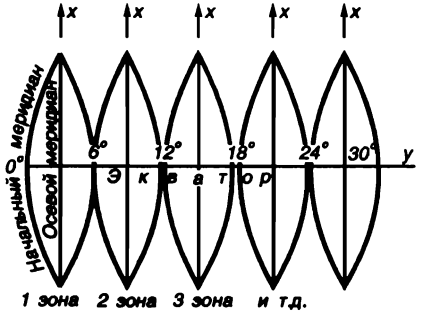



Р и с. 2.5. Схема к построению равноугольной поперечно-цилиндрической проекции

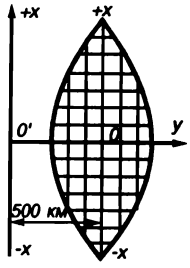
В этой системе начало координат в каждой зоне принимают в точке пересечения среднего меридиана с экватором (рис.2.7). Средний меридиан зоны принимают за *ось абсцисс*, поэтому его называют еще *осевым меридианом*. Изображение экватора в виде прямой, перпендикулярной осевому меридиану, принимают за *ось ординат*.

Абсциссы к северу от экватора принимают положительными, а к югу — отрицательными. Ординаты, отсчитываемые на восток от осевого меридиана, считают положительными, а на запад — отрицательными.

[1] Иногда ее называют системой прямоугольных координат Гаусса—Крюгера.




Р и с. 2.6. Зональная система прямоугольных координат




Р и с. 2.7. Плоские прямоугольные координаты

С тем чтобы в пределах каждой зоны иметь дело только с положительными значениями ординат, за ординату осевого меридиана принимают не ноль, а (+ 500 км). Кроме этого впереди значения каждой ординаты указывают еще и номер зоны, в которой расположена искомая точка. Так, например, запись 21 324 740 обозначает, что точка находится в 21 зоне, а ее ордината равна $Y = 324\,740 - 500\,000 = -175\,260$ м, т. е. точка находится на расстоянии 175 260 м западнее осевого меридиана.

Такая система плоских геодезических координат принята в нашей стране в 1932 г. и используется в настоящее время.

В инженерной практике нередко используют *произвольную систему прямоугольных координат,* которую еще называют *условной.* Начало этих координат выбирают произвольно, а ось абсцисс ориентируют по направлению магнитного меридиана, проходящего через начало координат.

# Глава 3. ТОПОГРАФИЧЕСКИЕ КАРТЫ И ПЛАНЫ

## 3.1. ПОНЯТИЕ О КАРТЕ И ПЛАНЕ

*Картой* называют уменьшенное изображение на плоскости горизонтальных проекций контуров и рельефа значительных участков земной поверхности на плоскости с учетом влияния кривизны Земли.

В связи с тем, что сферическую поверхность Земли нельзя изобразить на плоскости без искажений, последняя на карте представляется с искажениями, степень которых сводится к разумному минимуму путем использования специальных картографических проекций.

*Планом* называют уменьшенное и подобное изображение на плоскости горизонтальных проекций контуров и рельефа относительно неболь-

ших участков местности, в пределах которых пренебрегают влиянием кривизны Земли.

Информации о горизонтальных проекциях контуров и характерных точек местности еще недостаточно для представления об их взаимном расположении, поэтому на картах и планах используют специальный способ выражения формы земной поверхности (рельефа местности).

По картам и планам решают различные прикладные задачи: определяют расстояния между отдельными точками местности, определяют высоты точек, ориентируют линии, определяют углы между заданными направлениями, определяют крутизну склонов, измеряют площади фигур и т. д.

С использованием карт и прежде всего планов и профилей проектируют инженерные сооружения: дороги, мосты, тоннели, аэродромы, гражданские и промышленные объекты, каналы, воздушные и подземные коммуникации и т. д.

Используемые для инженерных целей планы с изображением рельефа и ситуационных особенностей местности называют *топографическими.* Однако для решения ряда практических задач часто оказывается достаточным иметь информацию только о ситуации местности без рельефа, поэтому такие планы называют *ситуационными.*

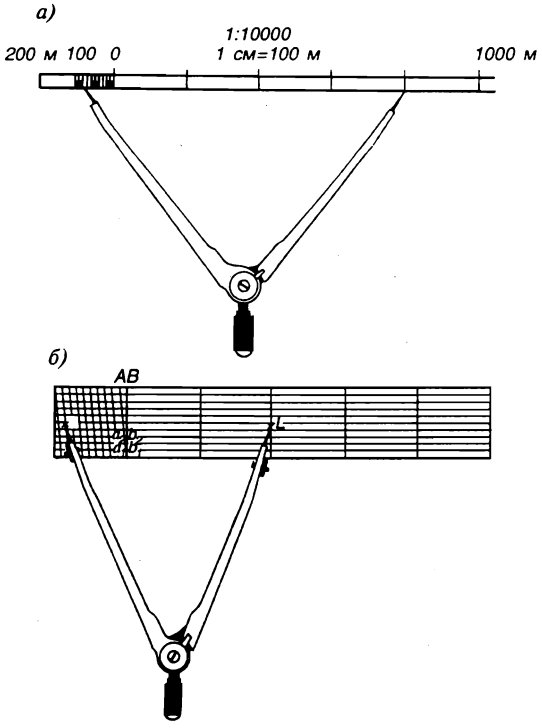
Точность решения тех или иных задач с использованием карт и планов зависит от степени уменьшения объектов и рельефа местности, при этом чем больше степень уменьшения объектов местности, тем меньше деталей на планах и картах можно поместить и тем меньше точность производимых измерений.

На современном этапе начала широкого использования геоинформационных систем (ГИС) и перехода на системное автоматизированное проектирование инженерных объектов (САПР) представления о местности только в графическом виде уже недостаточно. Поэтому последняя должна представляться в той же самой системе координат в памяти ЭВМ и в электронном виде, т. е. в виде электронных карт (ЭК) и цифровых моделей местности (ЦММ). При этом информационная емкость ЭК и ЦММ существенно больше самых подробных карт и планов и часто включает в себя информацию, которая в графическом виде не может быть представлена вообще.

## 3.2. МАСШТАБЫ КАРТ И ПЛАНОВ

Степень уменьшения горизонтальных проекций линий местности при изображении их на карте или плане называют *масштабом.*

На картах и планах их масштабы могут быть представлены численно или графически.




Р и с. 3.1. Масштабы:
*а* — линейный; *б* — поперечный (графический)

*Численный масштаб* записывают в виде дроби, в числителе которой стоит единица, а в знаменателе — степень уменьшения горизонтальных проекций линий местности (например, 1:500; 1:1000; 1:2000; 1:10 000; 1:25 000). Так, численный масштаб 1:1000 показывает, что все горизонтальные проекции линий местности при переносе их на план уменьшены в 1000 раз, т. е. отрезок в 1 см на плане соответствует расстоянию на местности в 1000 см = 10 м.

При сравнении двух численных масштабов более крупным является тот из них, у которого знаменатель меньше. Так, масштаб 1:500 крупнее, чем масштаб 1:1000, а масштаб 1:25 000 мельче, чем масштаб 1:10 000.

При решении тех или иных инженерных задач используют планы следующих масштабов: 1:200; 1:500; 1:1000; 1:2000 и 1:5000. Масштабы топографических карт в зависимости от решаемых задач используют следующие: 1:10 000; 1:25 000; 1:50 000; 1:100 000; 1:200 000; 1:500 000 и 1:1000 000.

При проектировании инженерных сооружений обычно используют планы и карты масштабов от 1:500 до 1:25 000.

Топографические карты различают *крупного, среднего и мелкого* масштабов:

*крупномасштабные* — 1:100 000 и крупнее;

*среднемасштабные* — от 1:200 000 до 1:1000 000;

*мелкомасштабные* — мельче 1:1000 000.

*Линейный масштаб* — это графический масштаб в виде масштабной линейки, разделенной на равные части с подписанными значениями соответствующих расстояний на местности (рис. 3.1, *а*).

На рис.3.1, *а* масштабная линейка имеет основание, равное 2 см. Отрезок слева от нуля разделен на более мелкие части, доли которых оценивают на глаз. Горизонтальная проекция длины *AB* на карте масштаба 1:10 000, измеренная с помощью линейного масштаба и измерителя, складывается из четырех оснований справа от нуля, каждое из которых соответствует отрезку 200 м на местности, семи малых делений слева, каждое соответствует 10 м на местности и отрезка, оцениваемого на глаз: $AB = 4x200 \text{ м} + 7x10 \text{ м} + 5 \text{ м} = 875 \text{ м}$.

Линейный масштаб в ряде случаев не позволяет производить по карте или плану измерения с требуемой точностью. Для повышения точности измерений используют поперечный масштаб.

*Поперечный масштаб* — это графический масштаб в виде номограммы (рис.3.1, *б*), построение которой основано на пропорциональности отрезков параллельных прямых, пересекающих стороны угла. На горизонтальной линии поперечного масштаба отложены одинаковые отрезки по 2 см (основания масштаба). Параллельно нижней линии проведены еще 10 линий с одинаковым интервалом друг от друга, а из концов каждого основания восстановлены перпендикуляры. Первые основания на нижней и верхней линиях разделены на 10 частей по 2 мм и концы малых делений соединены наклонными линиями так, что начало каждого малого деления нижней линии соединяется с концом того же деления верхней (см. рис. 3.1, *б*).

Прежде чем пользоваться поперечным масштабом, необходимо рассчитать его элементы применительно к заданному численному масштабу.

Так, для масштаба 1:5000 основание поперечного масштаба равно 100 м, малое деление 10 м, а расстояния между наклонной линией и вертикалью, соответственно, 1, 2, 3, ..., 9, 10 м. Тогда расстояние *AB*, измеренное на плане с помощью измерителя по поперечному масштабу, составит $AB = 284{,}5$ м.

*Точностью масштаба* карты или плана называют отрезок на местности, соответствующий 0,1 мм в масштабе данной карты или плана.

Минимальный отрезок на карте или плане, соответствующий диаметру укола иглы ножки измерителя, который человек может различить не-

вооруженным глазом, составляет 0,1 мм. Поэтому точность плана масштаба 1:1000 равна 0,1 м, а карты масштаба 1:25 000—2,5 м.

Электронные версии карт и планов ЭК и ЦММ представляют в памяти ЭВМ всегда в масштабе 1:1.

### 3.3. НОМЕНКЛАТУРА ТОПОГРАФИЧЕСКИХ КАРТ И ПЛАНОВ

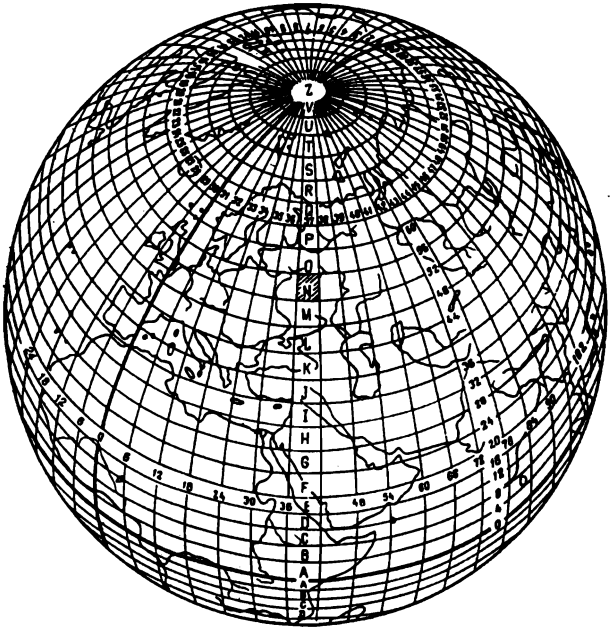
Изображения значительных территорий в виде карт состоят из многих листов.

Систему взаимного расположения листов карт различных масштабов называют *разграфкой.*

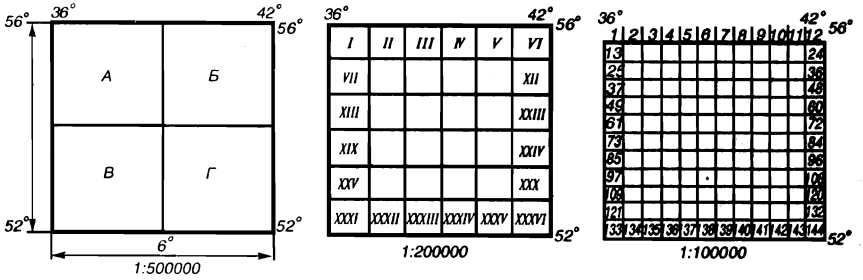
Систему обозначения отдельных листов топографических карт называют *номенклатурой* (рис. 3.2).

Расположение и обозначение многолистных карт различных масштабов осуществляют в соответствии со специальной сборной таблицей, в основу которой положена государственная карта масштаба 1:1000 000.

Деление сборной таблицы на листы осуществляют следующим образом. Вся земная поверхность делится меридианами, проводимыми через 6°, на 60 колонн. Колонны нумеруют арабскими цифрами, при этом счет ведут от меридиана с долготой 180° (см. рис. 3.2).



Р и с. 3.2. Разграфка и номенклатура листов карт масштаба 1:1000 000




Р и с. 3.3. Разграфка и обозначение листов карты:
масштаба 1:500 000; масштаба 1:200 000; масштаба 1: 100 000

Колонны разделяют на ряды параллелями, проводимыми через 4°. Ряды обозначают заглавными буквами латинского алфавита и счет ведут от экватора к Северному и Южному полюсам. Пересекаясь, меридианы и параллели образуют рамки каждого листа карты в рядах и колоннах масштаба 1:1000 000.

Номенклатура листа карты складывается из обозначений ряда и колонны, в которых расположен данный лист. Так, например, N-37 — номенклатура листа, на котором находится Москва.

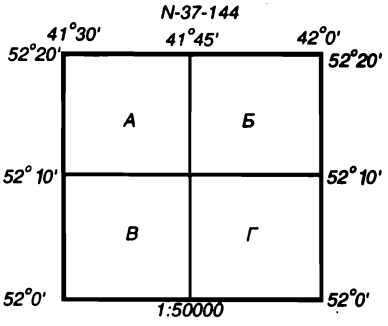
Одному листу карты масштаба 1:1000 000 соответствуют 4 листа карты масштаба 1:500 000, обозначаемые заглавными буквами русского алфавита *А, Б, В, Г*, 36 листов карты масштаба 1:200 000, обозначаемые римскими цифрами I — XXXVI; 144 листа карты масштаба 1:100 000, обозначаемые арабскими цифрами 1—144 (рис. 3.3).

Номенклатуру карт соответствующих масштабов определяют добавлением указанных обозначений к соответствующей номенклатуре карты масштаба 1:1000 000, в пределы которой попадает искомый планшет. Данные этой разграфки для листа карты N-37 даны в табл. 3.1.

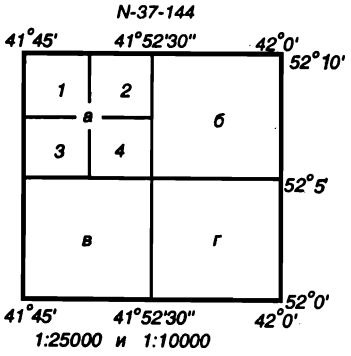
Т а б л и ц а 3.1

| Масштаб карты | Число листов в одном листе карты масштаба | Номенклатура последнего листа | Размеры рамки | |
|---|---|---|---|---|
| | | | по ширине | по долготе |
| 1:500 000 | 4 | N-37-Г | 22° | 3° |
| 1:200 000 | 36 | N-37-XXXVI | 40′ | 1° |
| 1:100 000 | 144 | N-37-144 | 20′ | 30′ |

Лист карты масштаба 1:100 000 служит основой для разграфки и обозначения карт более крупных масштабов. Одному листу карты масштаба 1:100 000 соответствуют 4 листа карты масштаба 1:50 000, которые обозначают прописными буквами русского алфавита *А, Б, В, Г* и присоединяют к номенклатуре стотысячного листа (рис. 3.4).




Р и с. 3.4. Разграфка и обозначение карты масштаба 1:50 000




Р и с. 3.5. Разграфка и обозначение карт масштаба 1:25 000 и 1: 10 000

Лист карты масштаба 1:50 000 служит основой для разграфки и обозначения карт масштаба 1:25 000, которые обозначают строчными буквами русского алфавита *а, б, в, г* и присоединяют к номенклатуре карт масштаба 1:50 000 (рис. 3.5).

Лист карты масштаба 1:25 000 служит основой для разграфки и обозначения карт масштаба 1:10 000, которые обозначают арабскими цифрами *1, 2, 3, 4* и присоединяют к номенклатуре карт масштаба 1: 25 000 (см. рис. 3.5).

Данные для разграфки карт крупных масштабов представлены в табл. 3.2.

Таблица 3.2

| Масштаб карты | Число листов в одном листе предыдущего масштаба | Номенклатура последнего листа | Размеры листа | |
|---|---|---|---|---|
| | | | по ширине | по долготе |
| 1:100 000 | - | N-37-144 | 20′ | 30′ |
| 1:50 000 | 4 | N-37-144-Г | 10′ | 15′ |
| 1:25 000 | 4 | N-37-144-Г-г | 5′ | 7,5′ |
| 1:10 000 | 4 | N-37-144-Г-г-4 | 2,5′ | 3,75′ |

Лист карты масштаба 1:100 000 служит также основой для разграфки и обозначения планов масштаба 1:5000 и 1:2000.

Одному листу карты 1:100 000 соответствует 256 (16х16) листов плана масштаба 1:5000, которые обозначают арабскими цифрами 1, 2, ..., 256, заключаемыми в скобки. Тогда номенклатура последнего листа плана 1:5000, для листа карты N-37-144, соответственно будет N-37-144-(256).

Одному листу плана масштаба 1:5000 соответствуют 9 листов плана масштаба 1:2000, которые обозначают строчными буквами русского алфавита *а, б, в, г, д, е, ж, з, и,* которые также заключают в скобки. Тогда номенклатура последнего листа масштаба 1:2000, для листа N-37-144-(256), будет N-37-144-(256-и).

### 3.4. ИЗОБРАЖЕНИЕ РЕЛЬЕФА НА КАРТАХ И ПЛАНАХ

*Рельефом* называют совокупность неровностей земной поверхности.

Знание рельефа местности необходимо при изысканиях, проектировании, строительстве и эксплуатации инженерных сооружений: дорог, мостов, тоннелей, аэродромов, гидромелиоративных систем и гидротехнических сооружений.

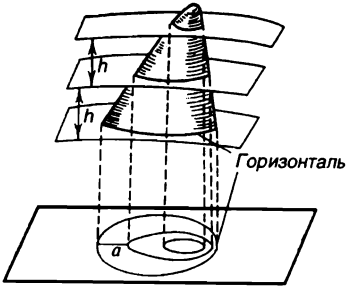
Традиционным представлением о рельефе местности на топографических картах и планах является его изображение горизонталями. Этот способ нагляден и дает однозначное представление о рельефе местности, позволяет быстро получать количественные характеристики рельефа и решать различные прикладные задачи.

Если мысленно рассечь физическую поверхность Земли равноотстоящими между собой уровенными поверхностями, то следами такого пересечения на поверхности участка местности будут некоторые линии, все точки каждой из которых имеют одинаковые высоты над уровнем моря (рис. 3.6).

Линии равных высот, проходящие друг от друга через определенный интервал по высоте, называют *горизонталями.*

Спроектировав горизонтали на поверхность эллипсоида (для изображения их на карте) или на плоскость (для изображения их на плане) и уменьшив полученную проекцию до требуемого масштаба карты или плана, можно получить изображение рельефа горизонталями.

Расстояние по отвесной линии между двумя смежными секущими уровенными поверхностями для изображения рельефа местности горизонталями называют *высотой сечения.*

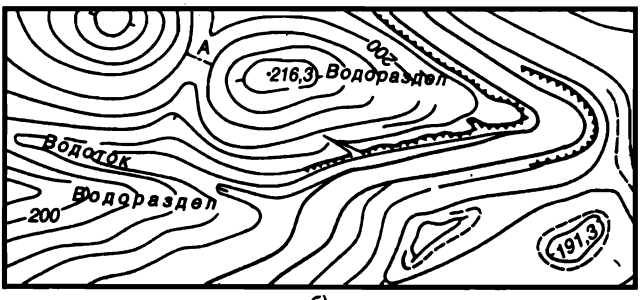



Р и с. 3.6. Схема изображения рельефа горизонталями

Высота сечения рельефа зависит от масштаба карты или плана, от сложности рельефа местности и назначения карты или плана, высоты сечения принимают равными 1, 2, 5, 10 м и т. д. Чем меньше принятая высота сечения рельефа, тем подробнее и точнее должна быть выполнена работа по съемке рельефа местности.




*а)*




*б)*

Р и с. 3.7. Основные формы рельефа (*а*) и изображение горизонталями основных форм рельефа (*б*)

Иногда подробности рельефа не могут быть в полной мере отражены горизонталями с одинаковой высотой сечения. В таких случаях проводят *полугоризонтали* через половину основного сечения рельефа или дополнительные горизонтали с принятой высотой сечения.

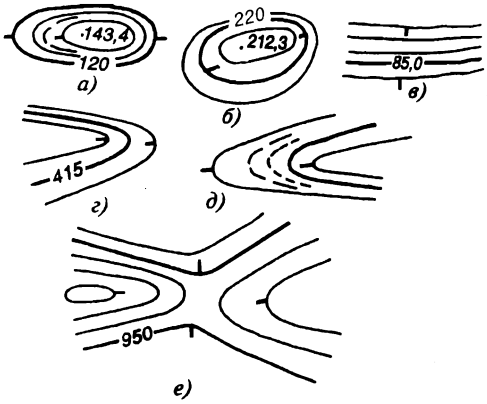
Для большей наглядности и читаемости рельефа каждая пятая горизонталь утолщается и подписывается ее высота.

При изображении рельефа дна водоемов на картах и планах проводят линии равных глубин, называемые *изобатами.*

При всем кажущемся многообразии форм рельефа можно выделить шесть основных его форм: склон, гору, котловину, хребет, лощину и седловину (рис. 3.7).

*Склон* — однородный наклонный участок земной поверхности, практически плоский или слабо криволинейный (рис. 3,8, *а*).

Склоны бывают пологие, покатые и крутые. Очень крутой стенообразный склон называют *обрывом.* Площадки на склоне называют *уступом* или *террасой.* Горизонталями на карте или плане склон выражается линиями небольшой кривизны, отстоящими друг от друга на практически равных расстояниях.




Р и с. 3.8. Основные формы рельефа: *а* — гора; *б* — котловина; *в* — склон; *г* — лощина; *д* — хребет; *е* — седловина

На карте или плане горизонтали могут проходить на разных расстояниях друг от друга, при этом чем ближе горизонтали проходят друг от друга, тем круче поверхность склона. Направление падения склона показывают короткими штрихами — *бергштрихами.* Высоты жирных горизонталей показывают в их разрывах таким образом, чтобы цифры были обращены вверх в сторону повышения склона.

*Гора* — это выпуклая возвышенность, имеющая вершину, склоны и подошву (рис. 3.8, *а*).

Верхнюю часть горы называют *плато,* если она плоская, и *пик,* если она остроконечная. При высоте горы до 200 м ее называют *холмом.* Гора на картах и планах представляется замкнутыми горизонталями с бергштрихами, направленными в сторону подошвы. Высоту наивысшей точки горы или холма обязательно обозначают и подписывают (см. рис. 3.7).

*Котловина* — замкнутое чашеобразное углубление земной поверхности (рис. 3.8, *б*).

Наинизшая точка котловины — *дно.* Боковая поверхность котловины представлена склонами, которые сверху заканчиваются *бровкой.* Котловина на картах и планах представляется замкнутыми горизонталями с бергштрихами, направленными в сторону дна. Высоту наинизшей точки котловины обычно обозначают и подписывают (см. рис. 3.7).

*Лощина* — вытянутое, постепенно понижающееся в одном направлении углубление земной поверхности (рис. 3.8, *г*).

Линию, проходящую вдоль лощины по самым низким точкам, называют *тальвегом,* а при наличии постоянно текущей воды — *водотоком.* Поверхностные воды стекают по склонам лощины в тальвег. Разновидностями лощины являются: *овраг* (узкая лощина с обнаженными склонами); *долина* (широкая лощина, по которой стекает река); *балка* (заросший травой и кустарником овраг); *промоина* (узкий не заросший овраг, образованный в результате размыва поверхностными водами); *ущелье* (узкая лощина с крутыми склонами в горной местности с постоянно текущим по дну водотоком).

*Хребет* — вытянутая возвышенность земной поверхности, постепенно понижающаяся в одном направлении (рис. 3.8, *д*).

Линию, проходящую вдоль хребта, называют *водоразделом.* Поверхностные воды стекают по склонам хребта вправо и влево от водораздела. Если склоны хребта пересекаются под острым углом, то такой водораздел называют *гребнем.*

*Седловина* — пониженная часть местности между двумя соседними горами или холмами (рис.3.8, *е*).

Седловины в горной местности называют *перевалами.*

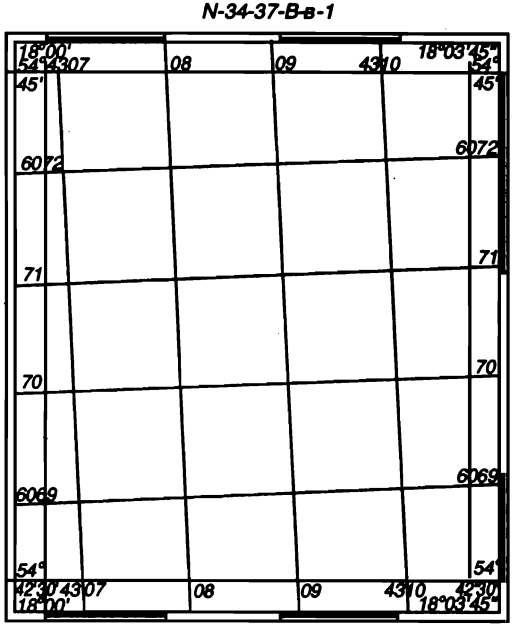
Горизонтали на картах или планах не пересекаются, за исключением редкого случая, когда горизонталями изображается *нависший утес.*

## 3.5. СОДЕРЖАНИЕ КАРТ И ПЛАНОВ

Содержание топографических карт и планов и особенно их электронных аналогов (ЭК и ЦММ) является достаточно полным для решения многообразных инженерных задач.

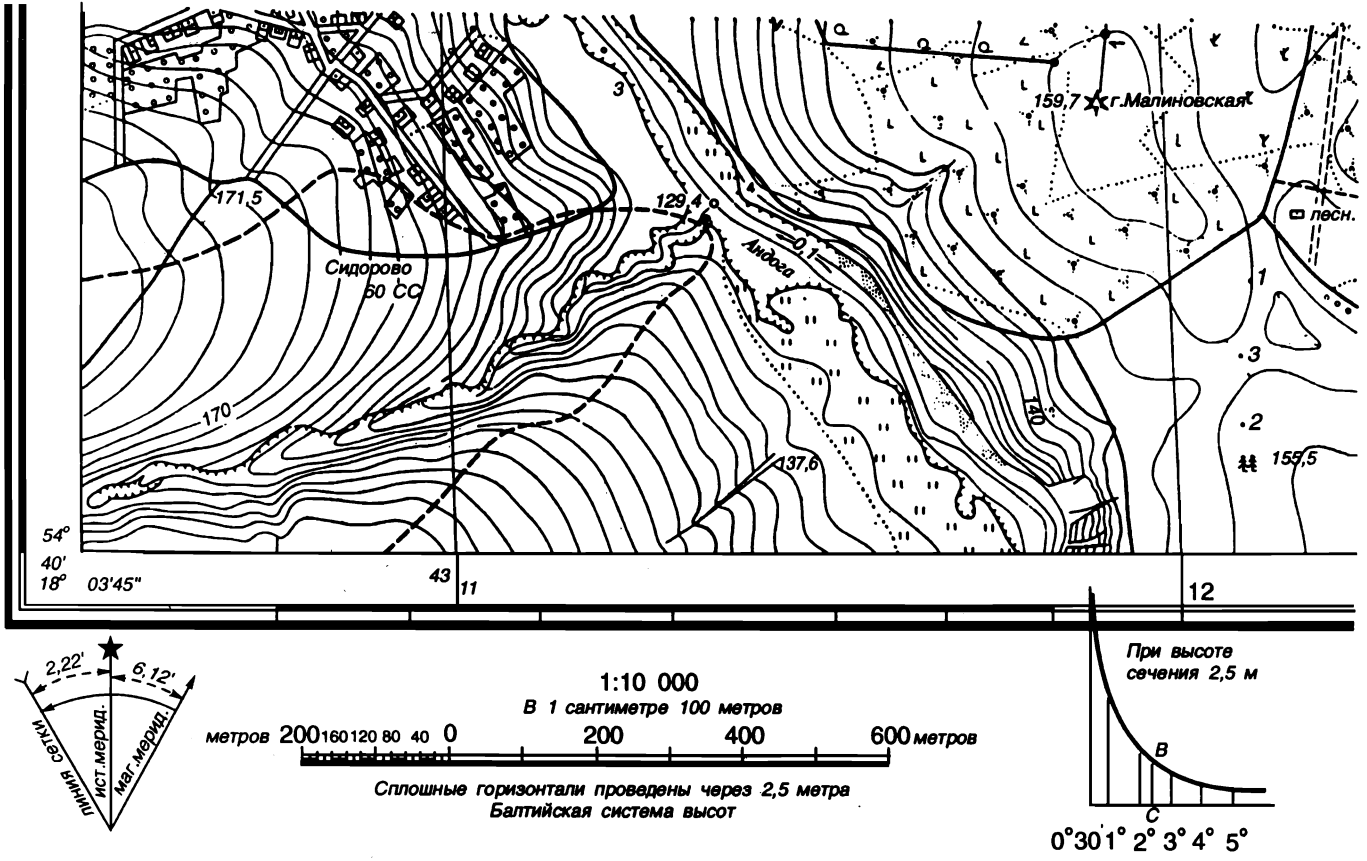
Внутренняя рамка, т. е. рамка, ограничивающая картографический материал, на топографических картах представляет собой трапецию, в углах которой подписаны географические координаты — широта и долгота (рис. 3.9).

Между *внешней* (оформительской) и внутренней рамкой помещена *минутная* рамка, позволяющая определять географические координаты точек. На листе карты нанесена *координатная сетка,* линии которой параллельны осям координат (линиям осевого меридиана и экватора). Координатная сетка подписана и позволяет определять прямоугольные геодезические координаты точек. Размер стороны квадрата координатной сетки соответствует 1 километру в масштабе данной карты.

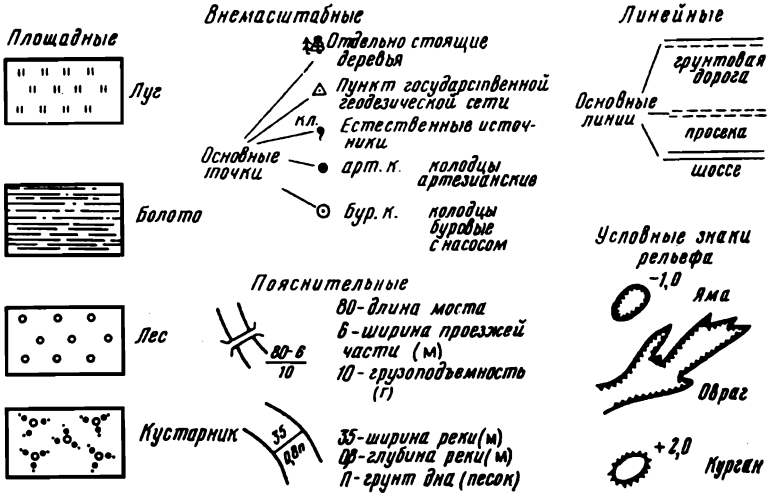



Р и с. 3.9. Рамка топографической карты

Над верхней рамкой листа карты указывают но-




Р и с. 3.10. Нижняя часть листа карты М 1:10 000




Р и с. 3.11. Условные знаки:

менклатуру листа, название наиболее значительного населенного пункта и систему координат карты. Под нижней рамкой приводят данные о склонении магнитной стрелки, сближении меридианов, схему взаимного положения вертикальной линии сетки и истинного и магнитного меридианов, численный и линейный масштабы, график заложения и указывается год издания карты (рис. 3.10).

На топографических картах и планах ситуационные особенности местности, объекты и некоторые элементы рельефа изображают условными знаками (рис. 3.11).

Для изображения на картах характерных участков местности (пашни, леса, болота и т. д.), занимающих определенную площадь, которая может быть выражена в масштабе карты, используют *площадные* условные знаки. Они состоят из граничной линии — *контура* и заполняющего контур условного знака.

Нередко условные знаки занимают на картах или планах больше места, чем соответствующие им объекты на местности, в таких случаях используют *внемасштабные* условные знаки.

Для изображения протяженных объектов местности, длину которых выражают в масштабе карт или планов, а ширину выражают вне масштаба, используют *линейные* условные знаки.

Каждый внемасштабный и линейный условные знаки имеют определенную точку или линию, в соответствии с которыми определяют фактическое положение изображаемого объекта на местности.

Площадные, линейные и внемасштабные условные знаки часто используют в сочетании с *пояснительными*.

Некоторые элементы и детали рельефа, которые практически невозможно выразить горизонталями (овраги, ямы, котлованы, карстовые воронки, курганы и т. д.), также изображают условными знаками.

Условные знаки, используемые для составления топографических карт и планов, имеют некоторые различия. Использование условных знаков в организациях и ведомствах обязательно в стандартной форме, нормируемой действующим ГОСТом.

Теми же наборами условных знаков пользуются при создании электронных версий карт и планов (ЭК и ЦММ), каталоги которых хранятся в памяти компьютера.

# Глава 4. РЕШЕНИЕ ЗАДАЧ ПО ТОПОГРАФИЧЕСКИМ КАРТАМ И ПЛАНАМ

## 4.1. ПРИБОРЫ, ИСПОЛЬЗУЕМЫЕ ПРИ РАБОТЕ С КАРТАМИ И ПЛАНАМИ

*Линейка* металлическая или пластмассовая с миллиметровыми делениями служит для проведения прямых линий, откладывания или измерения отрезков прямых линий.

*Угольник* в сочетании с линейкой служит для проведения прямых линий, параллельных или перпендикулярных заданному направлению.

*Циркуль-измеритель* состоит из двух ножек с острыми концами, противоположные концы которых соединены шарниром, в сочетании с линейкой или поперечным масштабом служит для откладывания и измерения отрезков прямых линий.

*Курвиметр* механический или электронный (рис. 4.1) применяют для измерения по картам или планам длин кривых линий.

На рис. 4.1, *а* представлен электронный курвиметр RUN-MATE-C. Прибор имеет жидкокристаллический дисплей для вывода результатов измерений. Имеет масштабы измерений в милях, морских милях и в километрах. Погрешность измерения длин линий не превышает 0,2%.

Механический курвиметр КМ, представленный на рис. 4.1, *б*, имеет метрическую и дюймовую шкалу. Цена деления метрической шкалы соответствует 0,1 см. Погрешность измерения длин линий не превышает 0,5%.

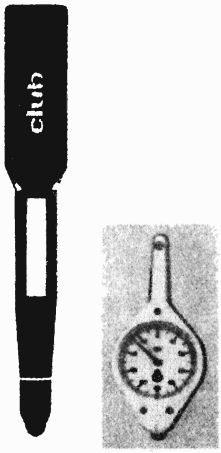
*Транспортир* — металлический прибор, предназначенный для измерения и построения углов на картах и планах (рис. 4.2). Транспортир имеет вид полукруга, опирающегося на линейку с поперечным масштабом.

Центр полукруга расположен на скошенном выступе верхнего ребра линейки.

*Полярный планиметр* — механический прибор, предназначенный для определения площадей замкнутых фигур на картах и планах (рис. 4.3).

Полярный планиметр состоит из двух рычагов полюсного *1* и обводного *4*, шарнирно соединенных друг с другом (рис. 4.3, *а*), и счетного механизма (рис. 4.3, *б*).

Более совершенными приборами для измерения площадей на картах и планах являются электронные планиметры (рис. 4.4). Отличительной особенностью электронных планиметров от механических является наличие встроенного калькулятора, с помощью которого производят вычисления площадей. При этом отпадает необходимость в использовании палеток и ручных вычислений.

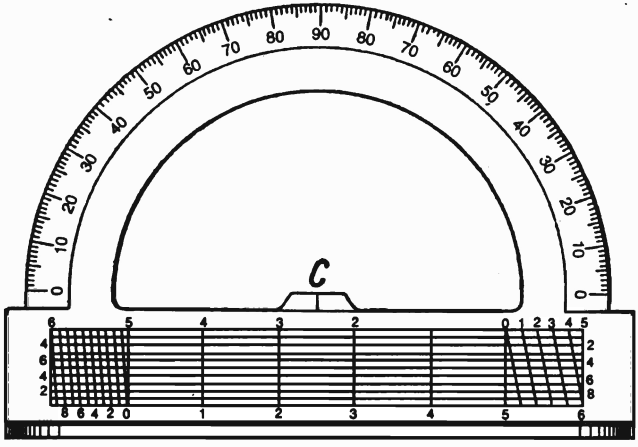



*а)* *б)*

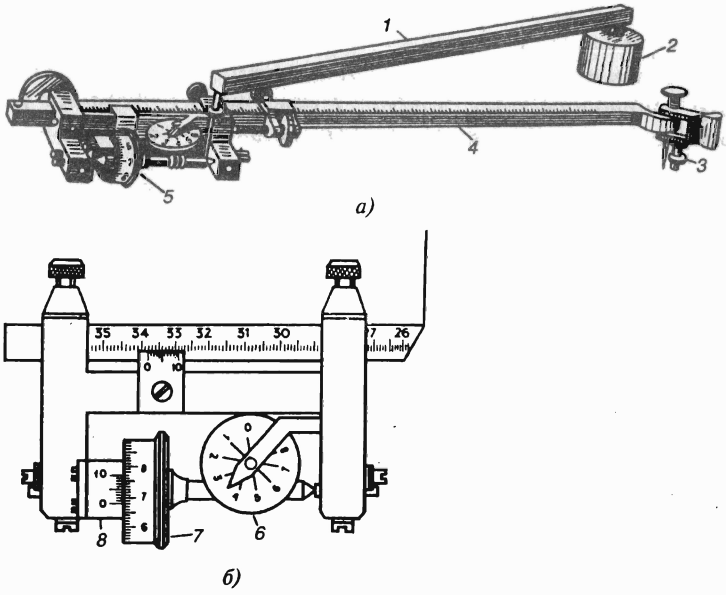
Р и с. 4.1. Курвиметры:

*а* — электронный курвиметр RUN-MATE-C; *б* — курвиметр механический КМ

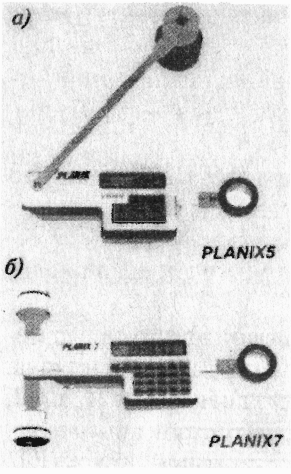
Различают электронные планиметры полярного (рис. 4.4, *а*) и роликового типов (рис. 4,4, *б*). Электронные планиметры работают от встроенных батарей или адаптеров переменного тока. Результаты измерений отображаются на 8-символьном жидкокристаллическом дисплее. Один символ соответствует 0,1 см$^2$ или 0,01 дюйм$^2$. Цифровая клавиатура позволяет вводить пользовательский масштаб, в котором определяется площадь измеряемой фигуры. Точность измерения площадей ± 0,2%.



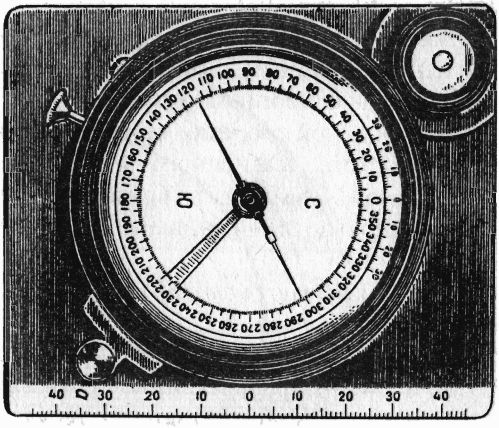

Р и с. 4.2. Металлический транспортир с поперечным масштабом




Р и с. 4.3. Полярный планиметр:
*а* — внешний вид; *б* — отсчетное устройство (отсчет 3682)




Р и с. 4.4. Электронные планиметры:
*а* — планиметр полярного типа PLANIX 5;
*б* — планиметр роликового типа PLANIX 7



Р и с. 4.5. Буссоль для ориентирования карт и планов

Электронный планиметр полярного типа PLANIX 5 (см. рис. 4.4, *а*) имеет полюсное плечо, с помощью которого осуществляется движение марки в пределах измеряемой площади (диаметр 35,6 см). Электронный планиметр роликового типа PLANIX 7 (см. рис. 4.4, *б*) имеет ролики, обеспечивающие неограниченное горизонтальное и вертикальное перемещение.

*Буссоль* — точный компас, служащий для ориентирования карт и планов (рис. 4.5).

Коробка буссоли размещается на пластине со скошенным краем, на котором нанесены миллиметровые деления. На пластине иногда помещают круглый уровень, который служит для приведения кольца буссоли с градусными делениями в горизонтальное положение. *Магнитная стрелка*, имеющая северный синий (вороненый) конец и южный — светлый, свободно устанавливается на острый штифт. Коробка буссоли имеет *арретир*, с помощью которого магнитная стрелка плотно прижимается к стеклу при хранении и переноске буссоли. Южный конец магнитной стрелки снабжен передвижной муфтой для ее уравновешивания.

## 4.2. ОРИЕНТИРОВАНИЕ ЛИНИЙ. ПОНЯТИЕ ОБ АЗИМУТАХ, РУМБАХ И ДИРЕКЦИОННЫХ УГЛАХ. СБЛИЖЕНИЕ МЕРИДИАНОВ

При изысканиях, проектировании и строительстве инженерных сооружений необходимо ориентировать оси строящихся объектов (автомобильных дорог и мостовых переходов, взлетно-посадочных полос аэродромов, зданий и сооружений автотранспортной и аэродромной службы, каналов и т. д.).

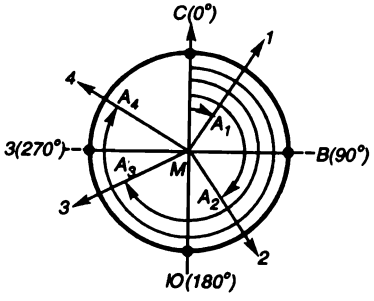
*Ориентированием линий* называют определение их направлений относительно меридиана с помощью горизонтальных углов — азимутов, румбов и дирекционных углов.

В инженерной геодезии ориентирование линий ведут относительно географического, магнитного или осевого меридианов.

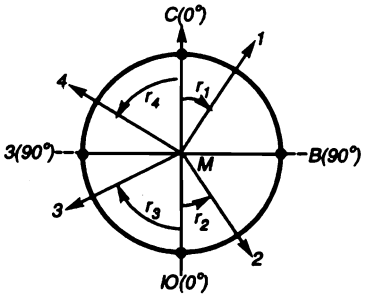
*Азимутом А* называют горизонтальный угол, отсчитываемый от северного направления меридиана по ходу часовой стрелки до заданной линии (рис. 4.6).

Азимут называют *истинным*, если его отсчитывают от истинного меридиана, и *магнитным*, если его отсчитывают от магнитного меридиана. Если линия *СЮ* есть истинный или магнитный меридиан точки *М*, а *М1*, *М2*, *М3* и *М4* — горизонтальные проекции линий, то горизонтальные углы $A_1$, $A_2$, $A_3$ и $A_4$ есть соответствующие азимуты этих линий. Как видно, азимуты могут иметь значения в пределах от 0 до 360°.

Азимут данного направления называют *прямым*, а противоположного — *обратным*.




Р и с. 4.6. Азимуты направлений в разных четвертях




Р и с. 4.7. Румбы направлений в разных четвертях

На практике чаще всего направления линий определяют острыми углами — *румбами.*

*Румбом* называют острый горизонтальный угол, отсчитываемый от ближайшего направления меридиана (северного или южного) до данной линии (рис. 4.7).

Румбы, так же как и азимуты, могут быть *истинными* и *магнитными.* Румбы могут иметь значения в пределах от 0 до 90°. На рис. 4.7 показаны румбы четырех направлений *М1*, *М2*, *М3* и *М4*. При этом помимо численного значения румба при определении направления линии указывают также название четверти, в которой расположена определяемая линия. Тогда линии *М1*, *М2*, *М3* и *М4* будут иметь соответственно значения румбов: СВ: $r_1$; ЮВ: $r_2$; ЮЗ: $r_3$ и СЗ: $r_4$.

Румб заданного направления называют *прямым*, а противоположного — *обратным.* При этом прямой и обратный румбы одной и той же линии равны между собой, но имеют названия противоположных четвертей.

Как следует из рис. 4.6 и 4.7, связь между азимутами и румбами в разных четвертях следующая:

СВ: $r_1 = A_1$;

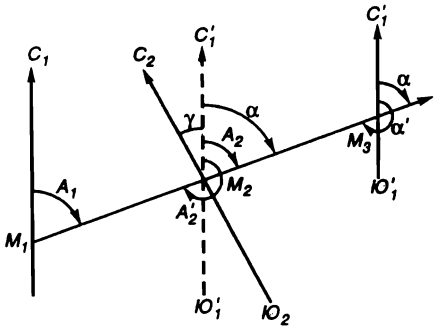
ЮВ: $r_2 = 180° - A_2$;

ЮЗ: $r_3 = A_3 - 180°$;

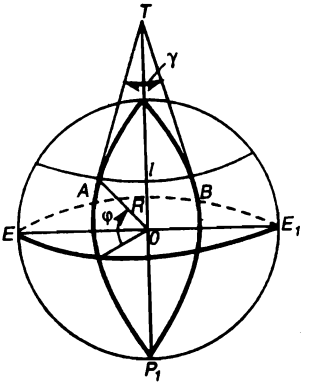
СЗ: $r_4 = 360° - A_4$.

В связи с тем, что меридианы в разных точках Земли непараллельны между собой, то азимут одной и той же прямой в разных ее точках неодинаков. На рис. 4.8 угол между меридианами точек $M_1$ и $M_2$ одной и той же прямой есть *сближение меридианов* этих точек $\gamma$, т. е.

$$\gamma = A_1 - A_2.$$




Р и с. 4.8. Связь между азимутами и дирекционными углами




Р и с. 4.9. Схема к определению сближения меридианов

Если точки $M_1$ и $M_2$ расположены сравнительно недалеко друг от друга, то сближение их меридианов практически равно нулю ($\gamma \approx 0$) и их можно считать параллельными, тогда $A_1 = A_2$.

При значительных расстояниях между точками величину сближения меридианов в минутах можно определить по зависимости (рис. 4.9):

$$\gamma = 0{,}540 l \operatorname{tg}\varphi, \qquad (4.1)$$

где $l$ — расстояние между точками, км

В связи с тем что азимуты в разных точках линий большой протяженности неодинаковы, на практике используют *дирекционные углы.*

*Дирекционным углом* линии называют угол, отсчитываемый от северного направления осевого меридиана или линии ему параллельной, по ходу часовой стрелки до направления данной линии (см. рис. 4.8).

Дирекционные углы для всех точек прямой значительной протяженности одинаковы и подобно азимутам могут меняться от 0 до 360°.

Из рис. 4.8 видно, что дирекционный угол для точек, расположенных восточнее осевого меридиана, равен

$$\alpha = A - \gamma,$$

а для точек, расположенных западнее осевого меридиана,—

$$\alpha = A + \gamma.$$

Аналогично азимутам, дирекционный угол данного направления называют *прямым*, а противоположного — *обратным*.

В большинстве случаев на практике ввиду малости значений $\gamma$ меридианы в разных точках линий на топографических планах принимают параллельными и с одним из них совмещают ось абсцисс произвольной системы прямоугольных координат.

### 4.3. МАГНИТНОЕ СКЛОНЕНИЕ. ОРИЕНТИРОВАНИЕ КАРТ И ПЛАНОВ

*Магнитное склонение* $\delta$ — это горизонтальный угол между географическим меридианом и направлением магнитной стрелки (магнитным меридианом) в данной точке поверхности Земли.

Магнитное склонение может быть восточное — положительное и западное — отрицательное (рис. 4.10).

В разных точках Земли оно различно и на территории России колеблется от 0° в районе Калининграда до 20° — в районе Нарьян-Мара. Магнитное склонение меняется в течение суток, месяца, года, а также подвержено вековым колебаниям и воздействию магнитных бурь.

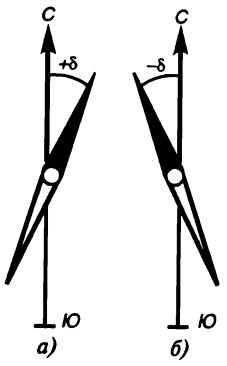
Точки схождения магнитных силовых линий называют *магнитными полюсами,* которые находятся внутри Земли и не совпадают с географическими полюсами. Прямая, соединяющая магнитные полюса, не совпадает с осью вращения Земли на 11,5° и не проходит через ее центр. Под нижним обрезом топографических карт всегда указывают усредненную для данного района величину магнитного склонения.

Характерные углы (азимуты, румбы и дирекционные углы) отсчитывают как от географического меридиана (тогда их называют *истинными*), так и от магнитного (тогда их называют соответственно *магнитными*).

*Ориентирование* карты или плана заключается в их расположении таким образом, чтобы направления линий на карте и плане были параллельны горизонтальным проекциям тех же линий на местности.

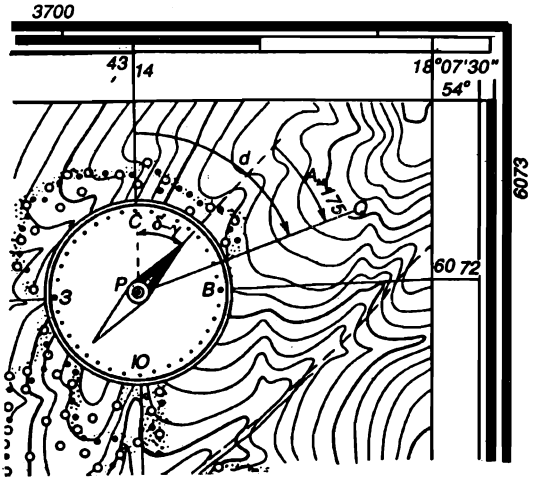
Ориентирование осуществляют с помощью компаса или буссоли (см. рис. 4.5) или по характерным линиям местности, изображенным на карте или плане (ось дороги, улица, ЛЭП и т. д.). При ориентировании карт или планов с помощью компаса или буссоли используют изображенные на них меридианы или линии координатных сеток.

Если план составлен относительно магнитного меридиана, то для его ориентирования нужно разместить на нем компас или буссоль таким образом, чтобы линия диаметра СЮ была направлена по меридиану (соответствующей линии координатной сетки) или скошенный край буссоли был совмещен с одной из вертикальных линий (осью абсцисс) координатной сетки. Отпустив арретир, разворачивают план таким образом, чтобы северный конец стрелки компаса или буссоли совпал с нулевым штрихом оцифрованного кольца.




Р и с. 4.10. Магнитное склонение:

*а* — восточное; *б* — западное




Р и с. 4.11. Ориентирование карты по километровой сетке

Для ориентирования карты или плана по истинному меридиану с помощью километровой сетки необходимо знать величины склонения магнитной стрелки $\delta$ и сближения меридианов $\gamma$, которые можно найти на нижнем срезе карты.

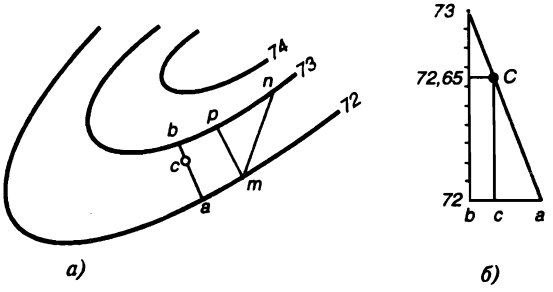
Ориентирование карты или плана совмещением нулевого штриха оцифрованного кольца компаса или буссоли с вертикальной линией километровой сетки осуществляют аналогично изложенному выше, однако северный конец магнитной стрелки устанавливают на отсчет, равный $(\delta - \gamma)$, к востоку или к западу от нулевого штриха в зависимости от знака этой величины (рис. 4.11).

Разность $(\delta - \gamma)$ представляет собой величину угла между направлением магнитной стрелки и вертикальной линией километровой сетки.

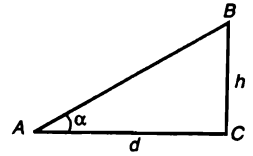
Для ориентирования карты или плана по характерной линии на местности нужно выйти на эту линию (на местности) и развернуть карту или план таким образом, чтобы одноименные линии на местности и карте были параллельны.

## 4.4. ОПРЕДЕЛЕНИЕ ПО ГОРИЗОНТАЛЯМ ВЫСОТ ТОЧЕК, УКЛОНОВ ЛИНИЙ И КРУТИЗНЫ СКЛОНОВ. ГРАФИКИ ЗАЛОЖЕНИЙ

При решении различных инженерных задач по топографическим картам и планам нередко приходится определять высоты заданных точек, уклоны заданных линий и крутизну склонов.




Р и с. 4.12. Определение высоты точки по горизонталям:
*а* — положение точки *с* в плане; *б* — на продольном профиле




Р и с. 4.13. Схема к определению уклона линии

*Определение высот точек.* Если искомая точка расположена на горизонтали, то очевидно, что ее высота равна высоте этой горизонтали.

Если точка расположена между горизонталями, то ее высоту определяют методом линейной интерполяции высот.

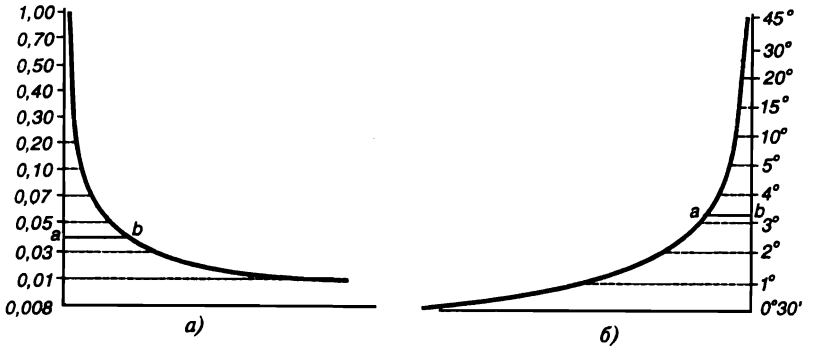
На рис. 4.12 дана точка *с* между горизонталями с высотами 72,0 и 73,0 м. Если провести через эту точку линию *ab,* нормальную к горизонталям (рис. 4.12, *а*), то, измерив циркулем с помощью масштаба отрезки *ac* и *ab,* равные соответственно 13,0 м и 20,0 м, из пропорции $\frac{h_c}{h_b} = \frac{ac}{ab}$ найдем $h_c = \frac{ac}{ab} h_b$, где $h_b$ = 1 м — высота сечения рельефа, тогда $h_c$ = 0,65 м, а искомая высота точки *с* равна $H_c$ = 72,0 + 0,65 = 72,65 м.

*Определение уклона.* Если линия *AB* местности (рис. 4.13) наклонена к горизонтальной линии *AC* под некоторым углом α, то тангенс этого угла будет равен уклону этой линии на местности *i*:

$$i = \operatorname{tg}\alpha = \frac{h}{d}. \qquad (4.2)$$

*Уклоном* линии *AB* на местности называют отношение превышения *h* между точками *A* и *B* к горизонтальной проекции расстояния между ними *d*.

Если, например, *h* = 1,0 м, а *d* = 20,0 м, то $i = \frac{1}{20} = 0{,}05$. Уклоны могут быть положительными (повышения) и отрицательными (понижения). Уклон *i* = 0,05 показывает, что линия местности повышается на 5 м на каж-




Р и с. 4.14. Графики заложений:
а — уклонов; *б* — углов наклона

дые 100 м длины линии, а уклон $i = -0{,}03$ показывает, что линия местности понижается на 3 м на каждые 100 м ее длины.

Уклоны линий местности выражают не только в абсолютных величинах, но, чаще всего, в процентах или промилле. Так, уклон $i = 0{,}05 = 5{,}0\% = 50‰$.

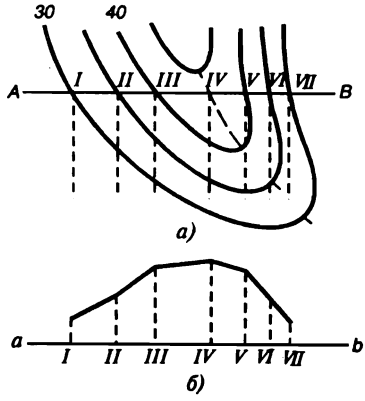
Кроме вычисления крутизны линий местности (уклонов) по формуле (4.2) ее можно вычислить по специальным графикам, называемым *графиками заложений* (рис. 4.14).

Графики заложений строят в масштабе данной карты или плана при $h = 1$ м, т. е. по формуле $i = \operatorname{tg}\alpha = \frac{1}{d}$. Тогда, отложив на графиках соответствующие заложения (горизонтальные проекции расстояний) между двумя точками на смежных горизонталях, можно немедленно определить уклон (рис. 4.14, *а*) или угол наклона (рис. 4.14, *б*) линии местности, соединяющей эти точки.

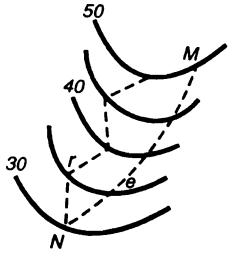
## 4.5. ПОСТРОЕНИЕ ПО ГОРИЗОНТАЛЯМ ПРОФИЛЯ МЕСТНОСТИ И ЛИНИИ ЗАДАННОГО УКЛОНА

При работе с топографическими планами и картами в ходе изысканий и проектирования инженерных сооружений нередко возникает задача построения профиля земли по заданной линии (например, по трассе автомобильной дороги или по поперечникам к трассе).

Допустим, требуется построить профиль земли по линии *AB* местности (рис. 4.15) с использованием топографического плана или карты. Как видно, прямая *AB* пересекает ряд горизонталей, высоты которых известны (точки I, II, III, V, VI и VII), а также ряд характерных линий местности,




Р и с. 4.15. Схема к построению профиля земли по заданному направлению: *а* — план; *б* — продольный профиль




Р и с. 4.16. Схема развития трассы по склону с предельно допустимым уклоном

высоты точек пересечения которых могут быть получены линейной интерполяцией (точка IV).

Откладывая полученные высоты точек на перпендикулярах к прямой *ab*, получим требуемый продольный профиль. Расстояния между точками I, II, ..., VII откладывают либо непосредственно в масштабе плана или карты или в ином принятом масштабе. Масштаб вертикальный, для более рельефного выражения профиля местности, обычно принимают в десять раз более крупным, чем горизонтальный.

В практике изысканий и проектирования линейных сооружений (автомобильных дорог, мостовых переходов и т. д.) нередко возникает задача развития трассы по склону с предельно допустимыми уклонами. Такая задача обычно возникает при трассировании линейного сооружения в пересеченной или горной местности.

Допустим, из точки *M* требуется провести кратчайшую линию в направлении точки *N* (рис. 4.16) так, чтобы уклон ее ни в одной точке не превышал предельно допустимый.

Определив по графику заложений в масштабе данного плана или карты (см. рис. 4.14, *а*) заложение *ab*, соответствующее предельному уклону, соответствующим раствором циркуля из точки *M* засекают следующую горизонталь в двух точках *r* и *e*. Далее из полученных точек тем же раствором циркуля засекают следующую горизонталь и т. д. В итоге получаем два варианта развития трассы по склону, одно из которых (менее извилистое) оказывается более близким к заданному направлению.

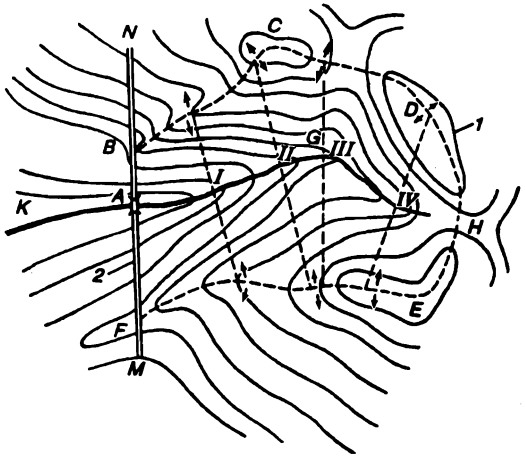
## 4.6. ОПРЕДЕЛЕНИЕ ГРАНИЦ ВОДОСБОРНОГО БАССЕЙНА

Трасса автомобильной дороги или мостового перехода обычно пересекает большое число периодических (лога, балки, овраги) и постоянных (ручьи, речки и реки) водотоков, по которым стекает вода, образующаяся в результате таяния снега или выпадения дождей.

Территорию местности, с которой стекает вода в результате таяния снега или выпадения дождей, называют *водосбором (или водосборным бассейном)*.

Водосборный бассейн оконтуривается водораздельной линией (водоразделом) и замыкающим створом (трассой линейного сооружения, рис. 4.17).

*Водоразделом* называют линию на местности, от которой вода стекает влево и вправо.




Р и с. 4.17. Схема водосборного бассейна:
*1* — водораздел; *2* — замыкающий створ

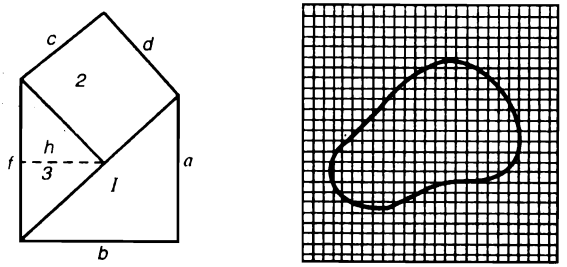
Параметры максимального стока (расходы воды, объемы стока), определяющие генеральные размеры водопропускных сооружений (труб круглых, прямоугольных, малых мостов и т. д.), зависят прежде всего от площадей водосборных бассейнов, поэтому определение границ водосборных бассейнов и их площадей является наиболее часто встречающейся задачей при проектировании автомобильных дорог и мостовых переходов.

На рис. 4.17 показаны границы водосборного бассейна для водопропускного сооружения в точке *A* автомобильной дороги (водораздельная линия BCDHEF). Водораздельные линии проводят по нормалям к горизонталям хребтов, холмов и седловин.

## 4.7. ИЗМЕРЕНИЕ ПЛОЩАДЕЙ НА ПЛАНАХ И КАРТАХ

Измерение площадей на планах и картах необходимо для решения различных инженерных и экономических задач при изысканиях и проектировании автомобильных дорог и мостовых переходов.

Различают три способа измерения площадей на планах и картах: графический, механический (электронно-механический) и аналитический.




Р и с. 4.18. Графические способы определения площадей:
*а* — разбиением на простейшие фигуры; *б* — с помощью палетки

К *графическому способу* можно отнести способ разбиения измеряемой площади на простейшие геометрические фигуры и способ, основанный на использовании палетки.

В первом случае подлежащую измерению площадь разделяют на простейшие геометрические фигуры (рис. 4.18, *а*), площадь каждой из которых вычисляют по простым геометрическим формулам, а общую площадь определяют как сумму площадей частных геометрических фигур:

$$S = S_1 + S_2 + S_3 = \frac{ab}{2} + cd + \frac{hf}{2}.$$

Во втором случае площадь измеряемой фигуры покрывается палеткой, состоящей из квадратов (рис. 4.18, *б*), каждый из которых является единицей измерения площади. Площади неполных фигур учитывают на глаз. Палетки изготовляют из прозрачных материалов (кальки, лавсановые пленки и т. д.).

Если измеряемый участок ограничен ломаными линиями, то его площадь определяют разбиением на элементарные геометрические фигуры. При криволинейных границах измеряемого участка его площадь проще определять с помощью палетки.

*Механический способ* состоит в определении площадей на планах и картах с помощью механического или электронного планиметров.

Полярный планиметр состоит из двух рычагов — полюсного *1* и обводного *4*, шарнирно соединенных друг с другом (рис. 4.3, *а*). На конце полюсного рычага имеется грузик с иглой, являющейся полюсом *2*, обводной рычаг на одном конце имеет счетный механизм *5*, а на другом — обводную иглу или марку *3*.

Счетный механизм (рис. 4.3, *б*) состоит из циферблата *6*, счетного барабана *7* и верньера *8*. Одно деление на циферблате соответствует одному обороту счетного барабана. Барабан разделен на 100 делений. Десятые

доли малого деления барабана оценивают по верньеру. Полный отсчет по планиметру выражается четырехзначным числом: первую цифру отсчитывают по циферблату, вторую и третью — по счетному барабану, четвертую — по верньеру. На рис. 4.3 отсчет по счетному механизму планиметра равен 3682.

Установив обводной индекс на начальной точке контура измеряемой фигуры, берут по счетному механизму отсчет *a*, затем обводным индексом обводят контур измеряемой фигуры по ходу часовой стрелки до начальной точки и берут отсчет *b*. Разность отсчетов (*b* — *a*) представляет собой площадь фигуры в *делениях планиметра*. Каждому делению планиметра соответствует на местности и на плане определенная площадь, называемая *ценой деления планиметра P*. Тогда площадь измеряемой фигуры можно определить по формуле:

$$S = P(b - a), \tag{4.3}$$

где *P* — цена деления планиметра; (*b* — *a*) — разность отсчетов в начальной точке при обводе фигуры, площадь которой определяют.

Для определения цены деления планиметра измеряют фигуру, площадь которой заранее известна или которую можно определить с высокой точностью. Такой фигурой на топографических планах и картах является квадрат, образованный линиями координатной сетки. Цену деления планиметра *P* вычисляют по формуле:

$$P = \frac{S^*}{b - a}, \tag{4.4}$$

где *S** — известная площадь фигуры; (*b* — *a*) — разность отсчетов в начальной точке при обводе фигуры с известной площадью.

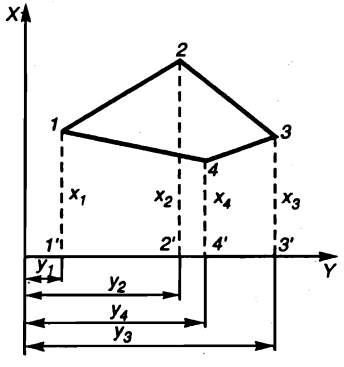
При работе с планиметром следует соблюдать следующие правила:

план или карту следует закреплять на гладком столе или чертежной доске;

положение полюса при обводе фигуры следует выбирать так, чтобы между рычагами планиметра не было углов менее 30° и более 150°;

если при обводе фигуры по ходу часовой стрелки конечный отсчет получается меньше начального, к конечному отсчету следует прибавлять 10 000;

при определении цены деления планиметра обвод фигуры делают не менее




Р и с. 4.19. Аналитический способ измерения площадей

двух раз, при этом расхождение в разностях ($a$ — $b$) допускается не более чем на три единицы.

При соблюдении указанных правил предельная относительная ошибка измерения площадей планиметром составляет не более 1:300.

*Аналитический способ* состоит в вычислении площадей по результатам измерений углов и линий на местности. По результатам измерений на местности вычисляют координаты вершин $X$, $Y$. Площадь $S$ полигона 1-2-3-4 (рис. 4.19) можно вычислить через площади трапеций:

$$S = \frac{1}{2}[(x_1 + x_2)(y_2 - y_1) + (x_2 + x_3)(y_3 - y_2) -$$
$$-(x_1 + x_4)(y_4 - y_1) - (x_4 + x_3)(y_3 - y_4)].$$

Произведя преобразования, получаем две равнозначные формулы для определения удвоенной площади многоугольника:

$$2S = x_1(y_2 - y_4) + x_2(y_3 - y_1) + x_3(y_4 - y_2) + x_4(y_1 - y_3);$$
$$2S = y_1(x_4 - x_2) + y_2(x_1 - x_3) + y_3(x_2 - x_4) + y_4(x_3 - x_1). \qquad (4.5)$$

Для многоугольника с числом вершин $n$ окончательно получим:

$$2S = \sum_1^n x_1(y_{i+1} - y_{i-1}); \qquad (4.6)$$
$$2S = \sum_1^n y_i(x_{i-1} - x_{i+1}).$$

Вычисления по формулам (4.6) выполняют на микрокалькуляторе или на компьютере.

Точность определения площадей аналитическим способом определяется точностью измеренных величин.

# Глава 5. ЭЛЕКТРОННЫЕ КАРТЫ, ЦИФРОВЫЕ И МАТЕМАТИЧЕСКИЕ МОДЕЛИ МЕСТНОСТИ

## 5.1. ПОНЯТИЕ О ГЕОИНФОРМАЦИОННЫХ СИСТЕМАХ

*Геоинформационной системой (ГИС)* называют интегрированную автоматизированную систему и комплексную компьютерную технологию, базирующуюся на последних достижениях науки и техники в области информатики, космической навигации, электронной тахеометрии, аэрокосмической и наземной стереофотограмметрии, подповерхностного зондирования, связи, организации баз данных и предназначенную для

получения, ввода, хранения, обновления, обработки, визуализации различных видов географически привязанной информации для оперативного комплексного анализа, прогнозирования и принятия решений по широкому кругу вопросов, связанных с картографированием, изысканиями, проектированием, строительством и эксплуатацией инженерных объектов, диагностикой, паспортизацией, экономикой, экологией, сервисом, демографией, безопасностью и т. д.

Анализ места ГИС[1] среди других автоматизированных систем позволяет сделать вывод о том, что комплексная автоматизированная обработка информации в ГИС не имеет аналогов с технологиями обработки информации в других автоматизированных системах.

Современные геоинформационные системы представляют собой новый тип автоматизированных интегрированных систем, которые включают в себя как методы обработки данных многих существующих или ранее существовавших систем, таких как АСНИ (научные исследования), САПР (проектирования), АСИС (информационные системы), СУБД (управления базами данных), АСК (картографирования), АФС (фотограмметрические системы), АКС (кадастровые системы) и т. д., так и обладают уникальной спецификой в организации и обработке данных, поставивших их на качественно более высокий уровень как многоцелевых, многоаспектных систем.

Существовавшее до недавнего времени представление о ГИС как об автоматизированной системе управления компьютеризованной базы данных следует считать устаревшим, поскольку в ГИС может входить много баз данных, а полная технология обработки в ГИС значительно шире, чем при работе с конкретной базой данных. Кроме того, любая ГИС обязательно включает в себя систему экспертных оценок, которую реализовать на уровне баз данных не представляется возможным. И наконец, базы данных в ГИС имеют не только пространственную, но и временную характеристику, что важно прежде всего для географических данных.

На основе анализа целей и задач существующих ГИС более правильным следует считать определение ГИС как *геоинформационных систем*, а не как *географических информационных систем*, поскольку процент чисто географических данных в них относительно невелик. Поэтому можно дать более короткое определение геоинформационным системам (ГИС).

ГИС — это автоматизированная интегрированная информационная система, предназначенная для обработки пространственно-временных данных, основой интеграции которых служит географическая информация.

---

[1] Цветков В.Я. Геоинформационные системы и технологии. М., Финансы и статистика, 1998.

С точки зрения функционального назначения ГИС можно рассматривать как:

*систему управления,* предназначенную для обеспечения принятия решений по оптимальному управлению разнообразными пространственными объектами (земельные угодья, природные ресурсы, городские хозяйства, транспорт, экология и т. д.);

*автоматизированную информационную систему,* объединяющую технологии и технологические процессы известных информационных систем типа САПР, АСНИ, АСИС;

*геосистему*, включающую технологии (прежде всего технологии сбора информации) таких систем, как географические информационные системы (ГИС), системы картографической информации (СКИ), автоматизированные системы картографирования (АСК), автоматизированные фотограмметрические системы (АФС), земельные информационные системы (ЗИС), автоматизированные кадастровые системы (АКС) и т. д.;

*систему, использующую базы данных*, характеризуемую широким набором данных, собираемых с помощью различных методов и технологий, и объединяющие в себе как базы данных обычной (цифровой) информации, так и графические базы данных. При этом особую роль здесь приобретают экспертные системы;

*систему моделирования*, использующую в максимальном объеме методы и процессы математического моделирования, разработанные и применяемые в рамках других автоматизированных систем;

*систему получения проектных решений,* использующие методы автоматизированного проектирования в САПР, но и решающую ряд других специфических задач, например согласования принципиальных проектных решений с землепользователями, заинтересованными ведомствами и организациями;

*систему представления информации*, являющуюся развитием автоматизированных систем документационного обеспечения (АСДО) и предназначенную, прежде всего, для получения картографической информации с различными нагрузками и в различных масштабах;

*интегрированную систему*, объединяющую в единый комплекс многообразный набор методов и технологий на базе единой географической информации;

*прикладную систему*, не имеющую себе равных по широте применения, в частности, на транспорте, навигации, военном деле, топографии, географии, геологии, экономике, экологии, демографии и т. д.;

*систему массового пользования*, позволяющую применять картографическую информацию на уровне деловой графики для широкого круга пользователей, когда используют картографические данные, далеко не всегда создавая для этой цели топографические карты.

Одним из основных принципов организации пространственной информации в ГИС является *послойный принцип* (рис. 5.1).




Рис. 5.1. Пример совокупности тематических слоев как интегрированной основы графической части ГИС

Концепция послойного представления графической информации была заимствована из систем САПР, однако в ГИС она получила новое качественное развитие, так, например:

тематические слои в ГИС представляются не только в векторной форме (как в САПР), но и в растровой форме;

векторные данные в ГИС обязательно являются объектными, т. е. несут информацию об объектах, а не об отдельных их элементах, как в САПР;

тематические слои в ГИС являются определенными типами цифровых картографических моделей, построенными на основе объединения пространственных объектов, имеющих общие свойства или функциональные признаки.

Совокупность тематических слоев образует интегрированную основу графической части ГИС, в которых объединяющей основой (подложкой) являются цифровые и электронные карты.

## 5.2. ЦИФРОВЫЕ И ЭЛЕКТРОННЫЕ ТОПОГРАФИЧЕСКИЕ КАРТЫ

*Цифровая карта (ЦК)* — цифровая модель местности, записанная на машинном носителе информации в установленных структурах и кодах, сформированная на базе законов картографии в принятых для карт проекции, разграфке, системе координат и высот, по точности и содержанию соответствующая карте определенного масштаба.

*Электронная карта (ЭК)* — векторная или растровая топографо-тематическая карта, сформированная на машинном носителе информации в принятой проекции, системе координат и высот, условных знаков, предназначенная для отображения, анализа и моделирования, а также для ре-




Р и с. 5.2. Технология полуавтоматического цифрования (*а*) и сканерная технология (*б*) подготовки электронных карт в ГИС

шения расчетных и информационных задач по данным о местности и обстановке.[1]

*Векторное представление* графической информации (векторная модель данных) — цифровое представление точечных, линейных и полигональных пространственных объектов в виде набора координатных пар с описанием только геометрии объекта.

*Растровое представление* графической информации (растровая модель данных) — это цифровое представление пространственных объектов в виде совокупности ячеек растра (пикселей). *Пиксель* — это неделимый двухмерный элемент изображения, наименьшая из его составляющих, получаемая в результате сканирования изображения или электронного фотографирования и характеризуемая прямоугольной формой и размерами, определяющими пространственное разрешение изображения.

При растровом представлении графической информации разрешение получаемого графического изображения характеризуется минимальным линейным размером наименьшего участка пространства (поверхности), отображаемым одним пикселем или числом пикселей на единицу длины изображения (например, *dpi* — число пикселей на дюйм).

---

[1] Шайтура С.В. Геоинформационные системы и методы их создания. Калуга: Изд-во Н.Бочкаревой, 1998.

Существуют способы и технологии перехода от одних представлений графической информации в ГИС к другим, например векторно-растровое или растрово-векторное.

Традиционные технологии подготовки цифровых и электронных карт в ГИС с использованием для этой цели топографических карт на бумажных носителях представлены на рис. 5.2.

Данные космических съемок, аэросъемок и наземных фототеодолитных съемок, осуществляемые с использованием специальной электронной съемочной аппаратуры в цифровом виде (электронная фотография), вводят непосредственно в память компьютера, минуя бумажную стадию при подготовке графических данных в ГИС.

В отличие от цифровых карт, точечные, линейные и площадные объекты которых характеризуются пространственными координатами и кодовыми обозначениями, электронные карты (ЭК), наряду с указанными параметрами цифровых карт, имеют систему условных знаков (со своими размерами, шрифтом и цветом) и пространственно-логические связи между объектами и элементами изображения.

Представление и хранение картографической информации в виде ЭК имеет ряд существенных преимуществ по сравнению с традиционным хранением и использованием топографических карт на бумажных носителях (твердой основе):

возможность постоянного внесения изменений и корректировок (обновления карт);

возможность объединения в единой системе картографической и некартографической информации и различных взаимосвязей между ними;

возможность оперативного обращения к ЭК как путем ввода запросов через клавиатуру, так и путем непосредственного указания на экране монитора интересующих пользователя картографических объектов;

возможность за счет целостности модели проведения различных анализов и обобщений, отслеживания динамики изменения различных параметров с формированием необходимых справок, таблиц, диаграмм и т. д.;

возможность создания по требованию пользователя любых нужных ему карт, требуемой тематики, масштабов и степени детализации как в электронном виде, так и на твердых носителях;

возможность постоянного изменения работающих с моделью программ;

возможность трехмерной визуализации цифровых моделей, не видимых для человеческого глаза, включая перемещение над поверхностью (режим «Полет») с визуальным эффектом полета в трехмерном пространстве;

возможность получения экспертных решений в режиме реального времени.

Принципиальные особенности ЭК как картографической основы ГИС является ее многослойная организация с гибким механизмом управления слоями, позволяющая не только отобразить существенно большее количество разнообразной информации, чем на обычной топографической карте, но существенно упростить ее анализ путем селекции картографических данных, необходимых для текущего рассмотрения с применением механизма «прозрачности» электронной карты и режима реального масштаба времени.

Электронные карты классифицируют:

по форме представления (векторные, растровые, векторно-растровые);

по назначению (ГИС, АСУ, навигация);

по тематике, видам и масштабам (тематические карты разных масштабов, ЭК городов, электронные топографические карты, электронные кадастровые карты и т. д.);

по способам представления пространственной информации:

двухмерные модели ($X$, $Y$);

трехмерные модели ($X$, $Y$, $H$);

пространственно-временные модели ($X$, $Y$, $H$, $t$).

Пространственно-временные модели ЭК являются картографической основой современных ГИС.

## 5.3. ПОНЯТИЕ О СИСТЕМАХ АВТОМАТИЗИРОВАННОГО ПРОЕКТИРОВАНИЯ (САПР)

*Системой автоматизированного проектирования (САПР)* называют комплекс методических, организационных и технических мероприятий, выполняемых инженером-проектировщиком при широком использовании средств автоматизации и компьютерной техники для получения наилучших проектных решений и подготовки проектно-сметной документации в фиксированные сроки и с минимальными трудозатратами.

САПР — принципиально новая организационно-техническая система, основу которой составляют компоненты методического, программного, информационного, технического и организационного обеспечения.

Проектирование на уровне САПР предполагает перестройку всего проектно-изыскательского дела: радикальное изменение состава и знаний инженерно-технического персонала, изменение существующей структуры проектно-изыскательских институтов и фирм, технологии и методов изысканий и проектирования.

*Функциями САПР* являются разработка и выпуск проектно-сметной документации, обладающей уровнем качества, недостижимым средствами традиционного (неавтоматизированного) проектирования.

Коренное отличие системного проектирования от эпизодического применения компьютерной техники при традиционном проектировании заключается в том, что все подсистемы САПР взаимосвязаны и результаты проектных разработок по одной из систем непосредственно используются в виде исходной информации для последующего проектирования без промежуточной переподготовки данных. Эти результаты, кроме того, могут выдаваться на экран монитора в виде цифровой или графической информации, которая при необходимости непосредственно корректируется инженером-проектировщиком. Таким образом осуществляется диалог инженера с компьютером.

*Целью создания САПР* являются:

повышение качества объектов проектирования. Например, разработка проектов автомобильных дорог с обеспечением зрительной плавности и ясности трассы, органически вписывающейся в окружающий ландшафт и обеспечивающей наилучшие транспортно-эксплуатационные показатели (уровни удобства и безопасность движения, скорости и время сообщения, пропускная способность и т. д.);

снижение стоимости строительства объектов и их материалоемкости. Стоимость автомобильных дорог и материалоемкость проектных решений при системном автоматизированном проектировании оказывается на 10—15% (а иногда и более) ниже соответствующих показателей при использовании традиционных технологий;

сокращение сроков проектирования, трудовых затрат, повышение качества проектно-сметной документации. При системном проектировании сроки проектно-изыскательского цикла (с соответствующим ростом производительности труда) сокращаются в среднем на 20—25% и более. Подготовка проектно-сметной документации с использованием современных плоттеров и принтеров обеспечивает оформление проектов (пояснительных записок, смет и чертежей) с качеством, недостижимым при традиционной технологии.

При проектировании на уровне САПР наибольший экономический эффект достигается в связи с повышением качества объектов проектирования и снижения сметной стоимости и материалоемкости строительства. В меньшей степени этот экономический эффект связан с сокращением сроков проектирования и повышением производительности проектно-изыскательских работ.

Экономический эффект при проектировании на уровне САПР достигается за счет:

системного использования средств автоматизации и компьютерной техники;

создания принципиально новой технологии производства проектно-изыскательских работ;

повышения специализации труда;

совершенствования методов управления процессами изысканий и проектирования;

внедрения новых математических методов проектирования, обеспечивающих оптимизацию проектных решений по различным критериям и, прежде всего, экономическим;

внедрения новых методов математического моделирования проектируемых объектов и особенностей их ожидаемого функционирования;

многовариантности проработки проектных решений, эвристическим путем приближающей к наилучшим решениям.

Одна из принципиальных отличительных особенностей системного автоматизированного проектирования состоит в том, что исходная изыскательская информация для проектирования представляется в виде крупномасштабных топографических планов на широкую полосу возможного размещения конкурентоспособных вариантов трассы (полосу варьирования) и цифровых моделей рельефа, ситуационных особенностей и инженерно-геологического и гидрогеологического строения местности (ЦММ) на ту же полосу и в той же системе координат.

В ходе проектирования по топографическим планам инженеры-проектировщики эскизно прорабатывают принципиальные инженерные решения (например, основные варианты возможных направлений трассы), поручая компьютеру расчетное сопровождение этих решений и снятие исходных данных с ЦММ для последующего проектирования (продольные профили земли по оси вариантов трассы, почвенно-грунтовые, инженерно-геологические разрезы, поперечные профили земли, стоимости отвода земель и т. д.).

## 5.4. ЦИФРОВОЕ И МАТЕМАТИЧЕСКОЕ МОДЕЛИРОВАНИЕ МЕСТНОСТИ

*Цифровой моделью местности (ЦММ)* называют совокупность точек местности с известными трехмерными координатами и различными кодовыми обозначениями, предназначенную для аппроксимации местности с ее природными характеристиками, условиями и объектами.

Кодовые обозначения характеризуют связи между соответствующими точками ЦММ.

Общая ЦММ — это многослойная модель, которая в зависимости от назначения может быть представлена сочетанием частных цифровых моделей (слоев): рельефа, ситуационных особенностей, почвенно-грунтовых, гидрогеологических, инженерно-геологических, гидрометеорологических условий, технико-экономических показателей и других характеристик местности.

*Математической моделью местности (МММ)* называют математическую интерпретацию цифровых моделей для компьютерного решения конкретных инженерных задач.

В зависимости от инженерного назначения математической модели для одной и той же ЦММ может быть использовано несколько различных МММ.

В рамках системного автоматизированного проектирования рациональным образом распределяются функции между инженером-проектировщиком, компьютером и другими средствами автоматизации. Поэтому при решении ряда инженерных задач строительства инженер работает с доступными ему топографическими картами и планами, поручая компьютеру работу с доступными ему цифровыми и математическими моделями тех же участков местности.

Конечным результатом инженерных изысканий при проектировании на уровне САПР по этой причине является получение крупномасштабных топографических планов и ЦММ на одни и те же участки местности в единой системе координат. Однако нужно иметь в виду, что информационная емкость общей ЦММ при этом существенно больше информационной емкости самых подробных крупномасштабных топографических планов.

ЦММ и МММ используют прежде всего для получения необходимой исходной информации для автоматизированного проектирования (продольные профили земли по оси трассы, поперечные профили, инженерно-геологические разрезы и т. д.).

Возможности цифрового и математического моделирования позволили, в частности, в корне изменить технологию проектирования инженерных объектов и потребовали изменения технологии и методов сбора, регистрации и представления исходных данных при изысканиях.

## 5.5. ВИДЫ ЦИФРОВЫХ МОДЕЛЕЙ МЕСТНОСТИ

Конечной целью изысканий для строительства линейных инженерных объектов (автомобильных, лесовозных дорог, каналов, коммуникаций и т. д.) является получение топографического плана местности в пределах широкой полосы варьирования конкурентных вариантов трассы и цифровой модели рельефа и геологического строения того же участка местности (ЦММ) в единой системе координат. По ЦММ и получаемым на их основе математическим моделям местности (МММ) в конечном итоге осуществляют системное, автоматизированное проектирование всех конкурентных вариантов трассы линейных сооружений. Трудовые затраты на получение с ЦММ необходимой для проектирования информации (профили земли по оси трассы, поперечные профили земли, геоло-

гические разрезы и т. д.) сокращаются в несколько десятков раз по сравнению с получением той же информации при использовании топографических планов и стереоскопических моделей по традиционной технологии.

При цифровом моделировании рельефа и геологического строения местности в зависимости от сложности рельефа, ситуационных особенностей местности, способа производства изысканий, задач проектирования, наличия парка современных геодезических приборов, приборов спутниковой навигации, средств геофизической подповерхностной разведки, средств автоматизации и вычислительной техники могут быть сформированы ЦММ с использованием самых разнообразных принципов.

Вопросам разработки различных видов ЦММ было посвящено большое количество исследований. При этом все известные ЦММ можно разбить на три большие группы: *регулярные, нерегулярные и статистические.*

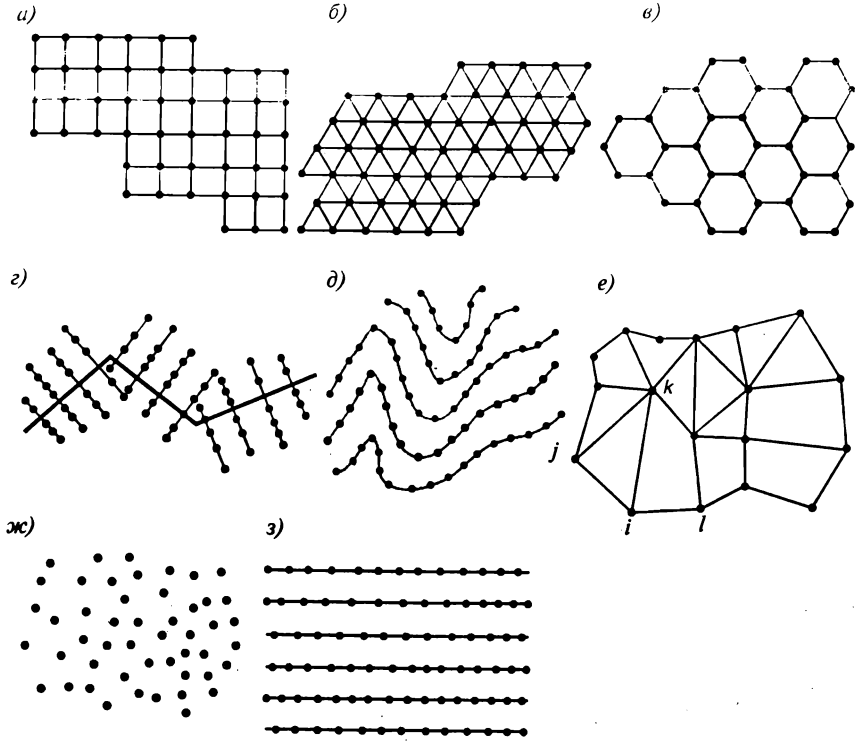
*Регулярные ЦММ* создают путем размещения точек в узлах геометрических сеток различной формы (треугольных, прямоугольных, шестиугольных), накладываемых на аппроксимируемую поверхность с заданным шагом. Наиболее часто применяют ЦММ с размещением исходных точек в узлах сеток квадратов (рис. 5.3,*а*) или равносторонних треугольников (рис. 5.3, *б*). Регулярные ЦММ в узлах правильных шестиугольных сеток (рис. 5.3, *в*) нашли применение при проектировании нефтепромысловых дорог в условиях равнинного рельефа Западной Сибири.

Массив исходных данных для регулярных ЦММ (рис. 5.3, *а—в*) может быть представлен в следующем виде:

$$F,\ m,\ n,\ x_0,\ y_0,\ H_{11},\ \ldots,\ H_{1m},\ \ldots,\ H_{nm}, \qquad (5.1)$$

где $F$ — шаг сетки; $m$ — число точек по горизонтали; $n$ — число строк по вертикали; $H_{11}$, ..., $H_{1m}$, ..., $H_{nm}$ — высоты точек в узлах сетки.

Регулярные модели весьма эффективно использовать при проектировании вертикальной планировки городских улиц, площадей, аэродромов и других инженерных объектов на участках местности с равнинным рельефом. Однако опыт использования ЦММ с регулярным массивом исходных данных показал, что требуемая точность аппроксимации рельефа достигается лишь при очень высокой плотности точек местности, которая в зависимости от категории рельефа должна быть в 5—20 раз выше по сравнению с нерегулярными ЦММ. Появление высокопроизводительных дигитайзеров и координатометров с автоматической регистрацией информации по заданному интервалу длины или времени, тем не менее, делает использование регулярных моделей (5.1) весьма перспективным.




Р и с. 5.3. Виды цифровых моделей местности:

*а* — в узлах правильных прямоугольных сеток; *б* — в узлах треугольных сеток; *в* — в узлах шестиугольных сеток; *г* — на поперечниках к магистральному ходу; *д* — на горизонталях; *е* — на структурных линиях; *ж* — статистическая; *з* — на линиях, параллельных оси фотограмметрических координат

*Нерегулярные ЦММ*, представленные большим числом типов, нашли широкое применение в практике автоматизированного проектирования объектов строительства.

Весьма часто используют ЦММ, построенные по поперечникам к магистральному ходу (рис. 5.3, *г*). Массив исходных данных для ЦММ этого типа представляют в следующем виде:

$$\begin{array}{l} y_1,\ x_{11},\ H_{11},\ x_{12},\ H_{12},\ \ldots,\ x_{1j},\ H_{1j}; \\ y_2,\ x_{21},\ H_{21},\ x_{22},\ H_{22},\ \ldots,\ x_{2k},\ H_{2k}; \\ \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \\ y_i,\ x_{i1},\ H_{i1},\ x_{i2},\ H_{i2},\ \ldots,\ x_{il},\ H_{il}, \end{array} \qquad (5.2)$$

где $y_1, y_2, \ldots, y_i$ — расстояния между началом трассы и точками пересечения ее оси и соответствующими поперечниками; $x_{11}, x_{12}, \ldots, x_{il}$ — расстоя-

ния между исходными точками ЦММ на поперечниках и осью трассы, принимаемые положительными влево от трассы и отрицательными — вправо; $H_{11}$, $H_{12}$, ..., $H_{il}$ — высоты исходных точек.

Поскольку магистральный ход в общем случае может иметь углы поворота, для представления нерегулярного массива (5.2) необходимо еще задавать и координаты вершин углов поворота. Информацию для криволинейной трассы представляют уже в трехкоординатном виде.

ЦММ, построенные по поперечникам к оси магистрального хода или к оси трассы, находили широкое применение в начальный период перехода на системное, автоматизированное проектирование линейных инженерных объектов, когда исходная изыскательская информация собирается еще во многом в соответствии со старой технологией изысканий, а также при разработке проектов реконструкции автомобильных дорог, каналов и т. д.

При наличии крупномасштабных топографических планов и карт часто оказывается весьма эффективным создание ЦММ с массивом исходных точек, размещаемых на горизонталях с регистрацией их плановых координат дигитайзером через определенные интервалы длины (рис. 5.3, *д*). Массив исходных данных модели записывают в следующем виде:

$$\begin{array}{l} H_1,\ x_{11},\ y_{11},\ x_{12},\ y_{12},\ldots,\ x_{1j},\ y_{1j}; \\ H_2,\ x_{21},\ y_{21},\ x_{22},\ y_{22},\ldots,\ x_{2k},\ y_{2k}; \\ \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \\ H_i,\ x_{i1},\ y_{i1},\ x_{i2},\ y_{i2},\ldots,\ x_{il},\ y_{il}, \end{array} \qquad (5.3)$$

где $H_1$, $H_2$,. . ., $H_i$, — высоты соответствующих горизонталей; $x_{11}$, $y_{11}$,. . ., $x_{21}$, $y_{21}$,. . ., $x_{il}$, $y_{il}$ — плановые координаты точек на горизонталях.

Массив точек (5.3) может быть сформирован также в ходе рисовки горизонталей на стереофотограмметрическом приборе. Весьма перспективным для создания ЦММ данного типа является использование сканирующих дигитайзеров — автоматов и координатометров.

При автоматизированном проектировании инженерных сооружений широко используют также цифровые модели на структурных линиях (структурные ЦММ), размещаемых по характерным изломам местности и с учетом ее ситуационных особенностей. Эти ЦММ обладают наименьшей исходной информационной плотностью точек местности (рис. 5.3, *е*).

Массив исходных точек структурных ЦММ задают:
в явном виде

$$x_i,\ y_i,\ H_i,\ j,\ k,\ l,\ldots, \qquad (5.4)$$

где $x_i, y_i, H_i$ — координаты $i$-й точки массива характерных точек рельефа и ситуации; $j, k, l, \ldots$ — номера других точек того же массива, в направлении которых можно вести линейную интерполяцию высот;

в неявном виде

$$\begin{aligned} &x_1,\ y_1,\ H_1,\ldots,\ x_i,\ y_i,\ H_i,\ ПР;\\ &x_{i+1},\ y_{i+1},\ H_{i+1},\ldots,\ x_j,\ y_j,\ H_j,\ ПР;\\ &\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\\ &x_m,\ y_m,\ H_m,\ldots,\ x_n,\ y_n,\ H_n,\ ПР, \end{aligned} \qquad (5.5)$$

где *ПР* — признак, определяющий ту или иную последовательность исходных точек той или иной структурной линии рельефа.

Структурные ЦММ используют главным образом при невысокой степени автоматизации процесса сбора и регистрации исходной информации (например, при использовании материалов обычной тахеометрической съемки, при ручной либо полуавтоматической фотограмметрической обработке снимков, при дигитализации топографических планов и карт и т. д.).

В зависимости от вида исходного материала, используемого для формирования ЦММ, в практике автоматизированного проектирования применяют и другие виды нерегулярных цифровых моделей, например, ЦММ, построенных на линиях, параллельных координатным осям стереофотограмметрического прибора (рис. 5.3, *з*), при использовании для формирования массивов точек материалов аэрофотосъемок.

*Статистические ЦММ* предполагают в своей основе нелинейную интерполяцию высот поверхностями второго, третьего и т. д. порядков. При создании массива исходных данных статистической ЦММ точки для ее формирования выбирают в зависимости от случайного распределения, близкого к равномерному (рис. 5.3, *ж*).

Статистические модели являются во многом универсальными. Сфера их применения весьма широка и не ограничивается какими-либо категориями рельефа местности, наличием того или иного исходного материала создания ЦММ и наличием тех или иных приборов.

Массив исходных точек статистической ЦММ представляют в виде:

$$x_1,\ y_1,\ H_1,\ x_2,\ y_2,\ H_2,\ldots,\ x_n,\ y_n,\ H_n, \qquad (5.6)$$

где $x_1, y_1, H_1, \ldots, x_n, y_n, H_n$ — координаты точек статистической модели.

## 5.6. МЕТОДЫ ПОСТРОЕНИЯ ЦИФРОВЫХ МОДЕЛЕЙ МЕСТНОСТИ И ИХ ТОЧНОСТЬ

Цифровые модели рельефа и геологического строения местности формируют на основе использования материалов наземных и аэрокосмических изысканий. Целесообразно использовать те методы топографиче-

ских съемок, которые обеспечивают получение информации о местности в электронном виде, что позволяет максимально автоматизировать процесс подготовки топографических планов и ЦММ.

*Тахеометрические съемки* особенно эффективны, если выполняются с использованием электронных тахеометров или компьютерных геодезических станций с регистрацией снимаемой информации на магнитные носители с непосредственным в режиме реального времени или последующем ее вводе в память базового компьютера.

*Фототеодолитные съемки.* Обработку результатов фототеодолитных съемок целесообразно выполнять на универсальных стереофотограмметрических приборах с автоматической регистрацией измеряемых координат точек местности или выполнять системную компьютерную обработку фотоснимков, используя для этой цели автоматизированные системы, типа «Fotomod».

*Аэросъемки.* Определение координат точек местности при обработке стереопар целесообразно производить на универсальных стереофотограмметрических приборах с автоматической регистрацией измеряемых координат на магнитных носителях либо производить системную компьютерную обработку, предварительно сканировав стереопары или используя для этой цели электронные фотографии.

*Наземно-космические съемки* с использованием систем спутниковой навигации «GPS» наилучшим образом подходят для создания ЦММ, поскольку обеспечивают получение информации о местности непосредственно в электронном виде на магнитных носителях, что позволяет максимально автоматизировать процесс подготовки моделей.

*Инженерно-геологические изыскания* выполняют комплексно с использованием методов традиционной инженерно-геологической разведки (механическое бурение, шурфование, устройство расчисток и т. д.), аэрогеологической разведки (цветные, спектрозональные, тепловые аэросъемки) и методов наземной геофизики с автоматической регистрацией результатов измерений на магнитные носители (вертикальное электрозондирование, электропрофилирование, сейсморазведка, статическое и динамическое зондирование и т. д.). Использование средств автоматизации и компьютерной обработки данных инженерно-геологических изысканий является совершенно обязательным.

Цифровые и математические модели, представляемые в геодезических прямоугольных координатах без искажения масштабов, тем не менее могут характеризоваться различной точностью и степенью детализации элементов рельефа, ситуации и геологического строения местности, что связано с категорией рельефа, ситуационными особенностями аппроксимируемого участка местности, масштабами используемых для построения ЦММ топографических планов и материалов аэросъемок, при-

нятым типом цифровой модели, плотностью исходных точек и методикой аппроксимации поверхности.

Необходимая точность модели обязательно должна быть увязана с требуемой точностью решаемых по ней инженерных задач.

При использовании для построения ЦММ материалов традиционных топографических съемок точность ситуационных контуров принимают в соответствии с точностью выполняемых топографических съемок равной 1 мм в масштабе плана. Точность представления рельефа не должна выходить за пределы $\frac{1}{4}$ высоты сечения горизонталей в равнинной местности, $\frac{1}{2}$ высоты сечения — в пересеченной местности и 1 высоты сечения — в горной. Точность ЦММ при использовании материалов топографических съемок, выполненных с помощью электронных тахеометров или приемников спутниковой навигации «GPS», учитывая, что запись информации ведется безошибочно на магнитные носители, зависит главным образом от точности используемых приборов.

При построении ЦММ по существующим топографическим планам и картам характерные точки местности снимают с точностью, принимаемой равной: 0,5 мм — для отображения ситуационных особенностей местности и 0,2, 0,3 и 0,5 высоты сечения — для отображения соответственно равнинного, пересеченного и горного рельефов.

При создании ЦММ по материалам аэросъемок или фототеодолитных съемок точность отображения ситуационных особенностей местности и рельефа определяется точностью считывания фотограмметрических координат, которую обеспечивает тот или иной используемый стереофотограмметрический прибор.

Для обеспечения необходимой точности аппроксимации рельефа местности плотность исходного массива точек (среднюю удаленность друг от друга) для регулярных и нерегулярных (статистических) моделей принимают:

в равнинной местности — 20—30 м;

в пересеченной местности — 10—15 м;

в горной местности — 5—7 м.

## 5.7. МАТЕМАТИЧЕСКИЕ МОДЕЛИ МЕСТНОСТИ

Математические связи между исходными точками цифровых моделей описываются линейными либо нелинейными (степенными) зависимостями. В первом случае связь между смежными точками модели описывается уравнениями плоскостей, проходящими через каждые три

смежные точки модели, во втором — криволинейными поверхностями разного порядка, и, таким образом, рельеф местности задается либо множеством пересекающихся между собой плоскостей, либо поверхностей различной кривизны.

Решение наиболее актуальной задачи при математическом моделировании рельефа и инженерно-геологического строения местности заключается в определении высот точек местности, а также уровней грунтовых вод и соответствующих геологических напластований в пикетных и плюсовых точках по оси запроектированных вариантов трассы и на поперечниках.

Подавляющее число регулярных и нерегулярных ЦММ предполагают при последующем математическом моделировании линейную интерполяцию высот между смежными точками модели.

Задача определения высот точек трассы, уровней грунтовых вод и поверхностей геологических напластований сводится к нахождению в каждом случае тех трех смежных исходных точек модели, между которыми попадет соответствующая искомая точка трассы, в нахождении коэффициентов уравнения плоскости, проходящей через эти три точки, и наконец, в определении по полученному уравнению искомой высоты (рис. 5.4).

Если искомая точка трассы (например,ПК 20) попадает между смежными исходными точками ЦММ с номерами $j$, $k$ и $l$, то уравнение искомой плоскости в общем виде может быть представлено:

$$H = AX + BY + C. \tag{5.7}$$

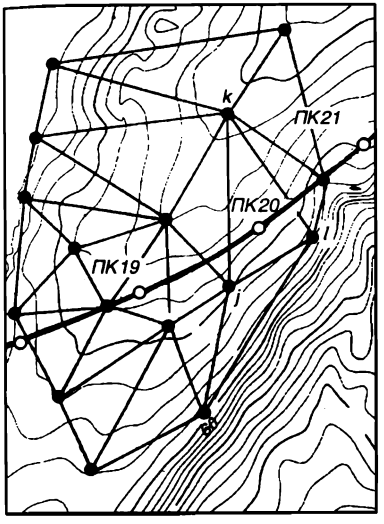
В уравнении (5.7) известны проектные координаты $X$ и Y точки трассы (например, ПК 20), высоту которой нужно определить, но не известны коэффициенты $A$, $B$ и $C$ уравнения плоскости, проходящей через исходные точки $j$, $k$ и $l$ цифровой модели.

Если в уравнение (5.7) подставить известные координаты трех исходных точек цифровой модели, то получим три уравнения, в которых не известны только три коэффициента $A$, $B$ и $C$:

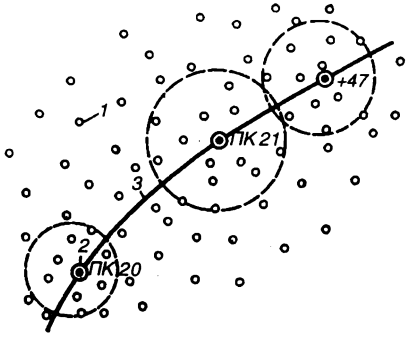
$$\begin{aligned} H_j &= Ax_j + By_j + C; \\ H_k &= Ax_k + By_k + C; \\ H_l &= Ax_l + By_l + C. \end{aligned} \tag{5.8}$$

Система уравнений (5.8) решается в матричной форме или методом «прогонки», в результате чего определяют неизвестные коэффициенты $A$, $B$ и $C$ уравнения (5.7), подставив в которое проектные координаты $X$ и $Y$ искомой точки трассы, определяют ее высоту $H$.

Наиболее универсальными являются статистические ЦММ (5.6), математическая реализация которых заключается в использовании метода




Р и с. 5.4. Линейное математическое моделирование рельефа и инженерно-геологического строения местности




Р и с. 5.5. Математическое моделирование рельефа «плавающей» криволинейной поверхностью:

*1* — точки статистической ЦММ; *2* — точки трассы; *3* — трасса

«плавающего квадрата» или «плавающего круга», в пределах которого строится криволинейная поверхность $n$-го порядка (рис. 5.5).

Наиболее часто для математического моделирования рельефа используют уравнения поверхности 2-го порядка:

$$H = AX^2 + BXY + CY^2 + DX + EY + F, \qquad (5.9)$$

где $X$, $Y$ — известные проектные координаты точки, высоту которой требуется определить; $A, B, C, D, E, F$ — коэффициенты уравнения аппроксимирующей поверхности 2-го порядка.

Основная идея «плавающей» аппроксимации заключается в том, что по трассе дороги от точки к точке перемещается круг или квадрат таким образом, что каждая точка трассы, высоту которой требуется определить, размещается в его центре (например, ПК 20 на рис. 5.5). Радиус круга или размеры стороны квадрата автоматически устанавливаются такими, чтобы в их пределы попало не менее 10 исходных точек модели. Поскольку радиус круга или размеры стороны квадрата меняются с дискретным шагом, соответственно $\Delta r$ и $\Delta b$, то в пределах выделяемых ими площадей может оказаться и более 10 точек модели (например, 11, 12, 13 и т. д.).

Поскольку коэффициенты $A$, $B$, $C$, $D$, $E$ и $F$ в аппроксимирующем уравнении (5.9) не известны, то для каждой точки модели, попавшей в пределы круга или квадрата, записывают уравнения:

$$\begin{aligned} H_j &= Ax_j^2 + Bx_jy_j + Cy_j^2 + Dx_j + Ey_j + F; \\ H_k &= Ax_k^2 + Bx_ky_k + Cy_k^2 + Dx_k + Ey_k + F; \\ &\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \\ H_n &= Ax_n^2 + Bx_ny_n + Cy_n^2 + Dx_n + Ey_n + F, \end{aligned} \qquad (5.10)$$

где $A$, $B$, $C$, $D$, $E$ и $F$ — неизвестные коэффициенты уравнения аппроксимирующей поверхности; $H_j$, $x_j$, $y_j$,. . ., $H_n$, $x_n$, $y_n$ — известные координаты точек модели, попавших в пределы круга или квадрата.

Поскольку число неизвестных в системе (5.10) меньше числа уравнений (которых не менее 10), то система решается методом «наименьших квадратов». Таким образом определяют неизвестные коэффициенты аппроксимирующего уравнения (5.9), подставив в которое известные проектные координаты $X$ и $Y$ точки трассы (например, ПК 20), определяют ее высоту $H$.

Далее круг или квадрат перемещают в центр очередной точки трассы (например, на ПК 21) и процедура повторяется. При этом если плотность исходных точек модели в районе очередной определяемой точки трассы уменьшилась, то размеры круга или квадрата автоматически возрастут, а если плотность возросла — то наоборот уменьшатся.

Для математического описания ситуационных, почвенно-грунтовых, гидрогеологических и других условий местности используют контурную индексацию объектов местности с перечнем номеров точек вдоль каждого такого контура (граница пашни, лес, река, ЛЭП, газопровод и т. д.), например: $К_3$; 3; 21; 43; 24; 26. Для замкнутых контуров (здание, сад, огород, пруд и т. д.) точки замыкания повторяются, например: $С_7$; 13; 15; 52; 16; 13.

## 5.8. ЗАДАЧИ, РЕШАЕМЫЕ С ИСПОЛЬЗОВАНИЕМ ЦИФРОВЫХ И МАТЕМАТИЧЕСКИХ МОДЕЛЕЙ

В рамках системного автоматизированного проектирования (САПР) объектов строительства с помощью цифровых и математических моделей решается широкий круг инженерных задач, которые ранее частично находили решение другими методами и средствами:

оптимальное пространственное трассирование автомобильных дорог, лесовозных дорог и каналов. Решение этой актуальной задачи с привлечением математического аппарата оптимизации проектных решений стало возможным благодаря развитию методов цифрового и математического моделирования местности;

получение продольных профилей Земли по оси вариантов трассы, запроектированных с использованием крупномасштабных топографических планов. В рамках изысканий при традиционном проектировании продольный профиль по оси трассы получали в результате выполнения трудоемкого комплекса полевых геодезических работ, как правило, средствами традиционной наземной геодезии (трассирование, закрепление трассы, разбивка пикетажа, двойное геометрическое нивелирование и т. д.);

получение поперечных профилей Земли. Эта работа при традиционных изысканиях выполнялась, как правило, методом тригонометрического нивелирования;

получение продольных по оси трассы и поперечных инженерно-геологических разрезов. При традиционных изысканиях эту совершенно необходимую для проектирования информацию получали в результате выполнения комплекса чрезвычайно трудоемких и дорогих инженерно-геологических работ путем механического бурения, шурфования, устройства расчисток и т. д.;

получение исходной инженерно-гидрологической информации для проектирования водопропускных сооружений и системы поверхностного водоотвода (площади водосборов, живые сечения, морфостворы и гидростворы, уклоны логов и их склонов, математическое моделирование стока ливневых и талых вод и т. д.);

проектирование системы дорожного поверхностного водоотвода (кюветы, быстротоки, нагорные и водоотводные канавы и т. д.);

решения задачи распределения земляных масс и подсчеты объемов земляных работ;

решение задач вертикальной планировки при проектировании площадей, городских улиц и дорог и аэродромов;

пространственное моделирование полотна автомобильных дорог и прилегающего ландшафта. Решение этой задачи широко используют при ландшафтном проектировании автомобильных дорог для обеспечения зрительной плавности и ясности трассы и обеспечения гармоничного вписывания полотна автомобильных дорог в прилегающий ландшафт с обеспечением высоких уровней удобства и безопасности движения;

проектирование транспортных развязок автомобильных дорог в одном и разных уровнях.

Развитие и совершенствование методов цифрового и математического моделирования местности во многом предопределили и повлияли на изменение технологии и методов изысканий и проектирования объектов инженерного строительства, и дальнейший прогресс проектно-изыска-

тельского дела невозможен без широкого использования в ходе выработки проектных решений, их оценки и корректировки цифровых и математических моделей местности.

# Глава 6. ЭЛЕМЕНТЫ ТЕОРИИ ПОГРЕШНОСТЕЙ ИЗМЕРЕНИЙ

## 6.1. ВИДЫ ИЗМЕРЕНИЙ. РАВНОТОЧНЫЕ ИЗМЕРЕНИЯ. СВОЙСТВА СЛУЧАЙНЫХ ПОГРЕШНОСТЕЙ

*Измерением* называют процесс сравнения измеряемой величины с другой, принятой за единицу измерения известной величиной.

Измерения различают: *прямые, косвенные и дистанционные.*

*Прямые* измерения являются простейшими и в историческом плане первыми видами измерений, например, измерение длин линий землемерной лентой или рулеткой.

*Косвенные* измерения основываются на использовании некоторых математических зависимостей между искомыми и непосредственно измеряемыми величинами. Например площадь прямоугольника на местности определяют, измерив длины его сторон.

*Дистанционные* измерения основываются на использовании ряда физических процессов и явлений и, как правило, связаны с использованием современных технических средств: светодальномеров, электронных тахеометров, фототеодолитов и т. д.

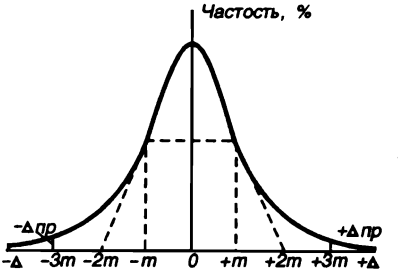
На точность проводимых измерений влияют ряд факторов и условий: сам объект измерений, используемые единицы измерений, технические средства, технология и методы производства работ, состояние окружающей среды, опыт производителей работ и т. д. В связи с этим измерения, производимые в условиях, при которых все получаемые результаты можно считать одинаково надежными, называют *равноточными* и, наоборот, когда результаты нельзя считать одинаково надежными — *неравноточными.*

Поскольку геодезические работы предполагают прежде всего измерения, то последние производятся с неизбежными *погрешностями.* При многократном измерении одной и той же величины каждый раз получают несколько отличающиеся результаты как по абсолютной величине, так и по знакам, каким бы опытом не обладал исполнитель и какими бы высокоточными приборами он не пользовался.

Погрешности различают: *грубые, систематические и случайные.*

Появление *грубых погрешностей* связано с серьезными ошибками и промахами при производстве измерительных работ. Поскольку обяза-

тельным принципом производства геодезических работ является контроль основных геодезических действий, то грубые погрешности сравнительно легко выявляются и устраняются.




Р и с. 6.1. Кривая нормального распределения случайных погрешностей Гаусса

Заранее определимы и могут быть сведены к необходимому минимуму путем введения соответствующих поправок и *систематические погрешности.* Например, заранее может быть учтено влияние кривизны Земли на точность определения вертикальных расстояний, влияние температуры воздуха и атмосферного давления при определении длин линий светодальномерами или электронными тахеометрами, заранее можно учесть влияние рефракции атмосферы и т. д.

Если не допускать грубых погрешностей и устранять систематические, то качество измерений будет определяться только *случайными погрешностями,* которые неустранимы, однако их поведение подчиняется законам больших чисел, поэтому их можно анализировать, контролировать и сводить к необходимому минимуму.

Для уменьшения влияния случайных погрешностей на результаты измерений прибегают к многократным измерениям, к улучшению условий работы, выбирают более совершенные приборы, методы измерений и осуществляют тщательное их производство.

Сопоставляя ряды случайных погрешностей равноточных измерений можно обнаружить, что они обладают следующими свойствами:

а) для данного вида и условий измерений случайные погрешности не могут превышать по абсолютной величине некоторого предела;

б) малые по абсолютной величине погрешности появляются чаще больших;

в) положительные погрешности появляются так же часто, как и равные им по абсолютной величине отрицательные;

г) среднее арифметическое из случайных погрешностей одной и той же величины стремится к нулю при неограниченном увеличении числа измерений.

Поведение случайных погрешностей в ряду равноточных измерений (их свойства) подчиняется *закону нормального распределения Гаусса,* графическое изображение которого представлено на рис. 6.1.

Если обозначить точное значение какой-либо величины через $X$, а ее измеренное значение через $l$, то абсолютная величина случайной погрешности и ее знак определятся разностью:

$$\Delta = l - X. \qquad (6.1)$$

Разность между результатом измерения некоторой величины $l$ и ее истинным значением $X$ называют *абсолютной (истинной) погрешностью.*

Абсолютная погрешность не является,однако,исчерпывающе полным показателем точности выполненных работ. Например, если некоторая линия, фактическая длина которой составляет 1000 м, измерена землемерной лентой с ошибкой 0,50 м, а отрезок длиною 200 м — с ошибкой 0,20 м, то, несмотря на то, что абсолютная погрешность первого измерения больше второго, все же первое измерение было выполнено с точностью в два раза более высокой. Поэтому необходимо ввести понятие относительной погрешности:

$$\xi = \frac{\Delta}{l}. \qquad (6.2)$$

Отношение абсолютной погрешности измеряемой величины $\Delta$ к самой этой величине $l$ называют *относительной погрешностью.*

Относительные погрешности $\varepsilon$ всегда выражаются дробью с числителем, равным единице. Так, в приведенном выше примере относительная погрешность первого измерения составляет 1/2000, а второго — 1/1000.

## 6.2. АРИФМЕТИЧЕСКОЕ СРЕДНЕЕ

Если выполнен ряд равноточных измерений одной и той же величины ($l_1, l_2, ..., l_n$) и нет оснований для того, чтобы отдавать предпочтение одному из них, то, согласно последнему свойству случайных погрешностей, за окончательное значение измеренной величины следует принять среднее арифметическое результатов всех измерений:

$$\bar{x} = \frac{l_1 + l_2 + ... + l_n}{n} = \frac{[l]}{n}. \qquad (6.3)$$

В формуле (6.3) сумма в числителе обозначена квадратными скобками, как это принято в теории погрешностей по Гауссу.

Поскольку $X$ есть истинное значение измеряемой величины, можно вычислить ряд соответствующих абсолютных погрешностей измерений:

$$\Delta_1 = X - l_1; \quad \Delta_2 = X - l_2; ...; \quad \Delta_n = X - l_n. \qquad (6.4)$$

Сложив правые и левые части уравнений (6.4), получим

$$[\Delta] = nX - [l],$$

откуда

$$X = \frac{[l]}{n} + \frac{[\Delta]}{n}. \qquad (6.5)$$

Как следует из формулы (6.5), с увеличением числа измерений $\frac{[\Delta]}{n}$ будет стремиться к нулю и, следовательно, при бесконечно большом числе измерений средняя арифметическая величина $\frac{[l]}{n}$ будет равна истинному значению $X$.

Поскольку на практике число измерений все же ограничено, то среднее арифметическое $\bar{x}$ будет несколько отличаться от истинного значения измеряемой величины $X$, однако при всяком $n$ арифметическое среднее $\bar{x}$ считают более надежным значением измеряемой величины.

## 6.3. СРЕДНЯЯ КВАДРАТИЧЕСКАЯ ПОГРЕШНОСТЬ ИЗМЕРЕНИЙ. ПРЕДЕЛЬНАЯ ПОГРЕШНОСТЬ

Для оценки степени точности ряда измерений одной и той же величины недостаточно знать арифметическое среднее погрешностей измерений, которое не является исчерпывающим показателем качества измерительных работ. Это связано прежде всего с тем, что при определении арифметического среднего в ряде измерений может быть не отражено наличие сравнительно крупных погрешностей разных знаков, поскольку последние взаимно компенсируются.

В связи с этим Гаусс предложил критерий оценки точности измерений, не зависящий от знаков отдельных сравнительно крупных погрешностей ряда — среднюю квадратическую погрешность измерений. *Средняя квадратическая погрешность измерений* — это корень квадратный из арифметического среднего квадратов истинных погрешностей:

$$m = \sqrt{\frac{[\Delta^2]}{n}}. \qquad (6.6)$$

Поскольку истинное значение измеряемой величины $X$ не известно, то среднюю квадратическую погрешность $m$ вычисляют по уклонениям $\upsilon_i$ отдельных результатов измерений $l_i$ от арифметического среднего $\bar{x}$:

$$\upsilon_i = l_i - \bar{x}.$$

Через уклонения арифметического среднего среднюю квадратическую погрешность определяют по формуле Бесселя:

$$m = \pm\sqrt{\frac{[\upsilon^2]}{n-1}}. \qquad (6.7)$$

Этой формулой и пользуются на практике для вычисления величины средней квадратической погрешности измерений.

Анализ кривой нормального распределения Гаусса (см. рис. 6.1) показывает, что при достаточно большом числе измерений одной и той же величины случайная погрешность измерения может быть:

больше средней квадратической $m$ в 32 случаях из 100;

больше удвоенной средней квадратической $2m$ в 5 случаях из 100;

больше утроенной средней квадратической $3m$ в 3 случаях из 1000.

Маловероятно, чтобы случайная погрешность измерения оказалась больше утроенной средней квадратической, поэтому *утроенную среднюю квадратическую погрешность считают предельной*:

$$\Delta_{пр} = 3m. \qquad (6.8)$$

В качестве предельной часто принимают среднюю квадратическую погрешность, равную $\Delta_{пр} = 2{,}5m$, с вероятностью ошибки, равной порядка 1%.

## 6.4. СРЕДНЯЯ КВАДРАТИЧЕСКАЯ ПОГРЕШНОСТЬ СУММЫ ИЗМЕРЕННЫХ ВЕЛИЧИН

Рассмотрим функцию, представляющую собой алгебраическую сумму двух величин:

$$z = x \pm y, \qquad (6.9)$$

где $x$ и $y$ — независимые слагаемые.

Случайные погрешности слагаемых и их суммы при однократном измерении обозначим соответственно $\Delta x$, $\Delta y$ и $\Delta z$, тогда

$$z + \Delta z = (x + \Delta x) \pm (y + \Delta y),$$

откуда

$$\Delta z = \Delta x \pm \Delta y. \qquad (6.10)$$

Если каждое слагаемое было измерено $n$ раз, то, написав $n$ соотношений типа (6.10) и возведя каждое в квадрат, получим $n$ выражений:

$$\Delta z_i^2 = \Delta x_i^2 + \Delta y_i^2 \pm 2\Delta x_i\ \Delta y_i. \qquad (6.11)$$

Сложив левые и правые части $n$ таких уравнений и разделив затем обе части равенства на $n$, получим:

$$\frac{[\Delta z^2]}{n} = \frac{[\Delta x^2]}{n} + \frac{[\Delta y^2]}{n} \pm 2\frac{[\Delta x \Delta y]}{n}, \tag{6.12}$$

где $[\Delta x \Delta y]$ есть сумма произведений случайных погрешностей, которая согласно четвертому свойству случайных погрешностей стремится к нулю при значительном числе измерений. Тогда, отбросив последнее слагаемое равенства (6.12), окончательно получим:

$$\frac{[\Delta z^2]}{n} = \frac{[\Delta x^2]}{n} + \frac{[\Delta y^2]}{n}. \tag{6.13}$$

В соответствии с формулой (6.6) можно написать:

$$m_z^2 = m_x^2 + m_y^2, \tag{6.14}$$

где $m_z$, $m_x$, $m_y$ — средние квадратические погрешности функции и аргументов.

По аналогии для алгебраической суммы $n$ независимых величин

$$z = x_1 \pm x_2 \pm \ldots \pm x_n,$$

можно записать

$$m_z^2 = m_1^2 + m_2^2 \pm \ldots \pm m_n^2, \tag{6.15}$$

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

В частном случае, когда $m_1 = m_2 = \ldots = m_n = m$, формула (6.15) примет вид:

$$m_z = m\sqrt{n}, \tag{6.16}$$

т. е. средняя квадратическая погрешность алгебраической суммы равноточных измерений в $\sqrt{n}$ раз больше средней квадратической погрешности одного слагаемого.

Например, если измерено 9 углов 30-секундным теодолитом, то средняя квадратическая погрешность угловых измерений составит $m_\beta = 30''\sqrt{9} = \pm 1{,}5'$.

## 6.5. СРЕДНЯЯ КВАДРАТИЧЕСКАЯ ПОГРЕШНОСТЬ АРИФМЕТИЧЕСКОГО СРЕДНЕГО

Арифметическое среднее определятся выражением (6.3), которое можно представить как:

$$\bar{x} = \frac{1}{n} l_1 + \frac{1}{n} l_2 + \ldots + \frac{1}{n} l_n ,$$

где $\frac{1}{n}$ — некоторое постоянное число. Если среднюю квадратическую погрешность арифметического среднего обозначить через $M$, а среднюю квадратическую погрешность одного измерения через $m$, то согласно (6.15) можно записать:

$$M^2 = \frac{1}{n^2} m^2 + \frac{1}{n^2} m^2 + \ldots + \frac{1}{n^2} m^2 ,$$

откуда

$$M = \frac{m}{\sqrt{n}}, \qquad (6.17)$$

т. е. средняя квадратическая погрешность арифметического среднего в $\sqrt{n}$ раз меньше средней квадратической погрешности одного измерения.

Это свойство средней квадратической погрешности арифметического среднего позволяет повысить точность измерений путем увеличения числа измерений. Например, требуется определить величину угла с точностью ± 15″ при наличии 30-секундного теодолита. Очевидно, что если измерить угол 4 раза и определить арифметическое среднее, то его средняя квадратическая погрешность согласно (6.17) составит ± 15″.

Средняя квадратическая погрешность арифметического среднего $M$ показывает, в какой мере снижается влияние случайных погрешностей при многократных измерениях.

## 6.6. ВЕСА РЕЗУЛЬТАТОВ НЕРАВНОТОЧНЫХ ИЗМЕРЕНИЙ

При неравноточных измерениях, когда результаты каждого измерения нельзя считать одинаково надежными, уже нельзя обойтись определением простого арифметического среднего. В таких случаях учитывают достоинство (или надежность) каждого результата измерений.

Достоинство результатов измерений выражают некоторым числом, называемым *весом* этого измерения. Очевидно, что арифметическое среднее будет иметь больший вес по сравнению с единичным измерени-

ем, а измерения, выполненные при использовании более совершенного и точного прибора, будут иметь большую степень доверия, чем те же измерения, выполненные прибором менее точным.

Поскольку условия измерений определяют различную величину средней квадратической погрешности, то последнюю и принято принимать в качестве основы оценки весовых значений проводимых измерений. При этом веса результатов измерений принимают обратно пропорциональными квадратам соответствующих им средних квадратических погрешностей. Так, если обозначить через $p$ и $P$ веса измерений, имеющие средние квадратические погрешности соответственно $m$ и $M$, то можно записать соотношение пропорциональности:

$$\frac{P}{p} = \frac{m^2}{M^2}. \tag{6.18}$$

Например, если $M$ средняя квадратическая погрешность арифметического среднего, а $m$ — соответственно, одного измерения, то, как следует из (6.17), можно записать:

$$\frac{P}{p} = \frac{m^2}{\left(\frac{m}{\sqrt{n}}\right)^2} = n,$$

т. е. вес арифметического среднего в $n$ раз больше веса единичного измерения.

Аналогичным образом можно установить, что вес углового измерения, выполненного 15-секундным теодолитом, в четыре раза выше веса углового измерения, выполненного 30-секундным прибором.

При практических вычислениях обычно вес одной какой-либо величины принимают за единицу и при этом условии вычисляют веса остальных измерений. Так, в последнем примере если принять вес результата углового измерения 30-секундным теодолитом за $p = 1$, то весовое значение результата измерения 15-секундным теодолитом составит $P = 4$.

## 6.7. ОБЩЕЕ АРИФМЕТИЧЕСКОЕ СРЕДНЕЕ И ЕГО СРЕДНЯЯ КВАДРАТИЧЕСКАЯ ПОГРЕШНОСТЬ

Общее арифметическое среднее для неравноточных измерений может быть определено по выражению:

$$\bar{x} = \frac{l_1 p_1 + l_2 p_2 + \ldots + l_n p_n}{p_1 + p_2 + \ldots + p_n} = \frac{[lp]}{[p]}. \tag{6.19}$$

Это выражение для определения значения измеренной величины, полученное из неравноточных измерений по весам, называют *весовым средним или общим арифметическим средним.*

Таким образом, *общее арифметическое среднее неравноточных измерений равно сумме произведений каждого измерения на его вес, разделенной на сумму весов.*

Из формулы (6.19) легко установить, что при $p_1 = p_2 = ... = p_n$, т. е. когда измерения равноточные, последняя превращается в простое арифметическое среднее (6.3).

При сравнении между собой рядов неравноточных измерений для каждого ряда определяют среднюю квадратическую погрешность измерения, вес которого приводят к единице $\mu$:

$$\frac{\mu^2}{m^2} = \frac{p}{1},$$

откуда

$$\mu = m\sqrt{p}. \qquad (6.20)$$

Если $l_1, l_2, ..., l_n$ — результаты неравноточных измерений какой-либо величины с весами, соответственно — $p_1, p_2, ..., p_n$ и погрешностями $\Delta_1, \Delta_2, ..., \Delta_n$, то из формулы (6.20) следует, что средняя квадратическая погрешность единицы веса в $\sqrt{p}$ раз больше средней квадратической погрешности измерения, вес которого равен $p$.

На основании соотношения (6.20) можно привести ряд погрешностей неравноточных измерений к ряду погрешностей одинакового веса, равного единице: $\Delta_1\sqrt{p_1}, \Delta_2\sqrt{p_2}, ..., \Delta_n\sqrt{p_n}$. Естественно, что этот ряд обладает всеми свойствами случайных равноточных погрешностей, поэтому, заменив абсолютные погрешности $\Delta$ на уклонения $v$ к нему можно применить уравнение Бесселя (6.7):

$$\mu = \sqrt{\frac{[pv^2]}{n-1}}, \qquad (6.21)$$

где $v$ — уклонения результатов отдельных измерений от общего арифметического среднего.

Если обозначить общее арифметическое среднее через $M_0$, вес которого равен $[p]$, то на основании соотношения (6.20) можно записать:

$$\frac{\mu^2}{M_0^2} = \frac{[p]}{1},$$

откуда окончательно получим

$$M_0 = \frac{\mu}{\sqrt{[p]}}, \tag{6.22}$$

т. е. средняя квадратическая погрешность общего арифметического среднего равна отношению средней квадратической погрешности неравноточных измерений одинакового веса, равного единице, к корню квадратному из веса общего арифметического среднего.

## 6.8. ПРИНЦИПЫ ОЦЕНКИ ТОЧНОСТИ ГЕОДЕЗИЧЕСКИХ РАБОТ

Точность геодезических работ в строительстве регламентирована Строительными нормами и правилами (СНиП 3.01.03—84. Геодезические работы в строительстве), согласно которым:

- геодезические работы в строительстве следует выполнять в объеме и с точностью, обеспечивающей при размещении и возведении объектов строительства соответствие геометрических параметров проектной документации, техническим условиям, требованиям строительных норм и правил и государственных стандартов;
- геодезические работы в строительстве начинают с создания геодезической разбивочной основы, принципы построения которой несколько различны в зависимости от вида объекта строительства (дороги, мосты и путепроводы, тоннели, аэродромы, гидромелиоративные сооружения, гражданские и промышленные здания и т. д.). Точность создания геодезической разбивочной основы, как правило, принимают в два раза выше необходимой точности самих разбивочных работ;
- правильность выполнения работ при геодезическом сопровождении строительных процессов должна проверяться путем геодезических контрольных измерений, при которых можно проверять безошибочность и контролировать необходимую точность измерений;
- геодезический контроль точности геометрических параметров строящихся объектов заключается в: а) геодезической (инструментальной) проверке соответствия положения элементов объектов строительства проектным данным в процессе сооружения, монтажа и временного закрепления; б) исполнительных геодезических съемках элементов объекта по завершении строительства;
- в ходе приемо-сдаточных работ заказчик обязан проводить контрольные геодезические измерения для проверки соответствия основных элементов построенного объекта проектным данным и их отображения на исполнительных чертежах, предъявляемых подрядчиком.

# Глава 7. ПРИНЦИПЫ ОРГАНИЗАЦИИ И МЕТОДЫ ГЕОДЕЗИЧЕСКИХ РАБОТ

## 7.1. ПРИНЦИПЫ ОРГАНИЗАЦИИ ГЕОДЕЗИЧЕСКИХ РАБОТ

Для правильной организации геодезических работ необходимо знать цель работы, требуемую точность измерений, выбрать соответствующие приборы для производства измерительных работ и в соответствии с этим наметить технологию производства работ.

Чтобы свести к минимуму влияние неизбежных погрешностей измерений и не допустить их накопления, геодезические работы принято производить следуя обязательному принципу — *от общего к частному*.

Так, при производстве топографических съемок в ходе изысканий автомобильных дорог и мостовых переходов вначале осуществляют привязку к пунктам государственной геодезической сети, затем создают планово-высотное обоснование топографической съемки и лишь после этого приступают к съемкам подробностей местности.

Аналогичным образом, при строительстве мостов и путепроводов создают разбивочную сеть, определяют положение центров опор, затем осей на опорах и лишь после этого положение конструктивных элементов на ней и т. д.

С целью исключения грубых промахов и ошибок, все важнейшие этапы геодезических работ производят с обязательным контролем. *Ни шага вперед без контроля предыдущих измерений* — таков обязательный принцип организации геодезических работ.

Таким образом, правильная организация геодезических работ требует обязательного соблюдения двух основных принципов: а) *производства работ от общего к частному;* б) *контроля работ.*

Сочетание обоих принципов организации измерительного процесса обеспечивает высокую производительность труда и требуемое качество работ.

## 7.2. ПРОЦЕССЫ ПРОИЗВОДСТВА ГЕОДЕЗИЧЕСКИХ РАБОТ

*Геодезические работы* разделяют на полевые и камеральные. Полевые работы составляют измерительные процессы, а камеральный — вычислительный и графический процессы.

**1.** *Измерительные процессы* заключаются в производстве измерений на местности для получения топографических карт и их электронных аналогов, планов и цифровых моделей местности, для трассирования дорог, получения продольных и поперечных профилей, при геодезическом сопровождении строительных процессов и для решения других специаль-

ных задач в ходе изысканий, проектирования, строительства и эксплуатации инженерных сооружений.

Непосредственными объектами геодезических измерений являются: *углы* — горизонтальные и вертикальные и *расстояния* — наклонные, горизонтальные и вертикальные. Для производства этих измерений используют разнообразные геодезические приборы и системы. К ним относятся:

а) приборы для измерения длин линий (мерные ленты, рулетки, полевые курвиметры, дальномеры различных конструкций);

б) угломерные приборы (оптические теодолиты, номограммные и электронные тахеометры);

в) приборы для измерения вертикальных расстояний (нивелиры и рейки, номограммные и электронные тахеометры);

г) универсальные приборы для определения координат точек местности (электронные тахеометры, приемники и станции систем спутниковой навигации «GPS»);

д) приборы для дистанционного сбора информации о местности (аэрофотосъемочное оборудование, фототеодолитные комплекты).

Результаты полевых геодезических измерений заносят в специальные полевые журналы или фиксируют на магнитных носителях в электронном виде. Последнюю форму записи в настоящее время стали использовать как основную.

**2.** *Вычислительный процесс* заключается в математической обработке результатов полевых измерений. Геодезические вычисления производят по определенным схемам и программам. Рационально составленные расчетные схемы и программы позволяют вести вычисления в строгой последовательности, быстро находить искомые результаты и систематически осуществлять контроль правильности вычислений.

Вычисления в полевых условиях осуществляют, как правило, с использованием микрокалькуляторов, а в камеральных — на персональных компьютерах.

## 7.3. ВИДЫ ТОПОГРАФИЧЕСКИХ СЪЕМОК

*Топографической съемкой* называют комплекс полевых и камеральных работ по определению взаимного планово-высотного расположения характерных точек местности, выполняемых с целью получения топографических карт и планов, а также их электронных аналогов — электронных карт (ЭК) и цифровых моделей местности (ЦММ).

Если съемку выполняют только для получения плана местности без изображения рельефа, то такую съемку называют *ситуационной* или *горизонтальной.*

Если в результате съемки должны быть получены план и цифровая модель местности или карта с изображением рельефа, то такую съемку называют *топографической.*

В зависимости от основного используемого прибора различают несколько видов съемок.

*Теодолитная съемка* выполняется с помощью теодолита и мерных приборов. В современных условиях в качестве мерных приборов используют светодальномеры. Поэтому теодолитную съемку удобнее всего производить теодолитом со светодальномерной насадкой или электронным тахеометром. Теодолитные съемки используют для создания ситуационных планов и карт масштаба 1:2000, 1:5000 и 1:10 000. Ее широко используют для съемки полосы вдоль трассы автомобильных дорог, для съемки долины реки при изысканиях мостовых переходов.

*Тахеометрическая съемка* выполняется с помощью теодолитов и тахеометров (номограммных или электронных). Особенно эффективной тахеометрическая съемка оказывается при использовании в качестве основного прибора электронных тахеометров. В настоящее время это один из основных методов съемки подробностей и рельефа местности. Служит для получения топографических планов и цифровых моделей местности (ЦММ) масштабов 1:500, 1:1000 и 1:2000 при изысканиях инженерных сооружений (дорог, мостовых переходов, развязок движения, гидромелиоративных систем и т. д.). Достоинствами тахеометрической съемки является возможность автоматизации процесса сбора и регистрации данных с последующим широким использованием средств автоматизации и вычислительной техники для обработки данных и подготовки топографических планов и ЦММ.

*Мензульная съемка* осуществляется с использованием двух приборов: мензулы и кипрегеля, с помощью которых непосредственно на местности получают топографический план. Это устаревший вид топографической съемки, который несмотря на одно явное достоинство, связанное с возможностью непосредственного контроля качества производимых работ, страдает существенными недостатками, такими как: выполнение всего комплекса работ в полевых условиях, невозможность использования средств автоматизации и вычислительной техники для сбора, регистрации и обработки данных, проблемы с подготовкой топографических планов на графопостроителях и с подготовкой ЦММ. В настоящее время уже практически не используется.

*Нивелирование поверхности* по квадратам с помощью нивелира и землемерной ленты для получения топографических планов и ЦММ. Нивелирование поверхности особенно эффективно при использовании регистрирующих (электронных) нивелиров. Поскольку съемку осуществляют горизонтальным лучом визирования нивелира, то область ее при-

менения ограничена равнинными участками местности. Именно по этой причине последняя находит применение при изысканиях аэродромов. Кроме того, результаты съемки нивелированием по квадратам являются готовой ЦММ в узлах правильных прямоугольных сеток.

*Фототеодолитная съемка* производится с помощью специального прибора — *фототеодолита*, который представляет собой комбинацию теодолита и высокоточной фотокамеры. При фотографировании участка местности с двух точек базиса можно получить стереоскопическую модель местности, при камеральной обработке которой можно подготовить топографический план в горизонталях и ЦММ. Это один из наиболее перспективных видов топографических съемок, требующий минимальных затрат труда в полевых условиях, с перенесением основного объема работы по получению исходной информации о местности в камеральные условия с максимальным привлечением средств автоматизации и вычислительной техники. Фототеодолитная съемка — это дистанционная топографическая съемка, использование которой оказывается особенно эффективным в открытой пересеченной и горной местности, а также при обследовании существующих инженерных сооружений.

*Аэрофотосъемка* производится с помощью специальных высокоточных фотокамер — аэрофотокамер АФА, устанавливаемых на летательных аппаратах или искусственных спутниках Земли. В отличие от фототеодолитной съемки, где луч фотографирования практически горизонтален, аэрофотосъемка производится при практически отвесном луче фотографирования. Получаемые стереоскопические модели местности легко поддаются обработке в камеральных условиях с широким привлечением средств автоматизации и вычислительной техники. Аэрофотосъемка, позволяющая с минимальными затратами труда в поле готовить в камеральных условиях топографические планы и ЦММ, чрезвычайно эффективна и находит широкое применение в практике изысканий инженерных объектов.

Развитие методов электронного фотографирования и автоматизированной обработки электронных фотографий приведет в будущем к еще более широкому применению этого современного вида топографических съемок.

*Комбинированная съемка* представляет собой сочетание аэросъемки и одного из видов наземных топографических съемок. Эффективна в районах со слабовыраженным рельефом, когда ситуационные особенности местности устанавливают по аэрофотоснимкам, а рельеф — по материалам одного из видов наземных топографических съемок.

*Наземно-космическая* — один из самых перспективных видов топографических съемок, основанный на использовании *систем спутниковой навигации* «GPS» (Global Positioning System). В этой системе специальные искусственные спутники Земли используют в качестве точно координированных подвижных точек отсчета, по положению которых определяют трехмерные координаты характерных точек местности наземным методом с помощью приемников спутниковой навигации «GPS». Очевидно в ближайшем будущем наземно-космическая съемка вытеснит многие традиционные виды наземных топографических съемок.

Любые виды топографических съемок требуют создания *планово-высотного съемочного обоснования.* Принцип «*от общего к частному*» в полной мере реализуется при выполнении любых видов топографических съемок: создание планово-высотного съемочного обоснования, съемка подробностей местности, подготовка топографического плана и ЦММ.

## 7.4. ВИДЫ НИВЕЛИРОВАНИЯ

Измерения, производимые для определения высот точек местности или их разностей (превышений), называют *нивелированием.*

В зависимости от того, какими методами определяются высоты точек местности или превышения между ними, различают следующие виды нивелирования: *геометрическое, тригонометрическое, физическое, механическое, стереофотограмметрическое и наземно-космическое.*

*Геометрическое нивелирование* — это один из наиболее распространенных методов нивелирования, основанный на использовании горизонтального луча визирования геодезического прибора — *нивелира.*

*Тригонометрическое нивелирование* основано на использовании наклонного луча визирования *теодолита* или *тахеометра.* Тригонометрическое нивелирование в настоящее время широко используют в практике изысканий, проектирования, строительства и эксплуатации инженерных объектов. Особенно часто его используют при выполнении тахеометрических съемок местности.

*Физическое нивелирование* позволяет определять высоты точек местности или превышения между ними в результате использования различных физических явлений и процессов, при этом различают:

*барометрическое нивелирование*, основанное на использовании свойства уменьшения атмосферного давления с увеличением высоты точки. В связи с невысокой точностью определения высот точек и превышений по разности атмосферного давления в инженерном деле барометрическое нивелирование практически не используют;

*гидростатическое нивелирование* основано на использовании законов равновесия жидкости в сообщающихся сосудах. Находит примене-

ние как один из способов передачи высот через водные преграды (например, при изысканиях паромных переправ, мостовых переходов и т. д.);

*радиолокационное нивелирование*, в котором используют скорость распространения прямых и отраженных электромагнитных волн от источника радиоизлучения до исследуемой точки местности и обратно, находит широкое применение при выполнении аэрофотосъемок для определения с помощью радиовысотомера высоты полета летательного аппарата, с которого осуществляется аэрофотосъемка;

*механическое нивелирование* осуществляют с помощью механических или электромеханических приборов, автоматически фиксирующих продольный профиль местности по линии, вдоль которой этот прибор перемещается. Иногда используют при съемке продольного профиля существующих автомобильных дорог;

*стереофотограмметрическое нивелирование* производят по парам снимков одной и той же местности, снятых с разных точек, с использованием стереофотограмметрических приборов различных конструкций или персонального компьютера. Один из наиболее перспективных и широко используемых видов нивелирования;

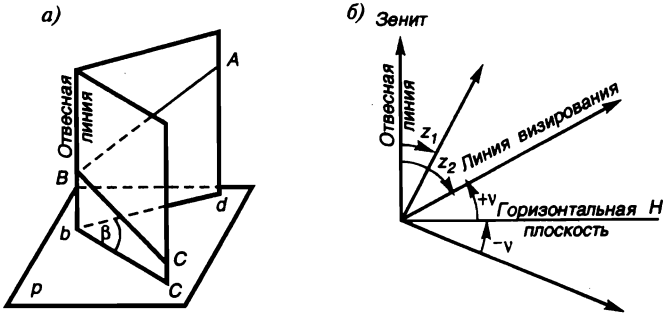
*наземно-космическое нивелирование* основано на использовании систем и приборов спутниковой навигации («GPS»). Приборы спутниковой навигации позволяют практически мгновенно определять координаты точек местности (в том числе и высоты). Наземно-космическое нивелирование в настоящее время является одним из наиболее эффективных и перспективных.

# Глава 8. ИЗМЕРЕНИЕ ГОРИЗОНТАЛЬНЫХ И ВЕРТИКАЛЬНЫХ УГЛОВ

## 8.1. ПРИНЦИПЫ ИЗМЕРЕНИЯ ГОРИЗОНТАЛЬНЫХ И ВЕРТИКАЛЬНЫХ УГЛОВ

Измерения горизонтальных и вертикальных углов необходимы при создании разбивочных сетей, прокладке теодолитных ходов, трассировании дорог, каналов и других линейных объектов, создании планово-высотного обоснования топографических съемок, привязке к пунктам государственной геодезической сети, выполнении тахеометрических съемок и решении ряда других задач инженерной геодезии.

*Горизонтальным углом* $\beta$ называют двугранный угол, ребро которого образовано отвесной линией, проходящей через данную точку (рис. 8.1, *а*).




Р и с. 8.1. Схемы измерения углов:
*а* — горизонтального; *б* — вертикального

Из определения следует, что если на местности требуется измерить горизонтальный угол между наклонными направлениями *BA* и *BC*, то речь идет об определении угла β между проекциями этих направлений на горизонтальную плоскость *P*.

Для измерения горизонтальных углов используют различные приборы, но наиболее часто используют современные оптические теодолиты и тахеометры (номограммные и электронные).

*Вертикальным углом (или углом наклона)* ν называют угол, лежащий в вертикальной плоскости, проходящей через заданное направление и его проекцию на горизонтальную плоскость (рис. 8.1, *б*)

*Зенитным расстоянием z* называют вертикальный угол между отвесной линией и заданным направлением (см. рис. 8.1, *б*).

Для измерения углов наклона у оптических теодолитов имеются вертикальные оцифрованные круги — *лимбы*, наглухо соединенные со зрительной трубой, и отсчетные устройства — *алидады*, позволяющие определять величины углов наклона с высокой точностью. Конструкция электронных тахеометров обычно позволяет измерять вместо углов наклона зенитные расстояния.

Основным условием правильного измерения горизонтальных и вертикальных углов теодолитом является его точная установка по отвесу либо оптическому центриру над вершиной угла и обеспечение в момент измерения горизонтального и вертикального положения соответствующих кругов теодолита.

## 8.2. ОПТИЧЕСКИЕ ТЕОДОЛИТЫ И ИХ ОСНОВНЫЕ ЧАСТИ

*Теодолит* — геодезический прибор, предназначенный для измерения горизонтальных и вертикальных углов, расстояний и углов ориентирования.

Теодолиты классифицируют по разным признакам: точности, конструктивным особенностям и назначению.

По точности измерения углов теодолиты подразделяют на *высокоточные*, со средней квадратической ошибкой измерения угла одним приемом до 1″, *точные* — 2-5″ и *технические* — 15—60″. В соответствии с этим теодолиты обозначают: Т05, Т1, Т2, Т5, Т15, Т30 и Т60. Основные характеристики теодолитов разной точности представлены в табл. 8.1.

Таблица 8.1

| Основные параметры | Типы теодолитов | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | Т1 | Т2 | Т5 | Т15 | Т30 | Т60 |
| Средняя квадратическая погрешность измерения угла одним приемом, не более: | | | | | | |
| горизонтального | 1″ | 2″ | 5″ | 15″ | 30″ | 60″ |
| вертикального | 1,5″ | 3″ | 12″ | 25″ | 45″ | — |
| Поле зрения трубы | $1^0$ | $1^0 30'$ | $1^0 30'$ | $1^0 30'$ | $2^0$ | $2^0$ |
| Увеличение зрительной трубы | $30^x$ $40^x$ | $25^x$ | $25^x$ | $25^x$ | $18^x$ | $15^x$ |
| Наименьшее расстояние визирования, м | 5 | 2 | 2 | 1,5 | 1,2 | 1 |
| Масса теодолита не более, кг | 11,0 | 5,0 | 4,5 | 3,5 | 2,5 | 2,0 |

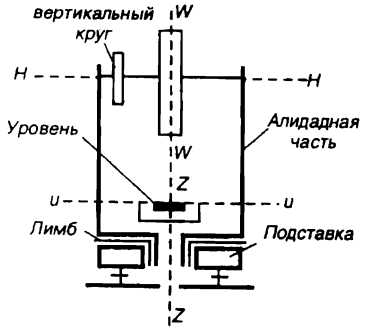
В настоящее время отечественная промышленность выпускает теодолиты со стеклянными кругами и их называют *оптическими*.

Теодолиты изготовляют в геодезическом и маркшейдерском исполнении (для строительства подземных сооружений). В последнем случае их обозначают дополнительной буквой М, например, Т15М, Т30М. Эти теодолиты приспособлены для работы в шахтах и тоннелях. Для этого они имеют электрическую подсветку отсчетного микроскопа во взрывобезопасном исполнении. Предусмотрена повышенная защита от пыли, а сама конструкция теодолита обеспечивает работу на консолях (вместо штатива) и в перевернутом положении.

Современные теодолиты часто выпускают с компенсаторами, заменяющими цилиндрический уровень при вертикальном круге. В этом случае к обозначению марки теодолита добавляют букву К, например, Т5К, Т15К.

Если оптика зрительной трубы прибора обеспечивает прямое изображение, то к обозначению марки прибора добавляют букву П, например, Т15КП.

И наконец, при производстве усовершенствованных конструкций приборов к марке базовой модели добавляют соответствующую цифру, например, 2Т5К, 2Т30, 2Т30П, 4Т30П.



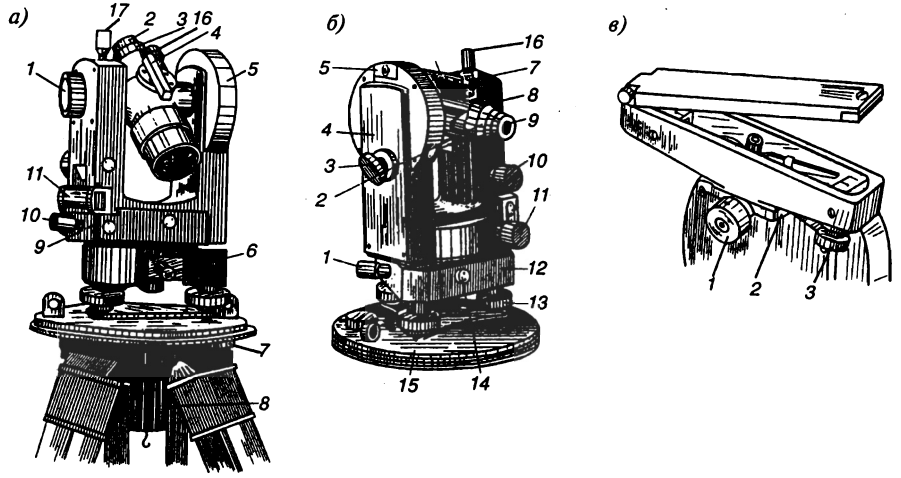

Р и с. 8.2. Принципиальная схема теодолита

На рис. 8.2 представлена принципиальная схема теодолита и его основные оси: *ZZ* и *HH* — соответственно вертикальная и горизонтальная оси прибора; *uu* — ось цилиндрического уровня горизонтального круга; *WW* — визирная ось зрительной трубы. Взаимное расположение этих осей теодолита строго определено: $uu \perp ZZ$; $WW \perp HH$; $HH \perp ZZ$.

Оптические теодолиты получили широкое распространение в практике изысканий, проектирования и строительства инженерных объектов.

На рис. 8.3 представлен весьма популярный у изыскателей и строителей малогабаритный прибор 2Т30П — теодолит технический, повторительный с односторонней системой отсчета и прямым изображением.

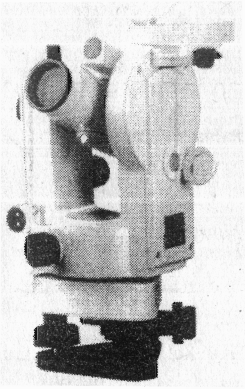
Корпус зрительной трубы *б* жестко соединен со своей горизонтальной осью. Зрительная труба может переводиться через зенит, имеет уве-




Р и с. 8.3. Технический теодолит 2Т30П:

*а* — вид спереди: *1* — фокусирующий винт; *2* — цилиндрический уровень горизонтального круга; *3* — закрепительный винт алидады горизонтального круга; *4* — закрепительный винт лимба; *5* — закрепительный винт трубы; *6* — зрительная труба; *7* — кронштейн буссоли; *8* — вертикальный круг; *9* — объектив; *10* — оптический визир; *11* — горизонтальный круг; *12* — наводящий винт лимба; *13* — крышка футляра; *14* — подъемный винт; *15* — становой винт; *16* — микроскоп отсчетного устройства; *б* — вид сзади: *17* — окуляр; *18* — наводящий винт вертикального круга; *19* — наводящий винт алидады горизонтального круга; *20* — подставка с подъемными винтами; *21* — цилиндрический уровень при трубе; *в* — ориентир-буссоль: *1* — закрепительный винт; *2* — кронштейн; *3* — винт арретира

личение $20^{x}$. Теодолит имеет один цилиндрический уровень *2* при горизонтальном круге с ценой деления 45″, уровень при трубе и ориентир-буссоль (рис. 8.3, *в*). Цилиндрический уровень при трубе *21* используют лишь в том случае, когда требуется выполнить нивелирование горизонтальным лучом визирования. С помощью ориентир-буссоли определяют магнитные азимуты направлений.



Р и с. 8.4. Технический теодолит 4Т30П

Вертикальный круг *8* жестко соединен с горизонтальной осью и вращается вместе со зрительной трубой *6*. Подставка теодолита *20* прикреплена к крышке футляра *13*, поэтому по окончании работы футляр обычно надевают, прежде чем снять теодолит со штатива.

Лимб горизонтального круга оцифрован по часовой стрелке от 0 до 360° через 1°. Лимб вертикального круга оцифрован от 0 до 75° и от 0 до –75°, поэтому он имеет две части отсчетной шкалы — без знака (угол наклона повышения) и со знаком минус (угол наклона понижения). Цена деления лимбов, 10′, ошибка отсчета, не более 0,5′.

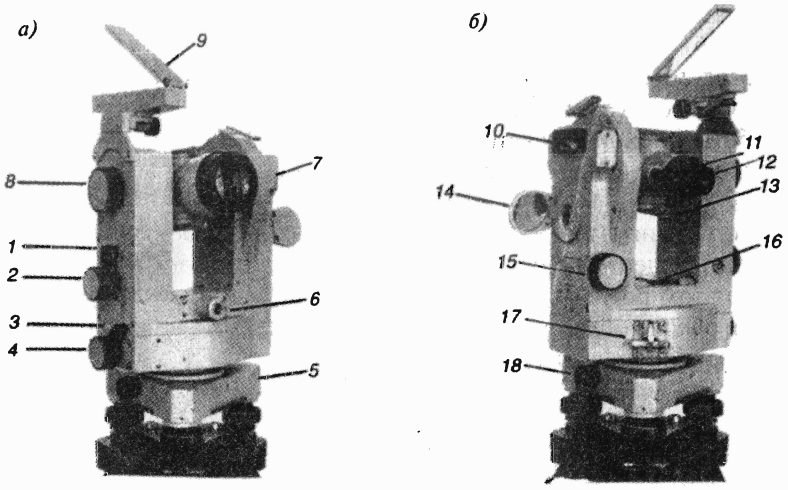
Освещение горизонтального круга осуществляется лучами, отражаемыми зеркалом подсветки *16*, которое может вращаться вокруг двух взаимно перпендикулярных осей.

В настоящее время отечественная промышленность выпускает усовершенствованную модификацию теодолита Т30 — прибор 4Т30П (рис. 8.4).

Более точным теодолитом технического класса является прибор Т15 (рис. 8.5), также применяемый в практике изысканий и строительства инженерных объектов.

Теодолит Т15 — технический, повторительный с односторонней системой отсчета по лимбам. Цена деления лимбов 1°, шкалы состоят из 60 делений, что соответствует 1′, точность отсчета микроскопа составляет 10″.

Теодолит снабжен оптическим центриром *6*, вмонтированным в алидадную часть, имеет один цилиндрический уровень горизонтального круга *16* и цилиндрический уровень алидады вертикального круга *10*. Перед взятием отсчета по вертикальному кругу пузырек уровня алидады вертикального круга выводят в ноль-пункт с помощью установочного винта алидады *15*. Модифицированный прибор Т15КП имеет прямое изображение в поле зрения трубы и вместо цилиндрического уровня—компенсатор вертикального круга, обеспечивающий автоматическое приведение отсчетного устройства в исходное положение.




Р и с. 8.5. Технический теодолит Т15:

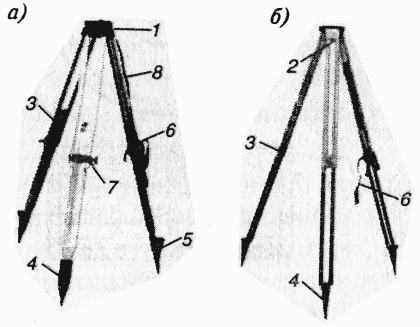
*а* — вид справа: *1* — закрепительное устройство трубы; *2* — наводящий винт трубы; *3* — закрепительное устройство алидады горизонтального круга; *4* — наводящий винт алидады горизонтального круга; *5* — подставка с подъемными винтами; *6* — оптический центрир; *7* — объектив; *8* — фокусирующий винт; *9* — буссоль; *б* — вид слева: *10* — цилиндрический уровень при алидаде вертикального круга; *11* — микроскоп отсчетного устройства; *12* — окуляр; *13* — оптический визир; *14* — зеркало подсветки; *15* — установочный винт алидады вертикального круга; *16* — цилиндрический уровень горизонтального круга; *17* — фиксатор лимба горизонтального круга; *18* — закрепительный винт подставки прибора

При создании разбивочных сетей ответственных инженерных сооружений (мосты, путепроводы, тоннели и т. д.) используют точные и высокоточные теодолиты, например, 3Т5КП, 3Т2КП и т. д.

Точные теодолиты используют также для измерения углов триангуляции и полигонометрии 3 и 4 классов, для астрономических наблюдений, монтажа конструкций и других инженерных работ.

Перед началом работ теодолит устанавливают на штатив, центрируют над точкой и с помощью подъемных винтов приводят его в рабочее положение (т. е. приводят ось вращения прибора в отвесное положение).

Для установки теодолитов применяют раздвижные *штативы*: деревянные раздвижные




Р и с. 8.6. Штативы:

*а* — деревянный; *б* — металлический: *1* — головка штатива; *2* — становой винт; *3* — ножка; *4* — наконечник; *5* — упор; *6* — ремень; *7* — зажимное устройство; *8* — плечевой ремень

ШР-140, ШР-160 (рис. 8.6, *а*) либо раздвижные металлические ШРМ-140 (рис. 8.6, *б*).

Деревянные массивные штативы обычно используют для установки точных и высокоточных теодолитов Т5, Т2 и Т1 с массой от 4,5 до 11,0 кг. Для работы с техническими теодолитами Т60, Т30 и Т15 с массой от 2,0 до 3,5 кг обычно используют соответственно более легкие металлические штативы.

Конструкция штативов для геодезических приборов обеспечивает устойчивость и неизменность положения устанавливаемых на них приборов. При этом после закрепления штатив сопротивляется крутящим моментам и обеспечивает устойчивость и неизменность положения геодезических приборов с массой до 20 кг.

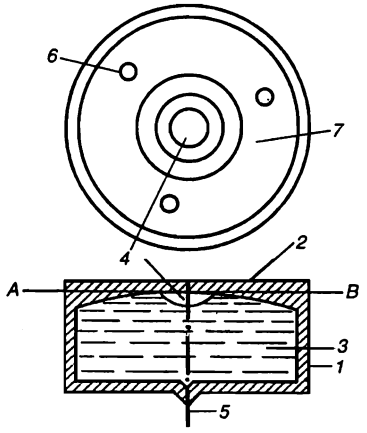
## 8.3. УРОВНИ

*Уровни* служат для приведения геодезических приборов или отдельных их частей в горизонтальное или вертикальное положение.

По форме, конструктивным особенностям и точности различают уровни: круглые, цилиндрические и контактные.

*Круглые уровни* (рис. 8.7) служат для быстрой приближенной установки оси вращения прибора в отвесное (рабочее) положение.

Внутренняя поверхность стеклянной крышки *2* имеет сферическое очертание, а коробка *1* заполнена серным эфиром или винным спиртом *3*. Ось круглого уровня *5* нормальна к внутренней сферической поверхности круглого уровня в центральной ее точке. Коробка круглого уровня прижимается к опорной пружинящей пластине тремя юстировочными винтами *6*. Когда пузырек находится в центре, ось круглого уровня вертикальна.

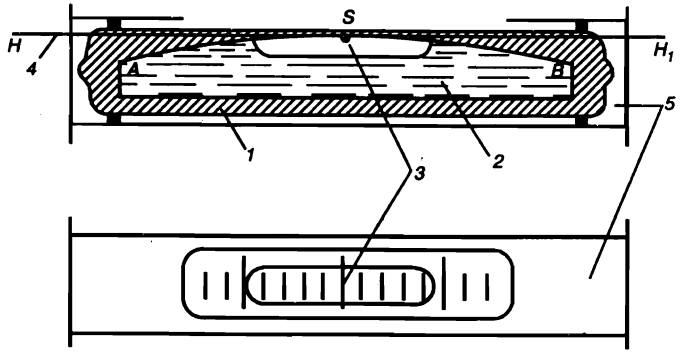



Р и с. 8.7. Круглый уровень:

*1* — коробка; *2* — стеклянная крышка; *3* — заполняющая жидкость; *4* — пузырек; *5* — ось круглого уровня; *6* — юстировочные винты; *7* — концентрические круговые деления; *S* — ноль-пункт

Круглые уровни просты и удобны в работе (обеспечивают быструю установку прибора в рабочее положение, позволяя работать сразу тремя подъемными винтами), однако точность их невысока.

Более точные *цилиндрические уровни* (рис. 8.8) состоят из ампулы *1*, запол-



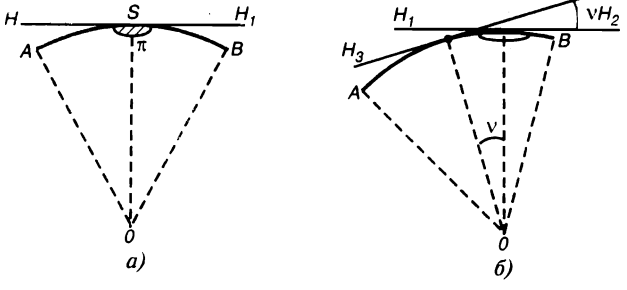

Р и с. 8.8. Цилиндрический уровень:

*1* — ампула; *2* — заполняющая жидкость; *3* — пузырек; *4* — ось цилиндрического уровня; *5* — оправа; *S* — ноль-пункт

ненной серным эфиром или винным спиртом *2*, оправы *5* и юстировочного приспособления.

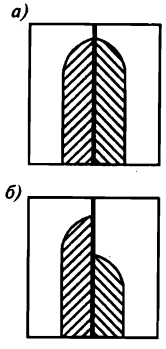
Внутренняя поверхность цилиндрического уровня в вертикальном разрезе имеет вид дуги *AB* с радиусом от 3,5 до 200 м. При этом чем больше радиус дуги *AB*, тем более чувствителен уровень. На наружной поверхности ампулы нанесена шкала, представленная штриховыми делениями, проведенными через 2 мм. Середину шкалы называют *ноль-пунктом S*. Касательная $HH_1$, проведенная к внутренней поверхности ампулы в ноль-пункте *S*, является осью цилиндрического уровня *4*. При положении пузырька в ноль-пункте ось цилиндрического уровня горизонтальна.

Угол наклона оси цилиндрического уровня при смещении пузырька на одно деление называют *ценой деления уровня* μ″ (рис. 8.9).




Р и с. 8.9. Схема к определению цены деления уровня:

*а* — ось горизонтальна; *б* — ось при смещении пузырька на *n* делений




Р и с. 8.10. Контактный уровень:

*а* — ось горизонтальна; *б* — ось не горизонтальна

Если пузырек уровня сместить на $n$ делений, то ось уровня наклонится на угол $\nu$, тогда цена деления уровня определится как:

$$\mu'' = \frac{\nu}{n}.$$

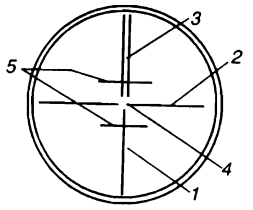
Чем меньше цена деления уровня $\mu''$, тем выше его точность.

*Контактные уровни* (рис. 8.10) более удобны в работе и в несколько раз повышают точность установки прибора.

Контактные уровни устроены таким образом, что через систему призм изображения противоположных концов пузырька цилиндрического уровня передается в поле зрения наблюдателя. При совмещении (контакте) концов пузырька уровня ось его становится горизонтальной.

## 8.4. ПОЛЕ ЗРЕНИЯ ТРУБЫ ОПТИЧЕСКОГО ТЕОДОЛИТА

Изображение сетки нитей в поле зрения трубы оптического теодолита представлено на рис. 8.11. Сетка нитей находится на стеклянной пластинке сеточной диафрагмы, размещаемой внутри зрительной трубы в окулярном колене вблизи переднего фокуса окуляра. Поскольку визирование трубы при работе с прибором всегда осуществляют на конкретную точку местности или предмета, в поле зрения трубы должна быть некоторая характерная точка, по которой производят наводку трубы на предмет. Такой точкой в поле зрения трубы является *перекрестье нитей 4*, расположенное на воображаемом пересечении горизонтального *2* и вертикального *1* штрихов сетки нитей.




Р и с. 8.11. Сетка нитей зрительной трубы:
*1* — вертикальный штрих; *2* — горизонтальный штрих; *3* — биссектор; *4* — перекрестье нитей; *5* — штрихи нитяного дальномера

Воображаемую линию, проходящую через перекрестье нитей и центр объектива, называют *визирной осью трубы*.

Дальномерные штрихи *5* служат для измерения расстояний до характерных точек местности, в которых устанавливают специальные тахеометрические рейки с сантиметровыми делениями.

Два параллельных вертикальных штриха *3*, называемые *биссектором*, служат для точного наведения на веху при производстве угловых измерений, размещая изображение вехи между штрихами биссектора. Такое наведение оказывается более точным, чем при использовании одного вертикального штриха.

С помощью фокусирующего винта теодолита добиваются совмещения плоскости изображения предмета с плоскостью сетки нитей. При этом перекрестье нитей не должно сходить с изображения предмета при перемещении глаза наблюдателя относительно окуляра зрительной трубы. Если такое смещение все же происходит, то это связано с несовпадением плоскости изображения предмета и плоскости сетки нитей, называемым *параллаксом*. Параллакс легко устраняют небольшим поворотом фокусирующего винта прибора.

Полную установку трубы для наблюдения осуществляют *«по глазу»* и *«по предмету»*. Для этого перед началом работы устанавливают трубу по глазу, вращая диоптрийное кольцо окуляра и добиваясь резкого изображения сетки нитей в поле зрения трубы. Затем, наведя трубу на измеряемый предмет, вращением фокусирующего винта устанавливают ее на резкость по предмету и в случае необходимости устраняют параллакс.

## 8.5. ОТСЧЕТНЫЕ УСТРОЙСТВА

*Отсчетные устройства* предназначены для считывания отсчетов по вертикальному и горизонтальному лимбам теодолита. Различают отсчетные устройства:

верньерного типа, применяемые в устаревших приборах с металлическими кругами, типа ТТ-50, ТТ-5 (в настоящее время промышленностью не выпускаются);

штриховые микроскопы, которые использовались в оптических теодолитах первых выпусков, типа ТОМ, Т30;

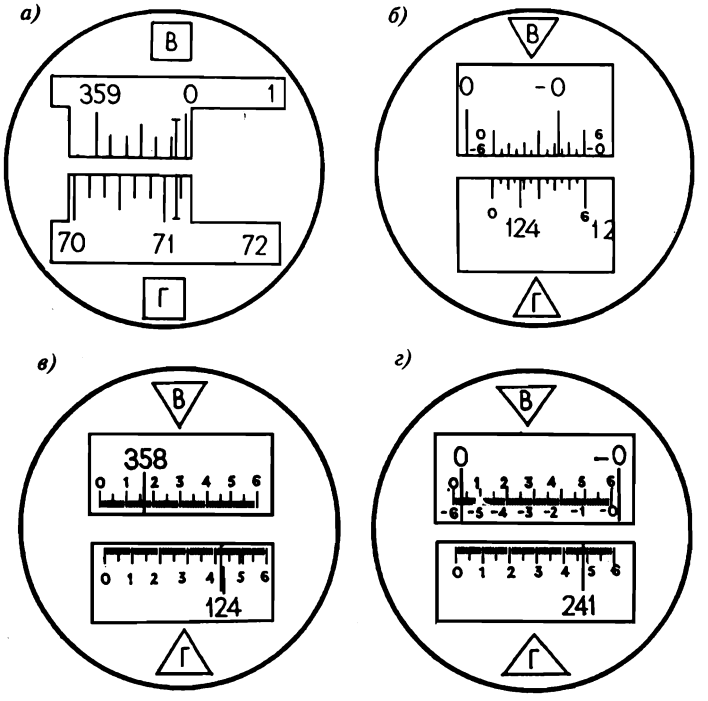
шкаловые микроскопы которые применяют в современных оптических теодолитах технического класса, типа 2Т30, 2Т30П, 4Т30П;

оптические микроскопы в точных теодолитах, типа Т2;

микроскопы-микрометры в высокоточных теодолитах, типа Т1 и астрономических угломерных приборах.

В *штриховом микроскопе* индекс в виде штриха фиксирует значение угла в градусах по вертикальному и горизонтальному кругам. Получаемое изображение шкал лимбов, совмещенных со штрихом, передается с помощью системы призм в микроскоп, где и производится отсчет (рис. 8.12, *а*).

У штриховых микроскопов цена деления лимбов равна 10′, поэтому отсчет делают с точностью до 1′, оценивая десятые доли деления лимба на глаз.




Р и с. 8.12. Поле зрения штриховых и шкаловых микроскопов:

*а* — штриховой микроскоп теодолита Т30: отсчет по вертикальному кругу: $В = 359°53'$; отсчет по горизонтальному кругу: $Г = 71°07'$; *б* — шкаловой микроскоп теодолита 2Т30, 2Т30П, 4Т30П: отсчет по вертикальному кругу: $В = -0°17'$; отсчет по горизонтальному кругу: $Г = 124°18'$; *в* — шкаловой микроскоп теодолита Т15: отсчет по вертикальному кругу. $В = 358°16'$; отсчет по горизонтальному кругу: $Г = 124°42'$; *г* — шкаловой микроскоп теодолита Т15К: отсчет по вертикальному кругу: $В = 0°03'$; отсчет по горизонтальному кругу: $Г = 241°47'$

*Шкаловой микроскоп* в отличие от штрихового имеет отсчетную шкалу (вместо штриха), нанесенную на стеклянную пластинку (рис. 8.12, *б—г*). Изображение шкалы совмещается с лимбами вертикального и горизонтального кругов, при этом линия шкалы равна цене одного деления лимба. Шкаловые отсчетные устройства вертикальных кругов теодолитов 2Т30, 2Т30П, 4Т30П, Т15К и 4Т15П имеют две части отсчетного устройства: без знака минус (для положительных углов — углов повышения) и со знаком минус (для отрицательных углов — углов понижения). Если в поле зрения микроскопа перед цифрой градусов стоит минус, то считывание минут ведут по шкале от –0 до –6 (справа налево), как это показано на рис. 8.12, *б*. При положительном значении цифры градуса, считывание ведут по шкале от 0 до 6 (слева направо), как это показано на рис. 8.12, *г*.

## 8.6. ПОВЕРКИ И ЮСТИРОВКА ТЕОДОЛИТА

Перед началом производства полевых работ с использованием теодолита осуществляют контроль следующих условий (выполняют поверки):

1. *Штатив и подставка теодолита должны быть устойчивы, а прибор закреплен становым винтом на штативе.*

Для поверки устанавливают прибор на штативе и визируют на какую-либо четко обозначенную точку местности. Взяв рукой подставку теодолита, пытаются слегка повернуть теодолит из стороны в сторону, каждый раз следя за положением перекрестья нитей относительно точки наблюдения. Если положение наблюдаемой точки относительно перекрестья нитей остается неизменным, то условие выполнено. Если точка сходит с перекрестья нитей, то выполняют следующие действия:

а) проверяют надежность крепления прибора к головке штатива становым винтом. При этом необходимо следить, чтобы, с одной стороны, прибор был надежно прикреплен к головке становым винтом и, с другой — чтобы становой винт не был *перетянут*, так как в этом случае будет иметь место тугое вращение подъемных винтов и винтовые устройства последних быстро выйдут из строя;

б) проверяют и в случае необходимости подтягивают крепежные винты шарниров головки штатива и наконечников ножек;

в) проверяют устойчивость подъемных винтов относительно подставки прибора и при необходимости устраняют люфт винтовых устройств подъемных винтов. Эту операцию целесообразно делать в мастерской.

2. *Ось цилиндрического уровня горизонтального круга должна быть перпендикулярна оси вращения теодолита, т. е.* $ZZ \perp uu$.

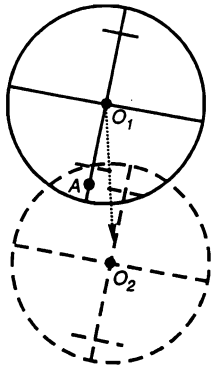
Для поверки этого условия приводят прибор в рабочее положение и поворачивают алидаду таким образом, чтобы цилиндрический уровень разместился приблизительно параллельно двум подъемным винтам, затем вращением последних точно выводят пузырек уровня в ноль-пункт. Развернув алидаду на 180°, проверяют положение пузырька уровня. Если пузырек остался в ноль-пункте, то условие выполнено. Если пузырек уровня сместился более чем на одно деление, то необходима юстировка. Для этого исправительными винтами цилиндрического уровня возвращают пузырек по направлению к ноль-пункту на половину дуги его смещения, а затем подъемными винтами выводят его в ноль-пункт. Поверку повторяют.

3. *Вертикальный штрих сетки нитей должен быть перпендикулярен оси вращения трубы.*

Для выполнения этой поверки наводят перекрестье нитей на какую-либо четко обозначенную точку местности $A$. Действуя наводящим

винтом трубы, перемещают ее, следя за положением наблюдаемой точки относительно вертикального штриха сетки нитей. Если точка осталась на вертикальном штрихе, то условие выполнено. Если наблюдаемая точка сошла с вертикального штриха (рис. 8.13), то необходимо делать юстировку. Для этого снимают защитный колпачок сетки нитей, ослабляют на пол-оборота четыре крепежных винта окуляра и поворачивают его до совмещения вертикального штриха с наблюдаемой точкой, после чего закрепляют окуляр и надевают защитный колпачок.

При этом следует иметь в виду, что если точка *A* сместилась влево от вертикального штриха, как это показано на рис. 8.13, то окулярную часть поворачивают против хода часовой стрелки, а если точка *A* сместилась вправо, то — по ходу часовой стрелки.



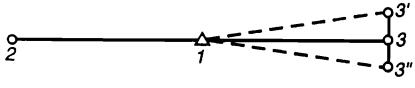

Р и с. 8.13. Поверка перпендикулярности вертикального штриха сетки нитей оси вращения трубы:

*A* — наблюдаемая точка; стрелкой показано направление перемещения окуляра при юстировке

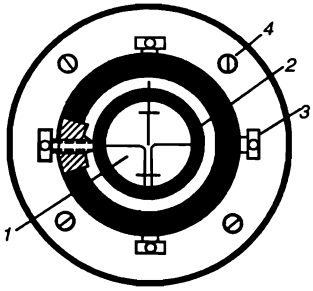
4. *Визирная ось должна быть перпендикулярна оси вращения зрительной трубы, т. е. $WW \perp HH$.*

Угол отклонения визирной оси от нормали к оси вращения трубы называют *коллимационной ошибкой.* Выполнение данного условия необходимо для того, чтобы при переводе зрительной трубы через зенит визирная ось описывала коллимационную плоскость, а не коническую поверхность. Для выполнения данной поверки устанавливают теодолит в точке *1* и наводят трубу на веху *2*. Переводят трубу через зенит и на расстоянии 100—150 м выставляют веху *3* (рис. 8.14).

Если коллимационная ошибка имеется, то веха займет положение *3′* в стороне от продолжения прямой *2-1*. Открепив алидаду, разворачивают прибор приблизительно на 180°, точно наводят на веху *2* (уже при другом положении круга) и, вновь переведя трубу через зенит, выставляют веху *3*. При наличии коллимационной ошибки веха займет положение *3″*. Если расстояние *3′-3″* превышает 6 см, необходимо сделать юстировку. Для этого веху устанавливают в середине между точками *3′* и *3″*, т. е. в точку *3*. После этого снимают защитный колпачок сетки нитей и, ослабив верхний исправительный винт (рис. 8.15), боковыми винтами добиваются совмещения вертикального штриха с изображением вехи, установленной в точке *3*, закрепляют сетку нитей и надевают защитный колпачок. Поверку повторяют.




Р и с. 8.14. Схема к определению коллимационной ошибки




Р и с. 8.15. Диафрагма сетки нитей:
*1* — сетка нитей; *2* — диафрагма; *3* — исправительные винты; *4* — крепежные винты окулярной части

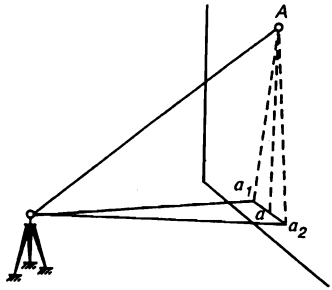



Рис. 8.16. Поверка перпендикулярности оси вращения трубы оси вращения прибора

При работе с исправительными винтами сетки нитей, чтобы не сорвать резьбу, следует помнить, что для перемещения сетки влево слегка вывинчивают левый исправительный винт и завинчивают правый. При перемещении сетки нитей вправо, слегка вывинчивают правый винт и завинчивают левый (рис. 8.15).

5. *Ось вращения зрительной трубы должна быть перпендикулярна оси вращения прибора.*

Выполнение данного условия необходимо для того, чтобы коллимационная плоскость после приведения прибора в рабочее положение была вертикальная.

Для поверки этого условия устанавливают прибор на расстоянии 10—20 м от стены здания и наводят на четко обозначенную высокую точку *A*. Открепив закрепительный винт, поворачивают трубу вниз и отмечают точку $a_1$ (рис. 8.16).

Затем переводят трубу через зенит, наводят ее на точку *A*, поворачивают вниз и отмечают точку $a_2$. Если обе точки совместились в одной точке *a*, то условие выполнено. Если нет, то прибор требует ремонта в специализированной мастерской либо должен быть заменен заводом-изготовителем на новый.

6. *Ось круглого уровня должна быть параллельна оси вращения прибора.*

Эту поверку необходимо производить только для точных и высокоточных теодолитов, а также электронных тахеометров, имеющих круглый уровень горизонтального круга. Эту поверку производят после выполнения поверки и юстировки цилиндрического уровня. Для этого с помощью цилиндрического уровня приводят прибор в рабочее положение и если пузырек круглого уровня оказался не в ноль-пункте, то исправительными винтами выводят его в ноль-пункт.

7. *Компенсатор вертикального круга теодолита должен обеспечивать неизменный отсчет по вертикальному кругу при отклонении оси вращения прибора от отвесной линии в пределах* $\pm 2'$.

Эту поверку выполняют только для теодолитов, имеющих компенсатор вертикального круга.

Исправление компенсатора производят только на заводе-изготовителе или в специализированной мастерской.

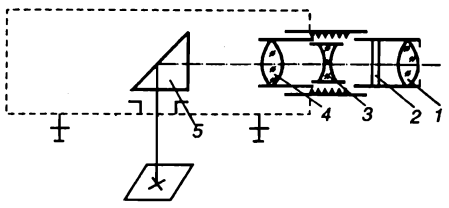
## 8.7. УСТАНОВКА ТЕОДОЛИТА В РАБОЧЕЕ ПОЛОЖЕНИЕ

*Установка теодолита в рабочее положение* включает в себя следующие действия: центрирование; приведение оси вращения прибора в отвесное положение; установка зрительной трубы и отсчетного микроскопа по глазу; ориентирование для наблюдения.

Перед началом производства измерительных работ устанавливают штатив, регулируют длину его ножек сообразно росту наблюдателя, на головку штатива устанавливают теодолит и закрепляют его становым винтом. Вращая подъемные винты теодолита, добиваются, чтобы они заняли среднее положение хода своих нарезок.

*Центрирование* — процесс установки вертикальной оси теодолита *ZZ* на одной отвесной линии с вершиной угла или съемочной точкой обоснования. Центрирование осуществляют с помощью нитяного отвеса или оптического центрира. Штатив с закрепленным на нем теодолитом устанавливают таким образом, чтобы отвес оказался приблизительно над точкой, наблюдая при этом за тем, чтобы плоскость головки штатива была близкой к горизонтальной. Нажимая ногой на упоры наконечников ножек штатива и вдавливая их в грунт, добиваются более точного центрирования прибора. И наконец, ослабив становой винт, перемещают теодолит по головке штатива, осуществляя таким образом окончательное центрирование с точностью порядка 5 мм, после чего вновь закрепляют становой винт.

Для повышения точности центрирования применяют оптические центриры, встроенные в подставку теодолита (см. рис. 8.5). Оптический центрир состоит (рис. 8.17) из окуляра *1*, сетки нитей *2*, фокусирующей линзы *3*, объектива *4* и призмы *5*, направляющей луч вниз под углом 90°.




Р и с. 8.17. Принципиальная схема оптического центрира

Оптические центриры позволяют устанавливать прибор с точностью порядка 0,5 мм.

*Приведение оси вращения прибора в отвесное положение* осуществляют по выверенному цилиндрическому уровню горизонтального круга. Для этого поворотом алидады размещают цилиндрический уровень приблизительно параллельно двум подъемным винтам и, одновременно вращая их в противоположных направлениях, выводят пузырек уровня на середину. Повернув алидаду ориентировочно на 90° по направлению третьего подъемного винта и действуя им, вновь выводят пузырек уровня на середину. Обычно эту операцию повторяют несколько раз до тех пор, пока пузырек уровня не будет сходить с ноль-пункта при всех положениях алидады вертикального круга.

*Установку зрительной трубы и микроскопа отсчетного устройства по глазу* обычно осуществляют один раз перед началом работы. Для этого, вращая диоптрийное кольцо окуляра, добиваются резкого изображения сетки нитей в поле зрения трубы. Аналогичным образом вращением диоптрийного кольца отсчетного микроскопа добиваются четкого изображения делений и оцифровки на лимбах вертикального и горизонтального кругов. Необходимую яркость изображения отсчетного микроскопа обеспечивают соответствующим разворотом зеркала подсветки.

*Ориентирование для наблюдения* заключается в приближенном наведении зрительной трубы на предмет с помощью оптического визира при открепленной алидаде (или лимбе), установке зрительной трубы по предмету вращением фокусирующего винта, точной наводке на предмет с помощью наводящего винта при закрепленной алидаде (или лимбе) и, если необходимо, в устранении параллакса сетки нитей.

## 8.8. ИЗМЕРЕНИЕ ГОРИЗОНТАЛЬНЫХ УГЛОВ И МАГНИТНЫХ АЗИМУТОВ НАПРАВЛЕНИЙ

После установки теодолита в рабочее положение приступают к измерению горизонтальных углов. Различают следующие основные способы измерения горизонтальных углов: приемов; совмещения нулей лимба и алидады; повторений.

*Способ приемов* состоит в измерении справа по ходу лежащего угла (рис. 8.18).

В целях исключения ошибки от эксцентриситета алидады и наклона оси вращения зрительной трубы измерения выполняют при двух положениях вертикального круга — при круге «лево» (КЛ) и круге «право» (КП).

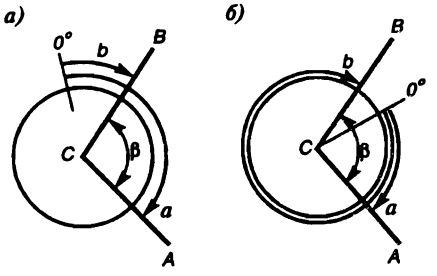
Для измерения угла *ABC* (рис. 8.18, *а*) закрепляют лимб и визируют трубу на заднюю точку *A*. Затем, закрепив алидаду, считывают по горизонтальному кругу отсчет *a*. Открепляют алидаду и визируют трубу на переднюю точку *B* и, закрепив алидаду, считывают передний отсчет *b*.

Одно такое измерение называют *полуприемом*. Искомый справа по ходу лежащий угол β определяют по правилу: отсчет назад *a* минус отсчет вперед *b*:

$$\beta = a - b. \qquad (8.1)$$

Если ноль лимба расположен внутри измеряемого угла (рис. 8.20, *б*), то к меньшему заднему отсчету следует прибавить 360°, тогда:

$$\beta = (a + 360°) - b. \qquad (8.2)$$




Р и с. 8.18. Схема измерения угла способом приемов:

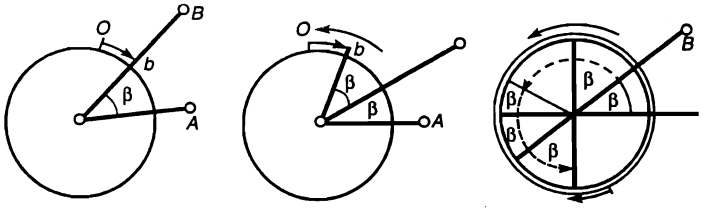
*а* — при размещении нуля лимба вне измеряемого угла; *б* — при размещении нуля лимба внутри измеряемого угла

Второй полуприем выполняют, переведя трубу через зенит, при положении «круг право» (КП) и при новом положении лимба, который смещают приблизительно на 90°. Два полуприема составляют *полный прием*. Расхождение результатов между двумя полуприемами не должно превышать удвоенной точности теодолита ± 2 t. Если расхождение допустимо, то в качестве окончательного результата берут среднее значение из результатов двух измерений. Во избежание появления ошибки, связанной с наклоном вех, визирование производят на нижнюю часть вехи или шпильки.

*Способ совмещения нулей лимба и алидады* используют, когда необходимо быстро оценить значение измеряемого угла. Совместив нули лимба и алидады, осуществляют точную наводку перекрестья нитей зрительной трубы на переднюю точку *B*. Закрепив лимб и открепив алидаду, визируют трубу на заднюю точку *A*. Отсчет по горизонтальному кругу непосредственно выразит значение измеряемого справа по ходу лежащего угла. Данный способ часто используют для быстрого контроля измерений.

*Способ повторений* применяют, когда угловые измерения нужно выполнить с точностью более высокой, чем точность используемого прибора. Суть способа повторений заключается в последовательном многократном откладывании на лимбе измеряемого угла β (рис. 8.19).

Направив визирную ось на переднюю точку *B*, берут начальный отсчет по горизонтальному кругу *b* и, открепив алидаду, визируют прибор на заднюю точку *A*, отложив тем самым первый угол β. Закрепив алидаду и открепив лимб, вновь наводят визирную ось на переднюю точку, затем, открепив алидаду, наводят визирную ось на заднюю точку, отложив тем самым на лимбе второй угол β, и т. д. *n* раз, после чего берут отсчет *a*.




Р и с. 8.19. Схема измерения угла способом повторений

Каждый раз в ходе измерений фиксируют переход через нулевой штрих лимба добавлением к конечному отсчету 360°. Тогда искомое значение измеряемого угла определится:

$$\beta = \frac{a + k360^\circ - b}{n}, \tag{8.3}$$

где $k$ — число переходов через нулевой штрих лимба.

В отдельных случаях такие измерения производят при двух кругах теодолита (КЛ и КП), принимая за окончательное среднее значение угла из двух, полученных в результате измерений.

*Измерение магнитного азимута направлений.* Магнитные азимуты направлений измеряют теодолитом при помощи ориентир-буссоли. Для этого ориентир-буссоль устанавливают в специальный паз, имеющийся на вертикальном круге теодолита (см. рис. 8.3, *б*), и закрепляют ее винтом, как это показано на рис. 8.3, *в*. Положение магнитной стрелки наблюдают в зеркале, которому придают нужный наклон (см. рис. 8.3, *в*). Магнитная стрелка показывает направление магнитного меридиана, от которого отсчитывают магнитный азимут или румб заданного направления.

Для измерения магнитного азимута направления, которое производят при основном положении круга теодолита, теодолит с ориентир-буссолью устанавливают над исходной точкой и приводят его в рабочее положение. Совмещают нулевые штрихи лимба и алидады, закрепляют алидаду, открепляют лимб и, освободив магнитную стрелку буссоли, ориентируют зрительную трубу на север. Закрепив лимб, его наводящим винтом добиваются точного совпадения северного конца магнитной стрелки с нулевым штрихом шкалы буссоли. При этом положении обеспечивается совпадение нулевых штрихов буссоли и лимба с северным направлением магнитного меридиана. Открепляют алидаду и ориентируют зрительную трубу теодолита на заданное направление. Затем берут отсчет по горизонтальному кругу, который соответствует искомому магнитному азимуту направления. В необходимых случаях измерения повторяют несколько раз.

## 8.9. ВЕРТИКАЛЬНЫЙ КРУГ ТЕОДОЛИТА. МЕСТО НУЛЯ. ИЗМЕРЕНИЕ УГЛОВ НАКЛОНА

Вертикальный круг теодолита служит для определения углов наклона линий $\nu$ или зенитных расстояний.

Угол наклона $\nu$ называют углом в вертикальной плоскости между горизонтальной линией и визирным лучом, направленным на наблюдаемую точку.

Зенитным расстоянием $z$ называют угол в вертикальной плоскости между отвесной линией и визирным лучом, направленным на наблюдаемую точку. Зенитное расстояние дополняет угол наклона до 90°:

$$z = 90° - \nu. \qquad (8.4)$$

Измерение вертикальных углов, так же как и горизонтальных, начинают с установки прибора в рабочее положение. Перед взятием отсчета по вертикальному кругу у теодолитов, имеющих уровень при алидаде вертикального круга, например, Т15 (см. рис. 8.5), ТН и т. д., пузырек уровня с помощью установочного винта алидады вертикального круга приводят в ноль-пункт и тем самым обеспечивают неизменность положения отсчетного устройства вертикального круга в момент взятия отсчетов.

У теодолитов, имеющих индекс К, например, Т15К, 2Т5К, 3Т5КП и т. д., отсчетное устройство вертикального круга приводится в исходное положение автоматически с помощью компенсатора. Принцип работы компенсатора основан на том, что под действием силы тяжести оптическая система, подвешенная на проволоках, стремится занять отвесное положение и тем самым устраняет погрешность установки теодолита, т. е. приводит отсчетное устройство вертикального круга теодолита всегда в одно и то же исходное положение.

Для получения величины угла наклона визирной оси по вертикальному кругу теодолита необходимо знать место нуля вертикального круга, обозначаемое символом *МО*, или место зенита, обозначаемое *МЗ*.

*Местом нуля МО* называют отсчет по вертикальному кругу теодолита при горизонтальном положении визирной оси трубы и исходном положении отсчетного устройства.

*Местом зенита MZ* называют отсчет по вертикальному кругу теодолита при положении визирной оси трубы, направленной в зенит, и исходном положении отсчетного устройства.

При хорошо отъюстированном приборе место нуля *МО* и место зенита *MZ* должны быть близки к 0°. Но практически значения *МО* и *MZ* отличаются от 0° на некоторую величину, которую необходимо учитывать при определении углов наклона $\nu$ или зенитных расстояний $z$ .

Для удобства расчетов *МО* приводят к значению, близкому к нулю, с положительным или отрицательным знаком, например $МО = +0°01'$ или $МО = -0°02'$.

Принято считать углы наклона повышения *положительными*, а углы наклона понижения — *отрицательными*.

Для измерения вертикальных углов и определения места нуля необходимо прежде всего установить: какое основное положение имеет вертикальный круг теодолита — «лево» (*Л*) или «право» (*П*). *Основным положением вертикального круга теодолита* является то, при котором получают малый положительный (меньше 90°) отсчет угла наклона повышения.

Расчетные формулы по определению места нуля и вертикальных углов приводятся в паспортах приборов и зависят от типа оцифровки и основного положения вертикального круга — «круг лево» (*КЛ*) или «круг право» (*КП*).

Если основным типом вертикального круга теодолита является «круг лево» (*КЛ*), а лимб оцифрован против хода часовой стрелки (например, теодолит Т30), то для определения места нуля *МО* и углов наклона ν используют следующие расчетные формулы:

$$МО = \frac{Л + П}{2}; \qquad \nu = Л - МО;$$
$$\nu = \frac{Л - П}{2}; \qquad \nu = МО - П. \tag{8.5}$$

Следует иметь в виду, что во все формулы для определения *МО* и ν вводят отсчеты, имеющие значения более 90°, приведенные к *малым преобразованным Л* или *П* по следующим правилам:

$$\begin{aligned} &\mu = 0°\div 90° - Л(П) = \mu; \\ &\mu = 90°\div 270° - Л(П) = \mu - 180°; \\ &\mu = 270°\div 360° - Л(П) = \mu - 360°. \end{aligned} \tag{8.6}$$

Вычисления ν обычно ведут по одной из формул, а остальные используют для контроля. Теодолит Т30 имеет штриховой отсчетный микроскоп, а вертикальный круг имеет оцифровку от 0 до 360° (см. рис. 8.12, *а*).

***Пример.*** Пусть отсчет по вертикальному кругу при положении *КЛ* равен $Л = 3°27'$, а при *КП* $- П = 356°23' - 360° = -3°37'$, тогда

$$МО = \frac{+3^\circ 27' + (-3^\circ 37')}{2} = -0^\circ 05';$$

$$\nu = + 3^\circ 27' - (- 0^\circ 05') = + 3^\circ 32';$$

*контроль:*

$$\nu = - 0^\circ 05' - (-3^\circ 37') = + 3^\circ 32';$$

$$\nu = \frac{+3^\circ 27' - (3^\circ 37')}{2} = +3^\circ 32'.$$

По формулам (8.5) ведут вычисления для следующих распространенных приборов, имеющих основное положение вертикального круга (*КЛ*): 2Т30, 2Т30П, 4Т30П, Т15К, 2Т5, 2Т5К.

Если основное положение вертикального круга теодолита (*КП*), а круг оцифрован по ходу часовой стрелки (теодолиты Т15, Т5), то для определения *МО* и ν используют следующие формулы:

$$МО = \frac{П + Л}{2}; \qquad \nu = П - МО;$$
$$\nu = \frac{П - Л}{2}; \qquad \nu = МО - Л. \tag{8.7}$$

***Пример.*** Пусть отсчет при круге «право» равен $П = 3^\circ 27'$, а при круге «лево» $Л = 176^\circ 31' - 180^\circ = - 3^\circ 29'$, тогда

$$МО = \frac{+3^\circ 27' + (-3^\circ 29')}{2} = -0^\circ 01';$$

$$\nu = + 3^\circ 27' - (-0^\circ 01') = +3^\circ 28';$$

*контроль:*

$$\nu = \frac{+3^\circ 27' - (-3^\circ 29')}{2} = +3^\circ 28';$$

$$\nu = - 0^\circ 01' - (-3^\circ 29') = + 3^\circ 28'.$$

В современных номограммных, электронных тахеометрах (Та5, Та3, Та3м) и кипрегелях нулевой штрих отсчетного устройства близок к 90°. При работе с этими приборами для определения места зенита *MZ* и углов наклона ν используют следующие формулы:

$$MZ = \frac{П + Л}{2}; \qquad z = \frac{Л - П}{2};$$
$$z = Л - MZ; \qquad z = MZ - П. \tag{8.8}$$

Критерием качества измерения вертикальных углов служит постоянство места нуля *МО* или места зенита *MZ*. Колебание их величин не должно превышать двойной точности отсчетного устройства теодолита. Значения *МО* и *MZ* не оказывают влияния на конечные результаты измерений, но удобнее, когда их значения близки к 0°.

Исправление места нуля у теодолитов, не имеющих отдельного уровня при вертикальном круге (Т30, 2Т30, 2Т30П, 4Т30П), а также у приборов с компенсаторами вертикального круга (Т15К, 2Т5К, 3Т5КП) осуществляют следующим образом. Установив прибор в рабочее положение, наводят перекрестье нитей на высокую, четко обозначенную точку местности, берут отсчет по вертикальному кругу при положении (*КП*) и (*КЛ*), вычисляют исправленные значения отсчетов $Л_{исп} = Л - МО$ (или $П_{исп} = П - МО$) и устанавливают это значение на соответствующих кругах. В поле зрения трубы перекрестье нитей сместится с наблюдаемой точки. Действуя вертикальными исправительными винтами при сетке нитей (см. рис. 8.15), добиваются совмещения изображения точки с перекрестьем сетки нитей.

Если теодолит имеет цилиндрический уровень при алидаде вертикального круга (Т15, ТН), то зрительную трубу наводящим винтом вертикального круга устанавливают в горизонтальное положение (т. е. устанавливают отсчет по вертикальному кругу, равный *МО*). Действуя установочным винтом алидады вертикального круга, устанавливают отсчет, равный 0°00′, при этом пузырек цилиндрического уровня вертикального круга сместится с ноль-пункта. Действуя исправительными винтами при уровне вертикального круга, выводят пузырек уровня в ноль-пункт.

## 8.10. ТОЧНОСТЬ ИЗМЕРЕНИЯ УГЛОВ

На точность измерения горизонтальных углов влияют как возможные ошибки прибора (ошибки отсчетного устройства, градуировки лимбов, фокусировки трубы, расположения отдельных частей прибора), так и условия производства работ (квалификация исполнителя, погодно-климатические условия, растительность, рельеф и т. д.).

Точность измерения угла способом приемов определяется как

$$m_\beta = \frac{t}{2}, \tag{8.9}$$

где $t$ — точность взятия отсчета.

Как следует из теории погрешностей измерений (см. гл. 6), одна и та же величина, измеренная $n$ раз, будет в $\sqrt{n}$ раз точнее одного измерения.

Поэтому средняя квадратическая ошибка измерения горизонтального угла способом приемов будет равна:

$$m_\beta = \frac{t}{2\sqrt{n}}. \qquad (8.10)$$

Из формулы (8.10) следует, что увеличение числа повторений приводит к получению более точного результата измерения горизонтального угла.

Точность измерения вертикальных углов в основном зависит от точности установки прибора, ошибки взятия отсчета и рефракции атмосферы. Для технических теодолитов точность измерения вертикальных углов в 1,5 раза ниже точности измерения горизонтальных углов.

# Глава 9. ГИРОТЕОДОЛИТЫ, ЛАЗЕРНЫЕ ТЕОДОЛИТЫ И ТАХЕОМЕТРЫ

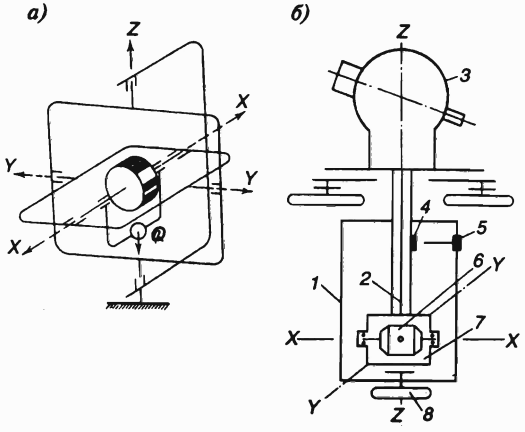
## 9.1. ГИРОТЕОДОЛИТЫ, УСТРОЙСТВО И НАЗНАЧЕНИЕ

*Гиротеодолит* — сложный оптико-механический прибор, представляющий собой комбинацию из высокоточного гирокомпаса и оптического теодолита, предназначенный для автономного определения истинных (астрономических) азимутов направлений.

Гиротеодолиты используют при строительстве транспортных тоннелей, особенно для определения направлений на участках промежуточных шахт и штолен, когда разработка встречных забоев ведется с четырех и более направлений, а также на протяженных участках трасс автомобильных дорог при изысканиях, когда нет возможности определения азимутов промежуточных направлений трассы привязкой к пунктам государственной геодезической сети.

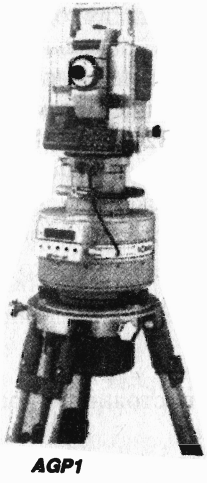
Гиротеодолиты позволяют определять с высокой точностью (5-60″) истинные азимуты направлений при любых метеорологических условиях, в любое время суток и года.

Под *гироскопом* понимают твердое тело (ротор), быстро вращающееся вокруг оси симметрии, положение которой может меняться в пространстве. Среди различных конструкций гиротеодолитов наибольшее распространение получили гироскопы маятникового типа (рис. 9.1, *а*), в которых свобода вращения вокруг оси $Y$ частично ограничена грузом $Q$. В результате маятниковый гироскоп приобретает способность указывать направление истинного меридиана.




Р и с. 9.1. Устройство гиротеодолита:

*а* — схема трехступенчатого маятникового гироскопа; *б* — принципиальная схема гиротеодолита: *1* — гироблок; *2* — терсион; *3* — теодолит; *4* — зеркало; *5* — шкала; *6* — гиромотор; *7* — гирокамера; *8* — арретир




Р и с. 9.2. Гироскопическая автоматическая станция AGP1 фирмы «SOKKIA» (Япония)

Гиротеодолит — сложный оптико-механический и электронный геодезический прибор, состоящий из гироблока, угломерной части, блока питания и источника энергии. Принципиальная схема гиротеодолита представлена на рис. 9.1, *б*.

Гироблок состоит из чувствительного маятникового гироскопа, включающего гиромотор в гирокамере, устройство арретирования, систему подвода тока и систему магнитной защиты гироблока. Для уменьшения нагревания гиромотора гирокамеру вакуумируют либо заполняют гелием или водородом. Угломерная часть представляет собой серийно выпускаемый теодолит со штативом, в конструкцию которого внесены некоторые изменения для крепления гироблока и устройства слежения за маятниковым гироскопом. Источниками питания служат аккумуляторные батареи. Блок питания преобразует постоянный ток в переменный трехфазный.

В России нашли применение гиротеодолиты венгерского производства, которые делят по точности на 5 классов. В соответствии с этой классификацией высокоточные гиротеодолиты (литер *A*) обеспечивают определение азимутов одним пуском со среднеквадратической ошибкой не более 5″, точные (литер *B*) — 20″, средней точности (литер *C*) — 40″, малой точности (литер *D*) — 1′ и низкой точности (литер *E*) — 3′. Время опреде-

ления азимута при одном пуске по полной программе 20—40 мин. Масса прибора без упаковки 30—50 кг. Слежение за чувствительным маятниковым гироскопом может быть ручное или автоматическое.

В настоящее время применяют следующие модели гиротеодолитов: Gi-B1, Gi-B2, Gi-B3, МВТ-2, МТ-1 и т. д. Кроме того, применяют конструкции гиротеодолитов с лазерными дальномерами, а также с безроторными гироскопами (вибрационными, лазерными, атомными).

Гироскоп дает возможность определения гироскопического азимута направления $\alpha_г$, зная который можно вычислить истинный (астрономический) азимут:

$$A = \alpha_г + \Delta, \qquad (9.1)$$

где $\Delta$ — постоянная гиротеодолита, получаемая по результатам эталонирования.

В настоящее время в практике инженерных геодезических работ стали находить применение автоматические гироскопические станции, сочетающие в себе возможности гиротеодолита и электронного (компьютерного) тахеометра (рис. 9.2).

Станция позволяет определять истинные азимуты с точностью ±20″. Время определения азимута при пуске по полной программе порядка 20 минут.

## 9.2. ЛАЗЕРНЫЕ ТЕОДОЛИТЫ И ЛАЗЕРНЫЕ НАСАДКИ. УСТРОЙСТВО И НАЗНАЧЕНИЕ

*Лазерный теодолит* — специальный геодезический прибор, представляющий собой комбинацию оптического теодолита и оптического квантового генератора (ОКГ), создающий в пространстве ориентированную видимую световую линию и предназначенный для геодезического сопровождения строительно-монтажных работ и управления работой строительных машин и механизмов.

Лазерные теодолиты применяют при прокладке тоннелей, строительстве дорог, аэродромов, мостов и путепроводов, монтаже конструкций.

Конструктивно лазерные теодолиты характеризуются тем, что в обычном теодолите зрительная труба заменена оптическим квантовым генератором (ОКГ) — лазером. При этом в лазерных приборах луч лазера может идти вдоль визирной оси либо параллельно ей на небольшом расстоянии (до 10 см). Используемые в конструкциях лазерных теодолитов гелий-неоновые излучатели имеют высокую монохроматичность, узкую направленность, большую спектральную плотность и большую дальность распространения. Выходящий из ОКГ световой луч с длиной волны в красной области спектра проходит через систему формирования излу-

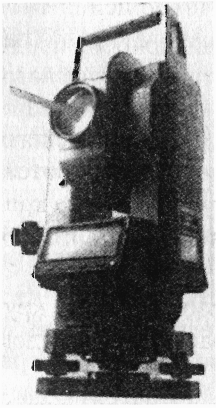
чения, состоящую в общем случае из телескопической системы и устройства развертки или сканирования луча. В гелий-неоновых ОКГ, применяемых в геодезических приборах, световой пучок на выходе имеет угловую расходимость от 1′ до 10′. Формирование луча с помощью телескопической системы повышает дальность действия и точность прибора. Так, ОКГ без телескопической системы с угловой расходимостью луча порядка 10′ создает на расстоянии 500 м световое пятно диаметром около 1,5 м. Если световой пучок пропустить через оптическую систему зрительной трубы теодолита (телескопическую систему) с увеличением $25^{X}$, то диаметр светового пятна на расстоянии 500 м составит всего 6 см.

*Угловая расходимость* лазерного пучка обратно пропорциональна увеличению телескопической системы.

Качество и точность производства инженерно-геодезических работ с использованием лазерных приборов во многом зависит от способа индикации светового пятна ОКГ, которая может быть как визуальной (по рейке, марке или марке-экрану с координатной сеткой), так и полуавтоматической и автоматической с использованием фотоэлектрических элементов и матричных фотоэлектрических систем. Дальность действия лазерных приборов при использовании фотоприемных устройств возрастает почти в 5 раз.

При работе с лазерными приборами отпадает необходимость в рейках, отвесах и створных проволоках. Лазер существенно повышает качество строительно-монтажных работ и производительность труда.

В отечественной практике производства строительно-монтажных работ все еще находят применение лазерные теодолиты типа ЛТ-56 и ЛТ-75.




Р и с. 9.3. Лазерный электронный теодолит LDT50 фирмы «SOKKIA»

В настоящее время в практике строительно-монтажных работ получили наибольшее распространение серийные оптические теодолиты с компактными лазерными насадками, имеющими автономное питание (встроенные батареи).

Лазерные насадки создают видимый в пространстве луч и могут использоваться без приемника излучения на расстоянии до 100 м и с фотоэлектрическим приемником — до 500 м. Применение оптических теодолитов с лазерными насадками в строительном процессе делает работу с геодезическими приборами простой и понятной, а для работ в условиях слабой освещенности они просто незаменимы.

Приборы могут комплектоваться поворотной пентапризмой, позволяющей строить лазерные опорные плоскости.

В последние годы в практике строительно-монтажных работ стали находить применение лазерные электронные теодолиты, совмещающие в себе достоинства лазерного теодолита и электронного тахеометра. На рис. 9.3 представлен общий вил лазерного электронного теодолита LDT50 производства фирмы «SOKKIA» (Япония).

Теодолит 5″ точности имеет долговечный встроенный лазер, создающий видимый опорный луч в пространстве. Диапазон действия лазера до 400 м. Для повышения точности угловых измерений снабжен двухосевым компенсатором с звуковой сигнализацией при выходе за пределы компенсации. Прибор дает возможность переключения числового значения вертикальных углов в проценты наклона линий (уклоны).

### 9.3. НОМОГРАММНЫЕ ТАХЕОМЕТРЫ

С середины 60-х годов в отечественной практике изысканий автомобильных дорог стали находить широкое применение номограммные тахеометры, в частности Daltha-020 (Германия) (рис. 9.4) и ТаН (Россия) (рис. 9.5).

*Номограммный тахеометр* — сложный оптический теодолит, снабженный специальным номограммным кругом и предназначенный для измерения на местности горизонтальных и вертикальных углов, длин линий и их горизонтальных проекций, превышений и магнитных азимутов направлений.

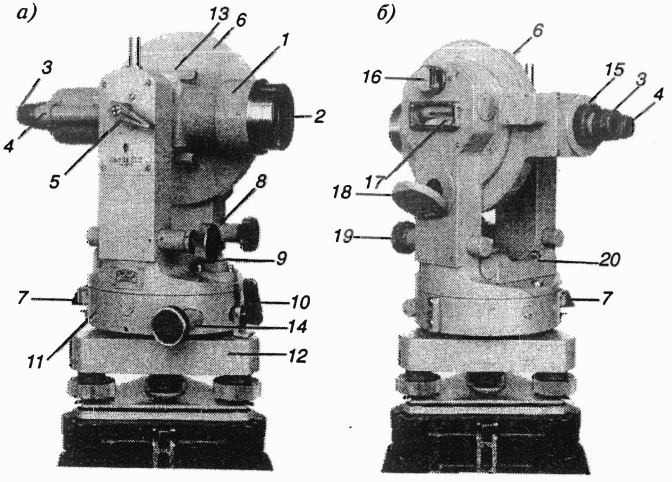
В окуляр зрительной трубы тахеометра Daltha-020, имеющей прямое изображение, при положении *КЛ* одновременно видны сетка нитей, наблюдаемый предмет и номограммные кривые, служащие для отсчета по вертикальной рейке горизонтальных расстояний и превышений.

Для определения горизонтальных расстояний $d$ до рейки служат два номограммных дальномера с коэффициентами дальномера соответственно 100 и 200. Для определения превышений служат номограммные кривые превышений с коэффициентами превышений соответственно: ± 10, ±20, ±50, ±100 (рис. 9.6, *б*).

Для определения отсчетов по вертикальному и горизонтальному кругам служит шкаловой микроскоп, окуляр которого расположен рядом с окуляром зрительной трубы (рис. 9.6, *а*).

Разграфка рейки выполнена таким образом, что нулевая марка расположена на высоте 1,40 м от ее пятки. Поэтому при высоте прибора, отличной от $i$ = 1,40 м к величине номограммного превышения $h'$, вводят поправку за высоту прибора:

$$h = h' + i - 1{,}40. \qquad (9.2)$$




Р и с. 9.4. Номограммный тахеометр Daltha-020:

*а* — вид справа: *1* — зрительная труба; *2* — объектив; *3* — окуляр; *4* — микроскоп отсчетного устройства; *5* — закрепительный рычажок зрительной трубы; *6* — вертикальный круг; *7* — фиксатор лимба горизонтального круга; *8* — наводящий винт зрительной трубы; *9* — круглый уровень; *10* — закрепительный рычажок алидады горизонтального круга; *11* — горизонтальный круг; *12* — подставка с подъемными винтами; *13* — оптический визир; *14* — наводящий винт горизонтального круга; *б* — вид слева: *15* — фокусирующее кольцо; *16* — контактный уровень отсчетного устройства вертикального круга; *17* — цилиндрический уровень отсчетного устройства вертикального круга; *18* — зеркало подсветки; *19* — установочный винт отсчетного устройства вертикального круга; *20* — цилиндрический уровень горизонтального круга

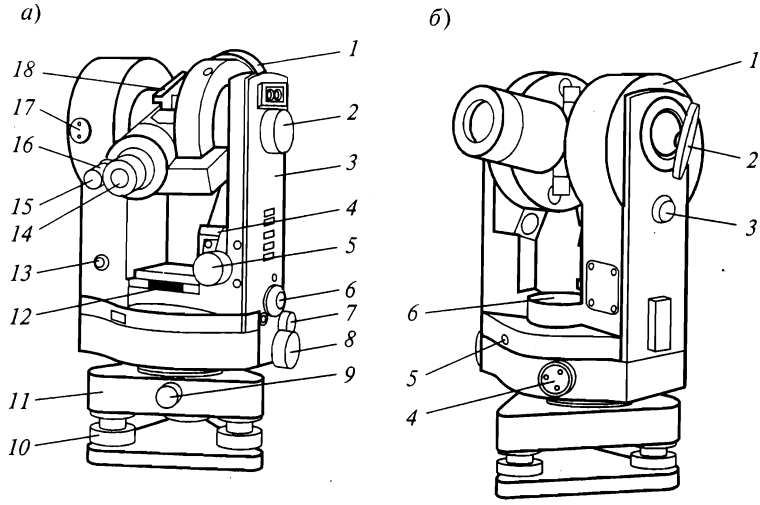
Средняя квадратическая ошибка измерения горизонтального расстояния, равного 100 м, составляет при коэффициенте номограммного дальномера $K_s$ = 100 ± 0,15 м и при $K_s$ = 200 ± 0,25 м.

Тахеометр позволяет измерять расстояния до 250—300 м.

Средняя квадратическая ошибка измерения превышений при удалении рейки от прибора на расстоянии 100 м при коэффициентах $K_h$ номограммных кривых превышений соответственно составляет:

$K_h$ = ±10..... ±0,05 м;
$K_h$ = ±20..... ±0,10 м;
$K_h$ = ±50..... ±0,15 м;
$K_h$ = ±100..... ±0,25 м.

Перед взятием отсчета по вертикальному кругу и по номограммным кривым превышений пузырек контактного уровня алидады вертикального уровня необходимо приводить с помощью установочного винта вертикального круга в ноль-пункт.



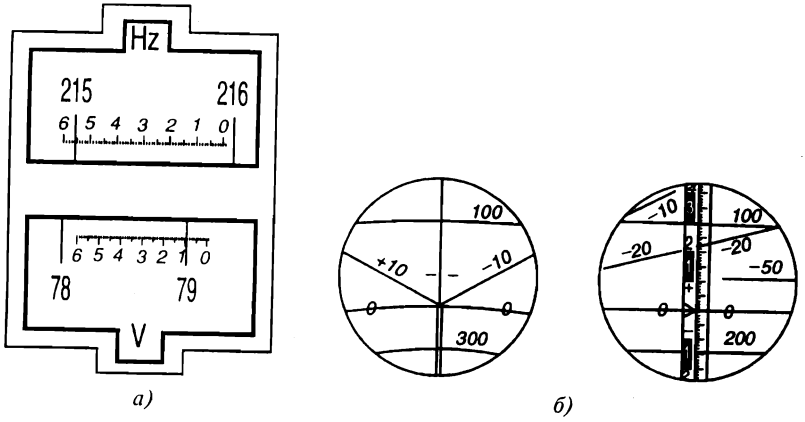

Р и с. 9.5. Номограммный тахеометр ТаН:

*а* — вид справа: *1* — зрительная труба; *2* — фокусирующий винт; *3* — колонка; *4, 7* — закрепительные курки; *5, 8* — наводящие винты; *6* — окуляр оптического центрира; *9* — закрепительный винт подставки; *10* — подъемные винты; *11* — подставка; *12* — цилиндрический уровень горизонтального круга; *13* — юстировочный винт цилиндрического уровня; *14* — окуляр зрительной трубы; *15* — защитный колпачок; *16* — отсчетный микроскоп; *17* — вертикальный круг; *18* — оптический визир; *б* — вид слева: *1* — боковая крышка; *2* — зеркало подсветки; *3* — рукоятка шторки шкалы вертикального круга; *4* — рукоятка (фиксатор положения лимба); *5* — иллюминатор круга-искателя; *6* — круглый уровень

Номограммный тахеометр ТаН (рис. 9.5) имеет следующие особенности. Изображение диаграмм, нанесенных на номограммном стеклянном круге, передается в поле зрительной трубы прямого изображения (9.6, *б*) Зрительная труба имеет по два нитяных дальномера для измерения наклонных расстояний и по два номограммных дальномера с коэфициентами дальномеров соответственно 100 и 200, благодаря чему в пределах одного поля зрения трубы тахеометра одновременно можно снимать информацию о длинах наклонных линий и их горизонтальных проекциях, превышениях реечных точек, а также производить наведение на цель для измерений направлений визирования и вертикальных углов.

Шкаловой отсчетный микроскоп обеспечивает быстрое и точное считывание отсчетов по горизонтальному и вертикальному кругам (рис. 9.6, *а*).

Прибор снабжен компенсатором вертикального круга, обеспечивающим автоматическое приведение алидады вертикального круга в исходное положение при отклонении вертикальной оси вращения прибора от отвесной линии в пределах ± 3′.




*а)* *б)*

Р и с. 9.6. Поле зрения:

*а* — трубы (горизонтальное расстояние $d$ = 0,295 × 100 = 29,5 м, превышение $h$ = 0,225 м × (–20) = –4,5 м); *б* — шкалового микроскопа (вертикальный круг — 79°0,8′, горизонтальный круг — 315°56′)

Рейка тахеометра с прямой оцифровкой служащая базой для измерения расстояний и превышений, имеет специальную выдвижную штангу, позволяющую устанавливать начало отсчета — нуля рейки на высоту прибора, что упрощает задачу обработки результатов измерений. 10-миллиметровые деления шашечного типа сгруппированы и оцифрованы таким образом, что обеспечивается простое и безошибочное снятие отсчетов как при измерении больших, так и малых расстояний. Для установки рейки в отвесное положение она снабжена круглым уровнем. Для удобства транспортирования рейка складывается пополам и стягивается ремнем.

Средняя квадратическая погрешность измерения углов одним приемом:

| | |
|---|---|
| горизонтального . . . . . | ± 7″ |
| вертикального . . . . . | ± 10″ |

Средняя квадратическая ошибка измерения горизонтального расстояния, равного 100 м, составляет при коэффициенте номограммного дальномера $K_s$ = 100 – ±0,15 м и при $K_s$ = 200 – ±0,25 м.

Средняя квадратическая ошибка измерения превышений при удалении рейки от прибора на расстоянии 100 м при коэффициентах $K_h$ номограммных кривых превышений соответственно составляет:

$K_h$ = ±10. . . . . ±0,03 м;
$K_h$ = ±20. . . . . ±0,06 м;

$K_h$ = ±50. . . . . ±0,15 м;
$K_h$ = ±100. . . . . ±0,25 м.

По желанию пользователя тахеометр может быть снабжен полуавтоматическим столиком для картографирования типа «Карти».

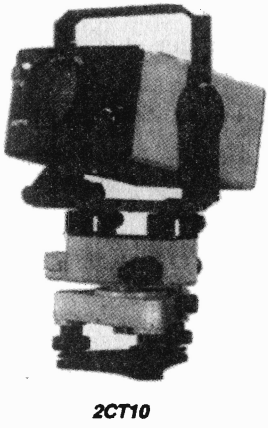
## 9.4. ЭЛЕКТРОННЫЕ ТЕОДОЛИТЫ

*Электронные теодолиты* — это угломерные геодезические приборы, предназначенные для полуавтоматического производства измерений на местности и представляющих собой различные комбинации приборов: оптических теодолитов, кодовых теодолитов, встроенных светодальномеров и электронных дальномерных насадок.

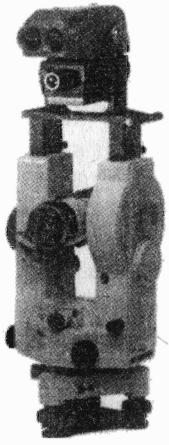
Простейшим видом электронного теодолита являются серийные оптические теодолиты со светодальномерными насадками.

Электронные теодолиты простейшего типа в отечественном исполнении могут быть представлены серийными оптическими теодолитами типа 2Т2, 3Т2КП, 2Т5К, 3Т5КП в комбинации со светодальномером Блеск-2 (2СТ-10) (рис. 9.7), который может быть использован в качестве электронной дальномерной насадки к этим теодолитам.

Отечественный электронный теодолит на базе оптических теодолитов серии 2Т и 3Т и светодальномера 2СТ-10 обеспечивает измерение наклонных расстояний в диапазоне от 2 до 10 000 м с точностью ±(5 + 3 ppm x D) мм.




Р и с. 9.7. Светодальномер Блеск-2 (2СТ-10)



Р и с. 9.8. Общий вид дальномера RedMiNi-3, установленного на оптический теодолит 3Т2КП

Кроме того, отечественные теодолиты серии 3Т могут использоваться в комбинации с электронными дальномерами MM100 или RedMiNi-3 фирмы «SOKKIA» (Япония) (рис. 9.8).

Дальномер может быть установлен на место ручки для переноса теодолита, как это показано на рис. 9.8, так и для работы в режиме электронного теодолита — на зрительную трубу.

Электронные теодолиты кодового типа обеспечивают вывод информации об измеряемых углах непосредственно на дисплей, смонтированный на горизонтальном круге теодолита.

Электронные теодолиты фирмы «SOKKIA» с точностью угловых измерений ±5″ практически достигают возможностей электронного тахеометра при установке на них электронных дальномеров фирмы «SOKKIA» MM100 или RedMiNi-3.

Электронно-оптический теодолит отечественного производства Та5 представляет комбинацию приборов из оптического теодолита, встроенного светодальномера и специализированного мини-компьютера.

Электронно-оптический теодолит Та5 предназначен для выполнения тахеометрических съемок, определения горизонтальных расстояний, превышений, приращений координат и решения других задач инженерной геодезии. Снятие отсчетов по вертикальному и горизонтальному кругам теодолита осуществляется визуально по шкаловому микроскопу с последующим введением с помощью клавиатуры в память мини-компьютера. Результаты измерения расстояния вводятся автоматически. С помощью набора специализированных программ определяются: горизонтальные проекции расстояний, превышения, приращения координат и зенитные расстояния с выдачей результатов на световом табло. Электронный теодолит Та5 позволяет регистрировать результаты измерений на внешнем накопителе информации для последующей обработки результатов на базовом компьютере.

Электронный теодолит Та5 имеет следующие основные технические характеристики:

Средняя квадратическая погрешность измерений:
- горизонтальных углов — 6″
- вертикальных углов — 11″
- расстояний — ±(20 + 10 ppm x D) мм

Диапазон линейных измерений — от 2 до 2500 м
Продолжительность измерения расстояний — до 20 с
Масса теодолита — 7,8 кг
Диапазон рабочих температур — от −15°С до + 40°С

Электронные теодолиты, как правило, не обеспечивают записи на магнитные накопители информации (электронные полевые журналы).

## 9.5. ЭЛЕКТРОННЫЕ ТАХЕОМЕТРЫ

*Электронные тахеометры* — многофункциональные геодезические приборы, представляющие собой комбинацию кодового теодолита, встроенного светодальномера и специализированного мини-компьютера, обеспечивающие запись результатов измерений во внутренние или внешние блоки памяти.

К настоящему времени в развитых зарубежных странах и в России разработано и производится большое число типов электронных тахеометров, различающихся конструктивными особенностями, точностью и назначением.

Современные электронные тахеометры, как правило, позволяют решать следующие инженерные задачи:

определение недоступных расстояний;
определение высот недоступных объектов;
определение дирекционных углов;
обратная засечка;
определение трехмерных координат реечных точек;
вынос в натуру трехмерных координат точек;
измерения со смещением по углу;
вычисление площадей и т. д.

На рис. 9.9 представлен общий вид электронного тахеометра GTS-311 фирмы «TOPCON» (Япония).

Электронный тахеометр GTS-311 имеет следующие основные технические характеристики:

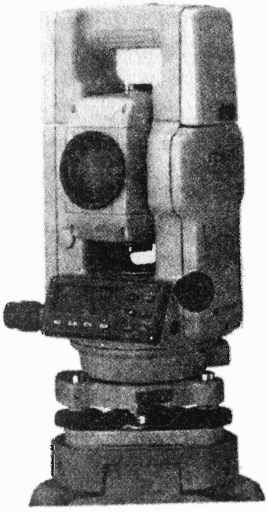


Рис. 9.9. Электронный тахеометр GTS-311 фирмы «TOPCON»

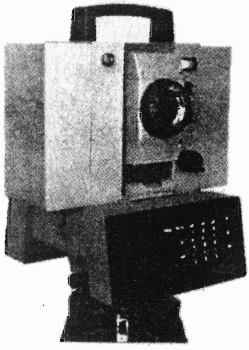


Рис. 9.10. Электронный тахеометр Та3 (УОМЗ)

| | |
|---|---|
| Средняя квадратическая погрешность: | |
| угловых измерений . . . . . | 2″ |
| линейных измерений. . . . . | ±(2 + 2 ppm x D) мм |
| диапазон линейных измерений. . . . | до 3,6 км |
| Продолжительность измерений: | |
| точный режим. . . . . | 3,0 с |
| нормальный режим . . . . . | 2,0 с |
| режим слежения. . . . . | 0,3 с |
| Масса тахеометра | 5,9 кг |
| Диапазон рабочих температур . . . . . | от –20°С до +50°С |

В практике геодезических работ кроме импортных образцов электронных тахеометров, весьма совершенных, но очень дорогих, находят широкое применение электронные тахеометры отечественного производства, такие как Та20, Та3 (Агат), Та3М, 2Та5 и 3Та5.

Электронный тахеометр Та3 (Та3М) (рис. 9.10) обеспечивает измерение и определение следующих величин:

$Z$ — зенитные расстояния;

$\beta(A)$ — горизонтальные (дирекционные) углы;

$D$ — наклонные расстояния;

$D_{ср}$ — арифметическое среднее $D$;

$\sigma_d^2$ — дисперсию значений $D$;

$h(H)$ — превышения (высоты) точек визирования;

$d$ — горизонтальные расстояния;

$\Delta X(X), \Delta Y(Y)$ — приращения координат (координаты) точек визирования.

С пульта тахеометра можно в память компьютера вводить следующую информацию:

$K_п$ _ поправочный коэффициент на изменение температуры и давления;

$(i - l)$ — разность высот тахеометра и отражателя;

$H_0$ — высота станции. При вводе этой информации тахеометр сразу определяет абсолютные высоты точек визирования $H$, по умолчанию — превышения $h$;

$A_0$ — дирекционный угол опорного направления. При вводе этой информации тахеометр определяет дирекционные углы направлений на точки визирования $A$, по умолчанию — справа по ходу лежащие горизонтальные углы $\beta$;

$X_0$, $Y_0$ — координаты точки стояния прибора. При вводе этой информации тахеометр сразу определяет координаты точек визирования $X$, $Y$,

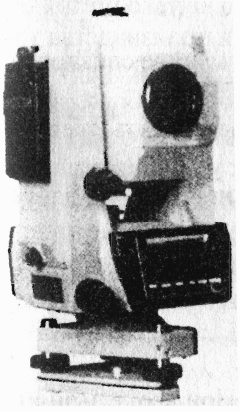
по умолчанию — приращения координат от опорного направления $\Delta X$, $\Delta Y$;

$K_м$ — число целых километров в измеряемом расстоянии.

Электронный тахеометр автоматически учитывает при измерениях влияние кривизны Земли и рефракции атмосферы.

Основные технические характеристики электронного тахеометра Та3 (Та3М):

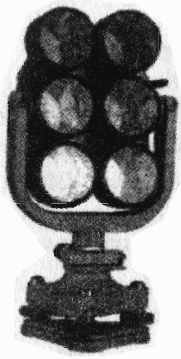
| | |
|---|---|
| Средняя квадратическая погрешность: | |
| горизонтальных углов | 4″ |
| вертикальных углов | 5″ |
| расстояний | ±(10 + 5ppm x D) мм; ±(5+ + 3ppm x D) мм |
| Диапазон измерения расстояний | от 2 до 5000 м (до 2500 м) |
| Время измерений: | |
| горизонтальных углов | 1 с |
| зенитных расстояний | 3 с |
| наклонных и горизонтальных расстояний в режиме полного измерения | до 7 с |
| в режиме слежения | 1,5 с |
| Масса тахеометра | 6,4 кг |
| Диапазон рабочих температур | от – 15°С до +40°С |



Р и с. 9.11. Электронный тахеометр 3Та5 (УОМЗ)



*а)* *Отражатель однопризменный УОМЗ*



*б)* *Отражатель шестипризменный УОМЗ*

Р и с. 9.12. Отражательные системы отечественного производства (УОМЗ):

*а* — однопризменный отражатель на телескопической тахеометрической вехе; *б* — шестипризменный отражатель на штативе

В настоящее время отечественная промышленность (УОМЗ) выпускает электронные тахеометры 3Та5 (рис. 9.11).

Электронные тахеометры серии 3Та5 предназначены главным образом для выполнения крупномасштабных топографических съемок, при инвентаризации земель, создании и обновлении земляного кадастра и при решении ряда других инженерных задач. Результаты измерений могут записываться в карту памяти PCMCIA на 1Мб или непосредственно передаваться в память персонального компьютера.

Электронный тахеометр 3Та5 имеет следующие основные технические характеристики:

| | |
|---|---|
| Средняя квадратическая погрешность: | |
| горизонтальных углов | 5″ |
| расстояний | ±(5 + 3ppm x D) мм |
| Диапазон измерения расстояний | до 1600 м |
| Масса тахеометра со встроенным источником питания | 5,6 кг |
| Диапазон рабочих температур | от –20°С до +50°С |

Для производства геодезических работ с использованием электронных тахеометров применяют специальные отражательные системы (рис. 9.12).

Однопризменные отражатели используют при измерениях на расстоянии до 800 м. При этом их устанавливают на подставке и штативе при производстве точных измерений либо непосредственно на тахеометрической телескопической (визирной) вехе (рис. 9.12, *а*) для производства топографических съемок местности. Телескопическая тахеометрическая веха позволяет устанавливать центр отражателя на высоту прибора.

Шестипризменные отражатели используют для производства точных измерений при расстояниях свыше 800 м. При этом их устанавливают на подставку с цилиндрическим уровнем и штатив (рис. 9.12, *б*). Перед производством измерений отражатель приводят в рабочее положение по цилиндрическому уровню.

## 9.6. КОМПЬЮТЕРНЫЕ ТАХЕОМЕТРЫ

*Компьютерные тахеометры* — современные электронные тахеометры, обеспечивающие прямой обмен информацией с полевыми и базовыми персональными компьютерами, снабженные сервоприводами, дистанционным компьютерным управлением, системами автоматического слежения за целью и набором универсальных, полевых геодезических программ.

В настоящее время в России используют, главным образом, импортные компьютерные тахеометры (станции) различных конструктивных особенностей, точности и назначения.

Высокоэффективный компьютерный тахеометр «Geodimeter ATS-MC» специально разработан для автоматического управления работой дорожно-строительных машин и механизмов (бульдозеров, автогрейдеров, асфальтоукладчиков и т. д.).

Компьютерный тахеометр «Geodimeter ATS-MC» имеет следующие основные технические характеристики:

| | |
|---|---|
| Средняя квадратическая погрешность: | |
| измерения углов: | |
| стандартный режим | 1″ |
| режим слежения | 2″ |
| измерения расстояний: | |
| стандартный режим | ±(1 + 3ppm x D) мм |
| режим слежения | ±(2 + 3ppm x D) мм |
| Диапазон измерения расстояний | до 3200 м |
| Масса тахеометра со встроенным источником питания | 8,5 кг |
| Диапазон рабочих температур | от – 20°C до +50°C |

Тахеометр для обмена данных имеет интерфейсный последовательный порт RS232 и радиомодем.

Компьютерный тахеометр общего назначения «Geodimeter 620S» имеет следующие технические характеристики:

| | |
|---|---|
| Средняя квадратическая погрешность: | |
| измерения углов: | |
| стандартные измерения | 1″ |
| слежение | 2″ |
| измерения расстояний: | |
| точные измерения | ±(2 + 2ppm x D) мм |
| стандартный режим | ±(5 + 3ppm x D) мм |
| слежения | ±(10 + 3ppm x D) мм |
| Диапазон измерения расстояний | от 0,2 до 3200 м |
| Масса тахеометра со встроенным источником питания | 8,4 кг |
| Прибор для роботизированной съемки (включая следящую систему и радиомодем) | 7,5 кг |
| Диапазон рабочих температур | от – 20°C до +35°C |

Тахеометр имеет полную совместимость с приемниками систем спутниковой навигации «GPS».

Компьютерный тахеометр «Geodimeter 468DR», разработанный для производства строительных работ в тоннелях (рис. 9.13), имеет следующие основные технические характеристики:

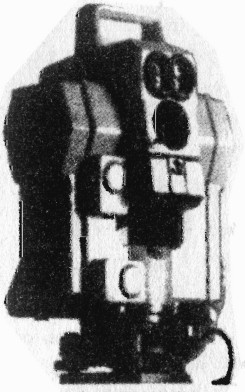
| | |
|---|---|
| Средняя квадратическая погрешность: | |
| измерения углов | 2″ |
| измерения расстояний: | |
| стандартный режим | ±(5 + 5ppm x D) мм |
| слежения | ±(10 + 5ppm x D) мм |
| Диапазон измерения расстояний: | |
| на пленочный отражатель | до 200 м |
| на одну призму | до 2000 м |
| Масса тахеометра со встроенным источником питания | 9,7 кг |
| Диапазон рабочих температур | от 0°С до +30°С |

Тахеометр снабжен встроенным красным лазером наведения. Позволяет производить измерения расстояний без отражателя до бетонных, каменных и стальных поверхностей, а также до различных отражателей.

Компьютерным тахеометрам (станциям) свойственны, как правило, следующие особенности:

наличие сервопривода (повороты тахеометра осуществляются с помощью сервомотора);

возможность ручного и дистанционного компьютерного управления;



Р и с. 9.13. Компьютерный тахеометр «Geodimeter 468DR» для производства строительных работ в тоннелях

наличие систем автоматического слежения в режиме реального времени за движущейся мишенью (отражательной системой);

запись результатов измерений (массивов информации до 3000 точек) как во внутренние, так и во внешние блоки памяти;

наличие пакетов универсальных полевых программ для обработки результатов измерений и решения разнообразных инженерных задач;

наличие интерфейсов оперативного обмена информацией как с полевыми, так и базовыми компьютерами (двухканальная связь Geo I/O, двухпортовая связь RS-232, радиомодем);

полная совместимость с приемниками систем спутниковой навигации «GPS».

# Глава 10. ВЕШЕНИЕ, ОБОЗНАЧЕНИЕ И ИЗМЕРЕНИЕ ДЛИН ЛИНИЙ НА МЕСТНОСТИ

## 10.1. ВЕШЕНИЕ ЛИНИЙ И ОБОЗНАЧЕНИЕ ТОЧЕК НА МЕСТНОСТИ

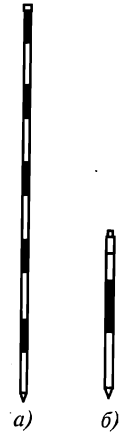
В ходе изысканий для проектирования и строительства линейных инженерных объектов (дорог, мостовых переходов, тоннелей, каналов, коммуникаций и т. д.) необходимо устанавливать положение отрезков прямых линий с их обозначением и последующим закреплением на местности.

*Вешением* называют процесс установки вех в вертикальной плоскости между крайними точками прямой.

*Веха* — деревянный или металлический шест с металлическим наконечником длиною 2,0 м и диаметром 3,5—4,0 см, раскрашенный полосками красного и белого цветов длиною по 20 см (рис. 10.1).

Различают вешение «на глаз», с помощью бинокля или зрительной трубы теодолита. Вехи устанавливают с шагом от 40 до 100 м в зависимости от категории рельефа, видимости, назначения работ и т. д.

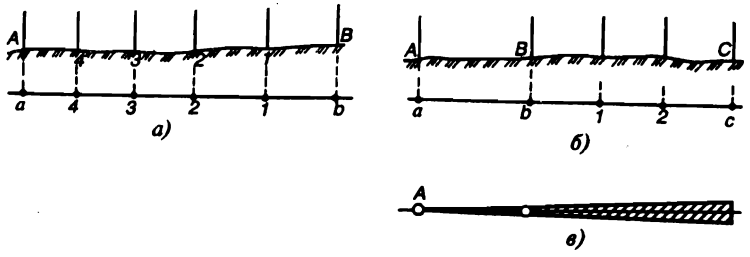
*Вешение «на глаз» или с помощью бинокля* осуществляют между крайними точками линии *А* и *В*, находящимися на расстоянии прямой видимости (рис. 10.2, *а*). Для этого один исполнитель становится за вехой *А*, а второй по его командам устанавливает вехи 1, 2, 3, 4 и т. д. в створе линии *А-В*. Такой способ вешения от дальней точки к ближней называют *вешением «на себя»*. При продлении линии *А-В* (рис. 10.2, *б*) второй исполнитель по командам первого последовательно устанавливает вехи 1, 2, 3 и т. д. Такой способ вешения от ближней точки к дальней называют *вешением «от себя»*. Он является менее точным, поскольку веха *В* создает за собой сектор отсутствия видимости (рис. 10.2, *в*) и каждая последующая веха устанавливается с точностью меньшей, чем предыдущая.




Р и с. 10.1. Дорожная визирная фиберглассовая телескопическая веха SR 102/2 м, 5 секций: *а* — в рабочем положении; *б* — в собранном виде

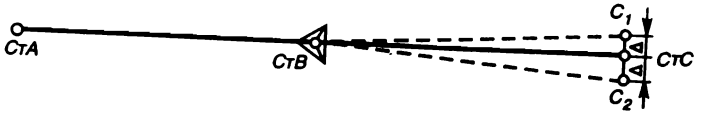
*Вешение с помощью теодолита* используют при изысканиях и строительстве линейных инженерных объектов, когда положение точек прямых на местности нужно обозначать с высокой точностью.

Для этого устанавливают прибор в точке стоянки Ст. *А*, приводят его в рабочее положение и ориентируют в заданном направлении (рис. 10.3).




Р и с. 10.2. Способы вешения линий:

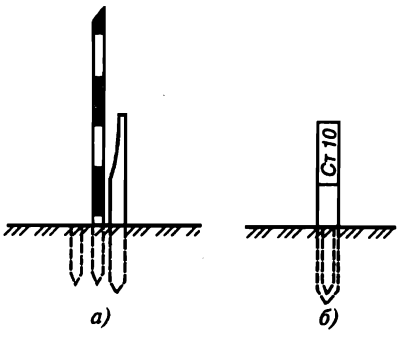
*а* — вешение «на себя»; *б* — вешение «от себя»; *в* — потеря точности установки вех при вешении способом «от себя»




Р и с. 10.3. Схема вешения линии с помощью теодолита

Выносят точку стоянки Ст. *В*, размещая ее по возможности на возвышенном месте, откуда обеспечена наибольшая видимость в прямом и обратном направлениях, и выполняют вешение «на себя» от точки Ст. *В* к точке Ст. *А*. Точки стоянки прибора размещают с интервалом 200—500 м и обозначают на местности сторожками и точками (рис. 10.4).

В точке Ст. *А* ставят веху и переходят с прибором на точку Ст. *В*, где устанавливают прибор и приводят его в рабочее положение. При основном положении вертикального круга *КЛ* (или *КП*) наводят перекрестье нитей на низ вехи, установленной на Ст. *А*. Переводят трубу через зенит и в первом приближении устанавливают положение точки $C_1$. Открепив алидаду (или лимб), разворачивают прибор на 180° и наводят перекрестье нитей на низ вехи на Ст. *А*. Вновь переводят трубу через зенит и отмечают второе положение точки $C_2$. Разделив расстояние между точками $C_1$ и $C_2$, окончательно устанавливают положение точки стоянки Ст. *С* и обозначают ее на местности точкой и сторожком. Выполнив вешение «на себя» от точки Ст. *С* к точке Ст. *В*. Переходят с теодолитом на точку стоянки Ст. *С* и т. д.




Р и с. 10.4. Обозначение точек стоянки теодолита (*а*), надпись на сторожке (*б*)

Понятно, что вешение переводом трубы через зенит можно выполнять лишь после устранения либо сведения к минимуму коллимационной погрешности. Иногда продление прямых линий осуществляют откладыванием на лимбе угла 180° при двух кругах теодолита.

Поскольку последующие геодезические работы на провешенной линии выполняют, как правило, с интервалом в несколько дней, а вехи заводского изготовления нельзя оставлять в поле, то осуществляют следующие виды закрепления. Вместо вех на местности оставляют колья, деревянные рейки или небольшие шесты, изготовляемые из стволов молодых деревьев, называемые *заменками.* Использование стволов молодых деревьев целесообразно при вешении в лесных районах, за счет срубленных молодых деревьев на просеке шириной 1 м вдоль провешенной линии. Закрепление заменками является временным.

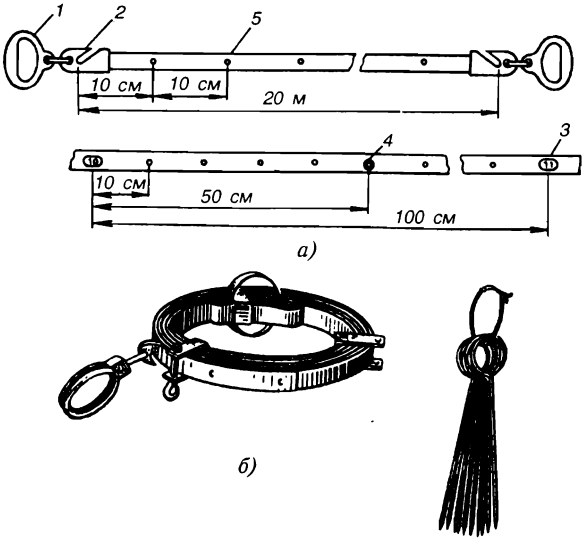
С тем чтобы обеспечить восстановление линии на местности после завершения проектных работ, перед началом строительства объекта осуществляют постоянное закрепление провешенной линии стандартными деревянными или железобетонными столбами, пнями спиленных деревьев, попавших на створ линии, которые разделывают под осевые столбы и земляными конусами, когда каждую точку стоянки прибора окапывают канавкой, грунт набрасывают на сторожок и точку, формируя земляной конус.

При вешении линий в населенных пунктах, на существующих автомобильных дорогах, аэродромах и т. д., где невозможно обозначать линию точками, сторожками и осевыми столбами, осевые точки обозначают вбитыми вровень с поверхностью покрытий железнодорожными костылями или металлическими штырями, а постоянное закрепление осуществляют привязкой к постоянным местным предметам. Для этого с помощью ленты или рулетки осуществляют промеры до трех точек на постоянных предметах (стена здания, опора ЛЭП, скала и т. д.) и делают соответствующие надписи.

Подробно существующие схемы закрепления оси трассы рассмотрены в § 25.8.

## 10.2. ЗЕМЛЕМЕРНЫЕ ЛЕНТЫ И РУЛЕТКИ

Землемерные ленты и рулетки находят широкое применение в инженерной геодезии для измерения длин линий. Землемерные ленты выпускают двух типов — *ЛЗ* (штриховые) и *ЛЗШ* (шкаловые) длиной 20, 24 и 50 м. Ленты изготовляют в виде стальных полос шириной 10—20 мм и толщиной 0,4—0,5 мм.




Р и с. 10.5. Землемерная лента типа ЛЗ:
*а* — землемерная лента; *б* — лента в транспортном положении на кольцевой оправе; *в* — комплект шпилек

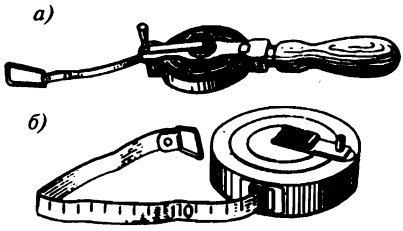
В комплект землемерной ленты типа *ЛЗ* входят: сама лента (рис. 10.5, *а*), металлическая кольцевая оправа (рис. 10.5, *б*) и комплект из 6 или 11 шпилек (рис. 10.5, *в*). Лента на концах вблизи ручек *1* имеет косые вырезы для шпилек *2* и нарезанные штрихи. За общую длину ленты принимают расстояние между этими штрихами. Каждый метр на ленте отмечен металлической оцифрованной пластиной *3*, полуметры обозначены металлическими заклепками *4*, а дециметры — сквозными круглыми отверстиями *5*, расположенными по оси ленты. Сантиметры считывают «на глаз».

При перевозке и хранении ленту наматывают на металлическую кольцевую оправу и закрепляют винтами (см. рис. 10.5, *б*).

Землемерные ленты типа *ЛЗ* позволяют измерять длины линий на местности с относительной погрешностью 1:2000.

Повышение точности измерения длин линий землемерными стальными лентами может быть осуществлено применением лент шкалового типа *ЛЗШ*. На концах этих лент имеются шкалы длиной 10—15 см с сантиметровыми и миллиметровыми делениями. Кроме того, для повышения точности измерений ленты снабжают дополнительным оборудованием: пружинными динамометрами, ножами, булавами или иглами и термометра-

ми. Относительная погрешность измерений землемерными лентами с дополнительным оборудованием может быть снижена до 1:5000.




Р и с. 10.6. Рулетка травленая из нержавеющей стали 50-метровая Р50Т (*а*); тесьмяная 10-метровая рулетка (*б*)

В практике изысканий и строительства инженерных сооружений находят широкое применение и рулетки различных конструкций: металлические рулетки в закрытом корпусе типа *РЗ* длиной 10, 20, 30 и 50 м (рис. 10.6, *а*); на крестовине типа *РК* длиной 50, 75 и 100 м; на вилке типа РВ длиной 20, 30 и 50 м; с грузом-лотом типа РЛ длиной 10, 20, 30 и 50 м; тесьмяные рулетки длиной 10 м (рис. 10.6, *б*)

Рулетки изготовляют из нержавеющей стали, а рулетки для высокоточных измерений — из инвара. Прежде чем применять мерный прибор, его рабочую длину сравнивают с эталонной (контрольной), длина которой известна с высокой точностью. Такое сравнение называют *компарированием.* Компарирование осуществляют на специальных устройствах компараторах в полевых или стационарных условиях.

Полевой компаратор для ленты ЛЗ представляет собой закрепленный на местности базис длиной 120 м, измеренный с высокой точностью. Измерив проверяемой (рабочей) лентой этот базис 6—8 раз, сравнивают средний результат измерений с эталоном и находят поправку $\Delta\lambda_K$ за компарирование. Тогда фактическая длина рабочей ленты составит:

$$\lambda = \lambda_0 \pm \Delta\lambda_K , \qquad (10.1)$$

где $\lambda_0$ — номинальная длина контролируемой ленты.

Поправку принимают со знаком плюс, если рабочая длина ленты больше эталонной, и со знаком минус, если рабочая длина меньше эталонной.

При необходимости учета температуры измеряют температуру компарирования $t_0$, тогда длина компарированной ленты при температуре производства измерительных работ составит:

$$\lambda = \lambda_0 \pm \Delta\lambda_K + \alpha_c\lambda_0 (t - t_0) , \qquad (10.2)$$

где $\alpha_c = 12 \times 10^{-6}$ — коэффициент линейного расширения материала стальной ленты.

## 10.3. ИЗМЕРЕНИЕ ДЛИН ЛИНИЙ ЗЕМЛЕМЕРНОЙ ЛЕНТОЙ

Измерение длины линии *AB* осуществляют два исполнителя следующим образом. Задний исполнитель берет одну шпильку из комплекта, представленного 6-ю (11-ю) шпильками, а остальные передает переднему исполнителю (рис. 10.7).

Закрепив шпилькой задний конец ленты в начальной точке *A*, задний исполнитель ориентирует переднего таким образом, чтобы лента легла строго в створе измеряемой линии. Передний исполнитель, слегка встряхнув ленту, натягивает ее и закрепляет шпилькой передний ее конец в точке *1*. При натяжении ленты задний исполнитель прижимает ее ногой к земле, предотвращая возможное смещение. После этого задний исполнитель вынимает шпильку, а передний оставляет свою в земле и оба перемещаются вперед на длину ленты. Затем задний исполнитель закрепляет конец ленты за шпильку, оставленную передним исполнителем, и ориентирует его по створу измеряемой линии. Передний исполнитель, встряхнув и натянув ленту, закрепляет шпилькой ее передний конец в точке *2* и процесс измерения повторяется. В ходе измерения у заднего исполнителя число шпилек увеличивается, а у переднего уменьшается. Следует помнить, что *число шпилек в руке заднего исполнителя соответствует количеству отложенных лент от начала соответствующего 100-или 200-метрового отрезка.*

Точка установки последней шпильки передним исполнителем соответствует измеренному 100-метровому (или 200-метровому) отрезку, при этом в руке переднего исполнителя не остается ни одной шпильки.

Теперь задний исполнитель, вынув последнюю шпильку из земли и оставив ленту на месте, идет к переднему исполнителю и передает ему соответственно 5 (или 10) шпилек. Каждая такая передача фиксируется производителем работ. *Число передач шпилек задним исполнителем переднему соответствует количеству отложенных 100- или 200-метровых отрезков от начала измеряемой прямой.*

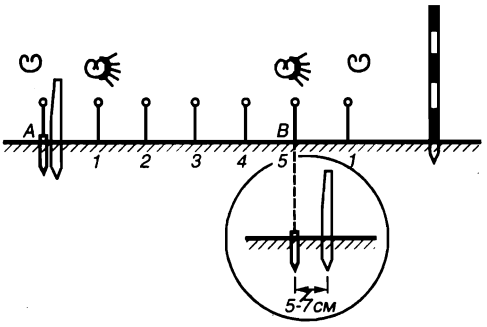



Рис. 10.7. Схема измерения длины линии землемерной лентой

Поскольку расстояние между измеряемыми точка-

ми, как правило, не кратно числу уложенных лент, то всегда остается последний отрезок от последней шпильки до конечной точки измеряемой линии. Этот отрезок называют *остатком*. Его измеряют по метровым и дециметровым меткам ленты.

Линию для контроля измеряют дважды и среднее арифметическое двух измерений принимают в качестве окончательного результата. При выполнении измерений в благоприятных условиях расхождение между двумя измерениями не должно быть больше 1:2000. Для контрольного измерения нередко используют другой мерный прибор.

Общую длину измеренного отрезка при комплекте из 6 шпилек определяют по формуле:

$$D = 5\lambda n + \lambda m + p, \qquad (10.3)$$

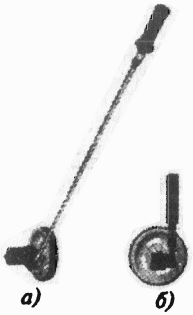
где $\lambda$ — длина ленты; $n$ — число передач шпилек от заднего исполнителя переднему; $m$ — число шпилек в руке заднего исполнителя, не считая находящейся в земле; $p$ — длина остатка.

Во избежание поломок, деформаций и ржавления при пользовании стальными землемерными лентами следует соблюдать следующие обязательные правила:

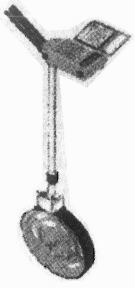
- при разматывании ленты с кольцевой оправы нельзя допускать образования петель;
- нельзя складывать ленту восьмеркой или кругами;
- при работе на дорогах нельзя допускать проезда транспорта по ленте;
- при переноске ленты исполнители должны держать ее за ручки, а не волочить по земле;
- перед наматыванием ленты на кольцевую оправу ее нужно насухо протереть;
- при укладке на продолжительное время хранения ленту необходимо смазать машинным маслом.

## 10.4. ИЗМЕРИТЕЛЬНЫЕ КОЛЕСА

При измерениях длин линий на существующих автомобильных дорогах, на городских улицах и дорогах, на аэродромах и т. д., когда измерения ведут по ровным твердым покрытиям, весьма эффективным оказывается применение измерительных колес (полевых курвиметров), которые обеспечивают измерение длин линий с относительной погрешностью до 1:1000 (рис. 10.8).




Р и с. 10.8. Измерительное колесо SK3: *а* — в рабочем положении; *б* — в собранном виде



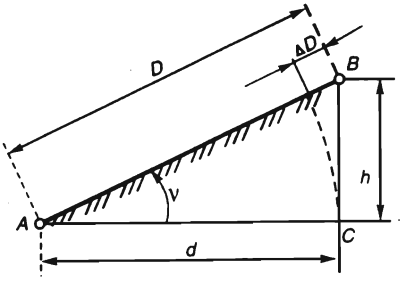
Р и с. 10.9. Электронное измерительное колесо F20

В настоящее время в ряде стран производят электронные измерительные колеса с магнитными датчиками, имеющими мини-компьютер с дисплеем и клавиатурой (рис. 10.9).

Измерительные колеса являются легким, удобным и сравнительно недорогим средством измерения длин линий. Изготовляются из легкого никелевого сплава в разных модификациях: механические и электронные. Имея один принцип производства измерений, колеса различаются по диапазону и точности измерений. В них предусмотрена возможность измерения вперед и назад, удержания отсчета и сброса на ноль.

## 10.5. ПРИВЕДЕНИЕ НАКЛОННЫХ ЛИНИЙ К ГОРИЗОНТУ. ЭКЛИМЕТРЫ

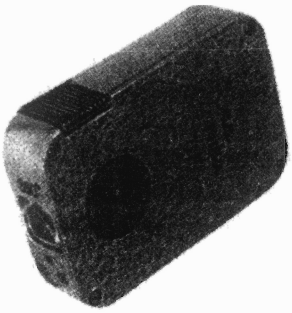
При составлении топографических планов, продольных и поперечных профилей необходимо находить горизонтальные проекции каждой измеряемой линии. Если линия на местности $AB$ (рис. 10.10) наклонена к горизонту под углом $\nu$, то для определения ее горизонтальной проекции необходимо измерить на местности землемерной лентой, рулеткой или измерительным колесом наклонное расстояние $D$ и угол наклона линии $AB$ к горизонту $\nu$.



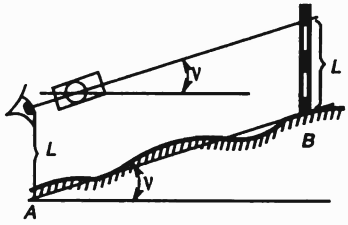

Р и с. 10.10. Схема к расчету горизонтальной проекции измеренного наклонного расстояния

Горизонтальную проекцию $d = AC$ наклонной линии $D = AB$ можно получить из прямоугольного треугольника $ABC$ по формуле:

$$d = D\cos\nu. \qquad (10.4)$$



Р и с. 10.11. Эклиметр-высотомер ЭВ-1




Р и с. 10.12. Схема измерения угла наклона эклиметром

Величину

$$\Delta D = D - d = D - D\cos\nu = 2D\sin^2\frac{\nu}{2} \qquad (10.5)$$

называют *поправкой за наклон* линии местности к горизонту.

Углы наклона местности к горизонту определяют либо по вертикальному кругу оптического теодолита (2Т30, 2Т30П, 4Т30П), либо с помощью специального портативного прибора *эклиметра-высотомера* с маятниковым кругом в прямоугольном корпусе (рис. 10.11).

При измерении угла наклона линии местности *AB* в точке *B* устанавливают веху с обозначенной на ней меткой *L* на уровне глаза наблюдателя. Наблюдатель, стоящий в точке *A*, осуществляет визирование на метку и, нажав кнопку, отпускает круг и считывает значение вертикального угла в градусах (рис. 10.12).

Углы повышения на цилиндрическом ободке круга имеют знак плюс для углов наклона повышения и знак минус — для углов наклона понижения. Погрешность измерения углов наклона эклиметром составляет ±0,25°.

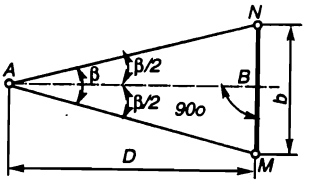
На ободе круга эклиметра кроме шкалы углов наклона в градусах имеется также шкала для определения превышений в метрах для точек, расположенных на расстояниях соответственно 15 и 20 м.

На боковой стенке корпуса эклиметра-высотомера ЭВ-1 дана таблица.

### 10.6. ОПТИЧЕСКИЕ ДАЛЬНОМЕРЫ

Оптические дальномеры разнообразных конструкций все еще находят применение в практике производства инженерных геодезических работ, поскольку позволяют определять расстояния дистанционным способом.

По конструктивным особенностям оптические дальномеры подразделяют на *нитяные* и *двойного изображения*. Принцип измерения расстоя-




Р и с. 10.13. Принцип параллактического треугольника, реализуемый в оптических дальномерах

ний этими дальномерами основан на решении прямоугольных или равнобедренных треугольников, которые образуются между глазом наблюдателя и базой дальномера, т. е. реализуется параллактический метод измерения расстояний.

Схема определения расстояний оптическими дальномерами, независимо от их конструкции, представлена на рис. 10.13.

Угол β в этом треугольнике весьма мал и его называют *параллактическим,* а противолежащую ему сторону *b* — базой. Искомое расстояние *D* определяется по формуле:

$$D = \frac{b}{2}\operatorname{ctg}\frac{\beta}{2}$$

или

$$D = \tilde{N}b,$$

где $C = \frac{1}{2}\operatorname{ctg}\frac{\beta}{2}$ — коэффициент нитяного дальномера.

Оптические дальномеры различают:

- с постоянным параллактическим углом и переменной базой в виде вертикальной рейки, устанавливаемой вне прибора;
- с переменным параллактическим углом и постоянной базой в виде горизонтальной рейки вне или с базой внутри прибора;
- с переменными параллактическим углом и базой в виде вертикальной рейки вне прибора.

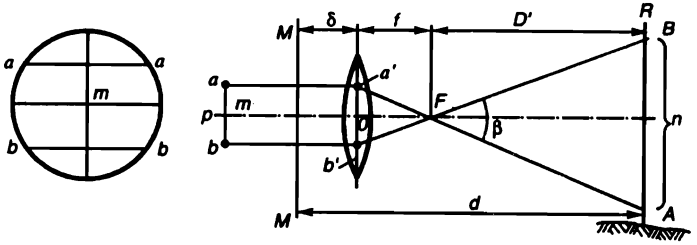
Первый тип оптических дальномеров — *нитяные дальномеры,* получили широкое распространение в современных оптических теодолитах и других геодезических приборах.

Второй тип — морально устаревшие *дальномеры двойного изображения,* в настоящее время уже мало применяемые.

Третий тип нашел применение во все еще используемых на практике номограммных тахеометрах.

## 10.7. НИТЯНЫЕ ДАЛЬНОМЕРЫ

Нитяные дальномеры используют в большинстве современных оптических приборов, имеющих сетку нитей. *Нитяной дальномер* состоит из двух дальномерных штрихов (нитей) сетки нитей (*aa, bb*) и вертикальной рейки с сантиметровыми делениями, устанавливаемой в точке местности,




Р и с 10.14. Схема измерения расстояний нитяным дальномером при горизонтальном положении оси визирования

до которой измеряют расстояние. Перекрестье нитей *m* служит точкой визирования (рис. 10.14).

При изучении принципов измерения расстояний нитяным дальномером целесообразно рассмотреть два случая, когда: визирная ось горизонтальна и перпендикулярна вертикальной оси рейки (см. рис. 10.14); визирная ось наклонна и не перпендикулярна вертикальной оси рейки. Очевидно, что первый случай является частным, а второй — общим.

Из рис. 10.14 следует, что *p* — это расстояние между верхним и нижним штрихами нитяного дальномера, *f* — фокусное расстояние объектива, *F* — передний фокус объектива, *MM* — ось вращения прибора, от которой измеряют горизонтальное расстояние *d* до вертикальной рейки *R*. При горизонтальном положении визирной оси лучи от дальномерных штрихов определяют соответствующие отсчеты по рейке *a* и *b*.

Из подобия треугольников *ABF* и *abF* следует, что

$$\frac{D'}{n}=\frac{f}{p} \quad \text{или} \quad D'=\frac{f}{p}n=\frac{1}{2}\operatorname{ctg}\frac{\beta}{2}n=Cn,$$

где $C=\frac{f}{p}=\frac{1}{2}\operatorname{ctg}\frac{\beta}{2}$ — коэффициент нитяного дальномера, принимаемый обычно $C = 100$ или $C = 200$.

Таким образом искомое расстояние *d* от оси прибора до рейки составляет

$$d = D' + f + \delta = Cn + c, \qquad (10.6)$$

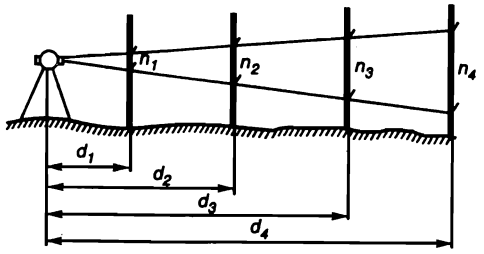
где $c = f + \delta$ — постоянная нитяного дальномера.

У современных приборов, имеющих внутреннюю фокусировку трубы, постоянная нитяного дальномера *c* пренебрежительно мала, поэтому для случая горизонтального положения визирной оси можно окончательно записать

$$d = Cn. \qquad (10.7)$$




Р и с. 10.15. Определение расстояния по нитяному дальномеру: $a$ = 767 мм; $b$ = 600 мм; $d$ = = 100(767—600) = 16,7 м




Р и с. 10.16. Изменение базы нитяного дальномера для реек, расположенных на разном удалении от прибора

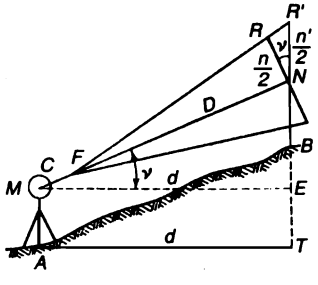
Как следует из рис. 10.15, в этом случае при коэффициенте дальномера $C = 100$ расстояние до измеряемой точки определится по формуле:

$$d = C(a - b). \qquad (10.8)$$

На рис. 10.16 видно, как меняется база нитяного дальномера $n$ при неизменном значении параллактического угла β для реек, установленных на разном удалении от прибора.

Для второго (общего) случая определения расстояний нитяным дальномером при наклонном положении визирной оси прибора, представленного на рис. 10.17, видно, что при угле наклона визирной оси к горизонту ν, используя формулу (10.7), можно получить некоторое условное (дальномерное) расстояние $L$:

$$L = Cn'. \qquad (10.9)$$




Р и с. 10.17. Схема измерения расстояния нитяным дальномером при наклонном положении оси визирования

Если бы рейка была нормальна по отношению к визирной оси, то по формуле (10.9) можно было бы получить физически понятную величину наклонного расстояния $D$, но поскольку рейка вертикальна, то она отклонена от нормали к визирной оси на угол ν, следовательно,

$$D = Cn = Cn'\cos\nu. \qquad (10.10)$$

И наконец, зная угол наклона визирной оси к горизонту ν, можно определить искомую величину горизонтальной проекции $d$ наклонного расстояния $D$:

$$d = Cn'\cos^2\nu. \qquad (10.11)$$

Очевидно, что между величинами дальномерного расстояния $L$, наклонного расстояния $D$ и его горизонтальной проекции $d$ существует соотношение:

$$L \geq D \geq d. \qquad (10.12)$$

Из неравенства (10.12) следует, что величины $L$, $D$ и $d$ равны между собой лишь в одном частном случае, когда визирная ось прибора горизонтальна. В остальных случаях разница между этими величинами будет тем больше, чем больше угол наклона визирной оси прибора $\nu$.

Точность измерения расстояний нитяным дальномером относительно невелика и составляет порядка 1: 300 измеряемого расстояния. Однако для многих практических задач инженерной геодезии (прежде всего для выполнения теодолитных и топографических съемок) этой точности оказывается достаточно.

## 10.8. СВЕТОДАЛЬНОМЕРЫ И РАДИОДАЛЬНОМЕРЫ

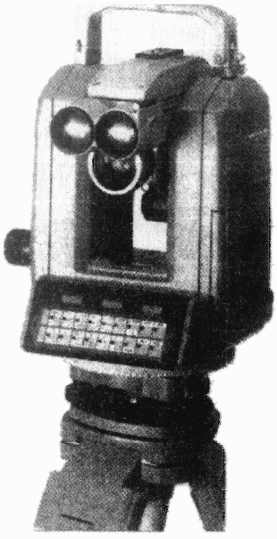
Измерение расстояний с помощью *светодальномеров и радиодальномеров* является одним из наиболее точных и высокопроизводительных методов производства геодезических работ при изысканиях, строительстве и эксплуатации инженерных сооружений. Они относятся к группе электромагнитных дальномеров, основанных на принципе измерения времени прохождения электромагнитными волнами удвоенного измеряемого расстояния (от излучателя до отражателя и обратно).

Если обозначить скорость распространения электромагнитных волн через $v$, а время их прохождения двойного измеряемого расстояния через $t$, то искомое расстояние определится по формуле

$$D = vt/2.$$

Скорость распространения электромагнитных волн известна, и в вакууме она равна 299 792 456 м/с, а в атмосфере может быть определена с учетом показателя преломления воздуха, зависящего от температуры, давления и влажности атмосферы. Для определения времени $t$ существует два метода: импульсный и фазовый. Импульсный метод применяют при измерении больших расстояний, но с малой точностью. В геодезии большее распространение получил фазовый метод, дающий существенно большую точность измерений.

*Светодальномеры* — оптические приборы для определения расстояний при помощи светового луча. Принцип действия светодальномера за-



Р и с. 10.18. Светодальномер Wild DI5S DISTOMAT (Швейцария) в виде насадки к серийному электронному теодолиту

ключается в том, что от источника света через модулятор электромагнитные волны передаются на отражатель, установленный в точке, до которой измеряют расстояние. От отражателя электромагнитные волны возвращаются к приемному устройству, совмещенному с передающим. Приемное устройство передает полученные сигналы через усилитель и демодулятор на устройство обработки сигнала, откуда идет на табло индикатора, где и высвечиваются результаты измерений в конечном виде либо в промежуточных значениях.

Источниками излучения в современных светодальномерах, как правило, являются светодиоды или оптические квантовые генераторы — лазеры. Модуляция светового потока осуществляется за счет использования оптических и электрооптических явлений, возникающих при прохождении света через жидкости, кристаллы, полупроводниковые диоды и т. д. В качестве приемников используют фотоэлектронные умножители, а там, где источником света являются светодиоды, — фотодиоды.

Отечественный светодальномер «Блеск-2» (2СТ-10), представленный на рис. 9.7, имеет основные технические характеристики:

Средняя квадратическая погрешность измерений — ±(5 + 3ppm x D) мм;
Диапазон измеряемых расстояний — от 2 до 5000 м (10 000 м при метеорологической дальности видимости более 40 км и отсутствии колебаний воздушной среды);
Диапазон рабочих температур — от –30°С до +40°С;
Масса прибора в футляре — 8,5 кг.

На рис. 10.18 представлен один из наиболее распространенных образцов импортной светодальномерной техники Wild DI5S DISTOMAT в виде насадки к серийному электронному теодолиту.

Основные технические характеристики светодальномера:

Средняя квадратическая погрешность измерений — ±(3 + 2 ppm x D) мм;
Диапазон измеряемых расстояний — от 1,5 до 7000 м;
Время полного измерения — 4 с;
Диапазон рабочих температур — от – 20°С до + 50°С;
Масса прибора — 1,1 кг.

*Радиодальномеры* — приборы для определения расстояний по скорости распространения ультракоротких радиоволн в сантиметровом диапазоне. Преимущество радиодальномеров по сравнению со светодальномерами в том, что они могут работать в любых атмосферных условиях, кроме сильных дождей.

Используют радиодальномеры, работающие по тому же принципу, что и светодальномеры. В инженерной геодезии радиодальномеры применяют в основном в качестве навигационного оборудования для производства аэрофотосъемок (радиовысотомеры).

В системах спутниковой навигации «GPS» расстояния до навигационных спутников определяют также по скорости распространения радиосигналов, но эти радиодальномеры построены по принципу синхронизации излучаемых радиосигналов (псевдокодов) искусственными спутниками Земли и в приемниках, размещаемых в точках земной поверхности, координаты которых необходимо определить (см. гл. 21).

## 10.9. ИЗМЕРЕНИЕ НЕПРИСТУПНЫХ РАССТОЯНИЙ

При выполнении измерительных работ нередко возникают ситуации, когда та или иная линия не может быть измерена непосредственно, например, землемерной лентой или рулеткой (водные преграды, непроходимые болота и т. д.). В этих случаях, в зависимости от того, какими техническими средствами располагает исполнитель (землемерными лентами и рулетками, оптическими теодолитами, светодальномерами, электронными тахеометрами, приборами спутниковой навигации «GPS» и т. д.), неприступное расстояние может быть определено одним из следующих способов:

базисов;

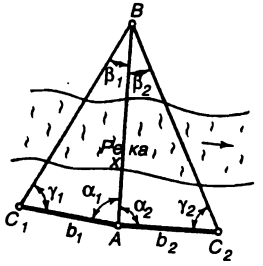
равных треугольников;

прямого промера по оси;

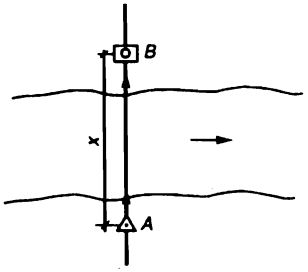
наземно-космическим.

*Способ базисов* состоит в измерении неприступного расстояния с помощью прямой угловой засечки (рис. 10.19).

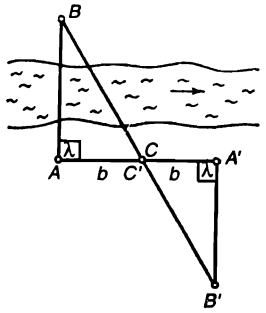
На удобных участках местности для производства линейных измерений с использованием землемерной ленты или рулетки от точки $A$ измеряемой линии строят два базиса $b_1$ и $b_2$ таким образом, чтобы между ними и измеряемой прямой линией образовались два треугольника с углами при основании не менее 30° и не более 150°. Базисы измеряют землемерной лентой или рулеткой дважды и при допустимых расхождениях в промерах определяют среднее значение каждого из них. Полным приемом теодолита из-




Р и с. 10.19. Схема определения неприступного расстояния способом базисов




Р и с. 10.20. Схема определения неприступного расстояния способом прямого промера оси




Р и с. 10.21. Схема определения неприступного расстояния способом равных треугольников

меряют углы при основаниях полученных треугольников $ABC_1$ и $ABC_2$, соответственно $\gamma_1$, $\alpha_1$ и $\gamma_2$, $\alpha_2$. По теореме синусов дважды определяют значение искомого неприступного расстояния:

$$x_1 = \frac{b_1 \sin\gamma_1}{\sin\beta_1}; \qquad x_2 = \frac{b_2 \sin\gamma_2}{\sin\beta_2}. \tag{10.13}$$

Если относительная погрешность между двумя измерениями не превышает допустимой $\frac{x_1 - x_2}{x_{ср}} \le \frac{1}{N_{доп}}$, то окончательно принимают в качестве искомого результата среднее значение $x = \frac{x_1 + x_2}{2}$.

*Способ равных треугольников* состоит в построении в доступном месте двух равных прямоугольных треугольника с взаимно параллельными сторонами, в которых одна из сторон является искомым недоступным отрезком (рис. 10.20).

Для решения задачи определения неприступного расстояния в этом случае в точке $A$ откладывают прямой угол $\lambda$ и вдоль полученного направления дважды откладывают некоторый отрезок $b$ и получают точки $C$ и $A'$. В точках $B$ и $C$ устанавливают вехи, а в точке $A'$ откладывают прямой угол $\lambda$ к линии $AA'$. На пересечении этого перпендикуляра и направления $BC$ отмечают на местности точку $B'$. Полученные таким образом два прямоугольных треугольника $ABC$ и $A'B'C$ равны между собой и, измерив землемерной лентой или рулеткой отрезок $A'B' = d$, получим величину искомого неприступного расстояния $x = d$.

*Способ прямого промера по оси* используют в тех случаях, когда исполнитель располагает такими современными приборами, как электронный тахеометр или светодальномер (см. рис. 10.20).

Для определения неприступного расстояния в этом случае в точке $A$ измеряемого отрезка устанавливают прибор (электронный тахеометр или светодальномер), а в точке $B$, в зависимости от величины измеряемого расстояния, — на штативе однопризменный или шестипризменный отражатель. Определение неприступного расстояния производят в режиме многократного измерения с определением $x = d_{ср}$ и дисперсии измеренного расстояния $\dot{\sigma}_d^2$.

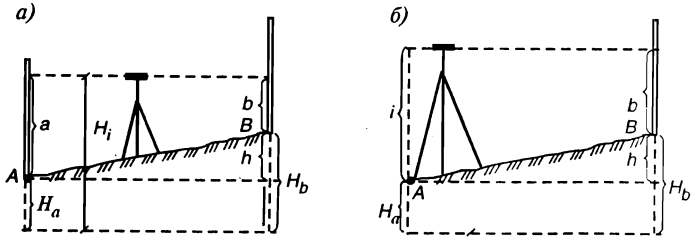
Наземно-космический способ определения неприступного расстояния используют в случае наличия у исполнителя приемника спутниковой навигации «GPS» геодезического класса. Для этой цели, последовательно устанавливая приемник в точках $A$ и $B$, определяют их координаты $X_a$, $Y_a$ и $X_b$, $Y_b$. Далее решая обратную геодезическую задачу (см. гл. 14), устанавливают искомое расстояние $x$ и, если необходимо, дирекционный угол направления $\alpha$.

# Глава 11. ГЕОМЕТРИЧЕСКОЕ НИВЕЛИРОВАНИЕ

## 11.1. СУЩНОСТЬ И СПОСОБЫ ГЕОМЕТРИЧЕСКОГО НИВЕЛИРОВАНИЯ

*Геометрическим нивелированием* называют процесс измерения разностей высот точек местности (превышений) и определения их высот с помощью горизонтального луча визирования геодезического прибора.

При *геометрическом нивелировании* превышение $h$ между точками $A$ и $B$ определяют с помощью горизонтального луча визирования (рис. 11.1).




Р и с. 11.1. Способы геометрического нивелирования:
*а* — способ «из середины»; *б* — способ «вперед»

Горизонтальный визирный луч создает специальный геодезический прибор — *нивелир*, устанавливаемый между точками *A* и *B*. На точках *A* и *B* местности отвесно устанавливают *нивелирные рейки* с нанесенными на них делениями (см, мм). Горизонтальный визирный луч отсекает на рейках от их начала (пятки) отрезки *a* и *b*, называемые *отсчетами*.

Для геометрического нивелирования могут быть использованы кроме нивелира и другие геодезические приборы (теодолиты, тахеометры и т. д.), если придать их визирным осям строго горизонтальное положение.

Различают способы геометрического нивелирования «из середины» (рис. 11.1, *а*) и «вперед» (рис. 11.1, *б*).

*Геометрическое нивелирование «из середины»* осуществляют следующим образом. Для определения превышения *h* между точками *A* и *B* (см рис. 11.1, *а*) в этих точках отвесно устанавливают рейки и берут отсчеты *a* («взгляд назад») на точку *A* и *b* («взгляд вперед») на точку *B*.

Как следует из рис. 11.1, *а*, превышение между точками *A* и *B* равно:

$$h = a - b. \qquad (11.1)$$

Если превышение *h* оказалось положительным, то это означает, что передняя точка *B* расположена выше задней точки *A* и, наоборот, при отрицательном значении превышения *h* передняя точка расположена ниже задней.

Таким образом, *превышение передней точки над задней равно разности отсчетов «взгляд назад» минус «взгляд вперед»*.

Если известна высота $H_a$ задней точки *A*, то вычислив превышение *h*, легко определить высоту $H_b$ передней точки *B* по формуле:

$$H_b = H_a + h. \qquad (11.2)$$

То есть *высота передней точки равна высоте задней плюс соответствующее превышение.*

Высота последующей точки может быть также определена и через *горизонт прибора* $H_i$ (см. рис. 11.1, *а*):

$$H_i = H_a + a. \qquad (11.3)$$

*Горизонт прибора равен высоте точки плюс «взгляд на эту точку»*. Тогда высоту передней точки *B* легко определить по формуле:

$$H_b = H_i - b. \qquad (11.4)$$

*Высота точки равна горизонту прибора минус «взгляд на эту точку»*.

Способ нивелирования «из середины» является основным при производстве инженерных работ, поскольку на результаты нивелирования

практически не сказывается точность юстировки прибора (нивелира), а также влияние кривизны Земли и рефракции земной атмосферы.

При *геометрическом нивелировании способом «вперед»* прибор устанавливают таким образом, чтобы окуляр его трубы находился над точкой $A$ (рис. 11.1, *б*). Вертикальное расстояние от центра окуляра до точки $A$ называют *высотой прибора i.* Высоту прибора обычно измеряют с помощью вертикально установленной рейки.

Если в точке $B$ установить рейку и взять на нее отсчет «взгляд вперед» $b$, то превышение между точками $A$ и $B$ определится:

$$h = i - b,$$

т. е. *превышение между точками равно высоте прибора минус «взгляд вперед».*

На результаты нивелирования способом «вперед» существенное влияние оказывает точность юстировки прибора (т. е. обеспечение практической горизонтальности визирной оси), а также влияние кривизны Земли и рефракции земной атмосферы. Поэтому геометрическое нивелирование способом «вперед» используют, как правило, при поверках и юстировках нивелиров перед началом полевых работ.

## 11.2. ВИДЫ ГЕОМЕТРИЧЕСКОГО НИВЕЛИРОВАНИЯ

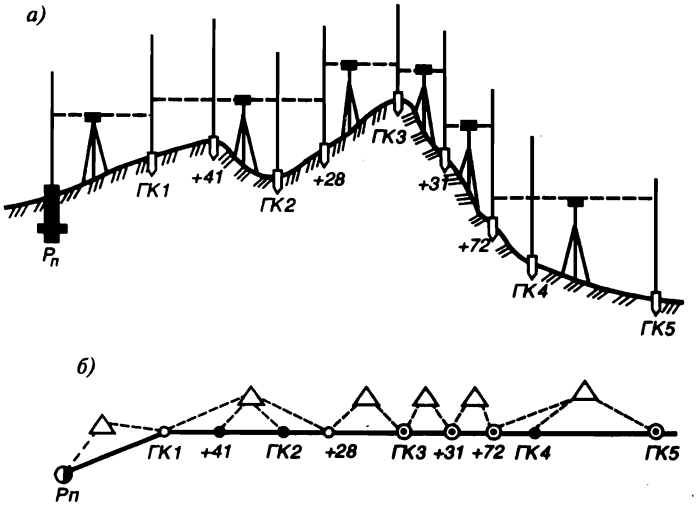
Нивелирование с одной стоянки прибора (станции) называют *простым.* Если требуется определить превышения или высоты для многих точек на значительном протяжении, то нивелирование осуществляют с нескольких станций, т. е. прокладывают *нивелирный ход.* Такое нивелирование называют *сложным.*

В процессе сложного нивелирования точки, общие для двух смежных станций, называют *связующими,* а остальные — *промежуточными* (рис. 11.2).

При сложном нивелировании особое внимание уделяют связующим точкам, так как ошибка, допущенная в определении высоты одной из связующих точек, передается на все последующие.

При изысканиях автомобильных дорог, мостовых переходов, каналов и других линейных инженерных сооружений нивелирование ведут вдоль трассы сооружений, с определением высот переломных и характерных точек местности, с последующим составлением продольного профиля по оси будущего сооружения. Такое нивелирование называют *продольным.*

В характерных местах производят определение высот точек местности по перпендикулярам к трассе (поперечникам). Такое нивелирование называют *поперечным.* Необходимо иметь в виду, что поперечное геометрическое нивелирование производят обычно при небольшом перепа-




Р и с. 11.2. Схема нивелирного хода: точки связующие (Рп, ПК1, +28, ПК3, +31, +72, ПК5); точки промежуточные (+41, +ПК2, ПК4);
*а* — продольный профиль; *б* — план

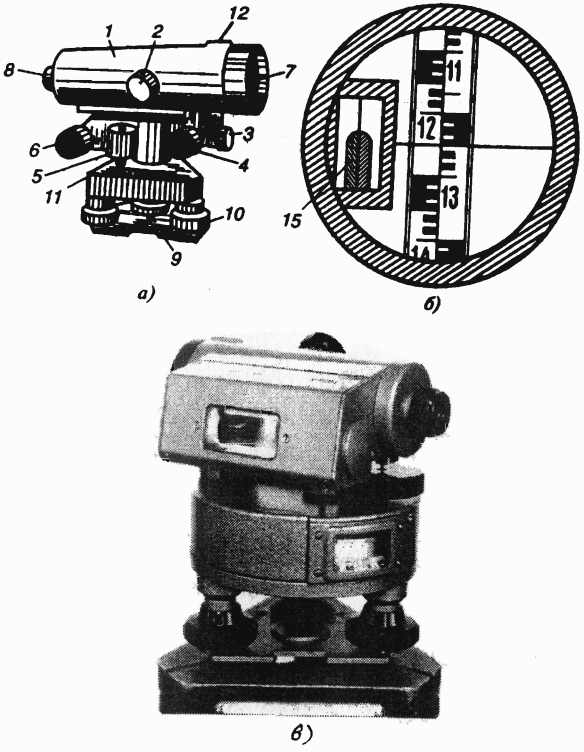
де высот между крайними точками поперечников, когда каждый поперечник может быть снят с 1—2 станций.

Для вертикальной планировки местности при изысканиях аэродромов, строительных площадок, улиц и площадей, промышленных объектов и т. д. для получения топографического плана в горизонталях производят *нивелирование поверхности.* Особенно часто его производят при изысканиях аэродромов.

## 11.3. КЛАССИФИКАЦИЯ И УСТРОЙСТВО НИВЕЛИРОВ

В соответствии с действующим ГОСТом нивелиры по точности разделяют на три типа: *высокоточные* (типа Н-05), *точные* (типа Н-3) и *технические* (типа Н-10). Цифра в обозначении марки нивелира указывает значение средней квадратической ошибки превышения на 1 км двойного нивелирного хода; для нивелира Н-05 $m = 0.5$ мм; для нивелира Н-3 $m = 3$ мм; для нивелира Н-10 $m = 10$ мм.

По своим конструктивным особенностям нивелиры могут иметь цилиндрический уровень при трубе (например, Н-3), у которых визирная ось приводится в горизонтальное положение вручную и с компенсатором, с помощью которого визирная ось зрительной трубы приводится




Р и с. 11.3. Нивелиры с цилиндрическим уровнем при трубе:

*а* — точный нивелир Н-3 — вид справа; *б* — поле зрения трубы нивелира Н-3; *в* — технический нивелир Н-10Л; *1* — зрительная труба; *2* — фокусирующий винт; *3* — закрепительный винт; *4* — наводящий винт; *5* — круглый уровень; *6* — элевационный винт; *7* — объектив; *8* — окуляр; *9* — гибкая пластина; *10* — подъемные винты; *11* — подставка; *12* — целик; *13* — цилиндрический уровень; *14* — коробка с юстировочными винтами цилиндрического уровня; *15* — контактный уровень

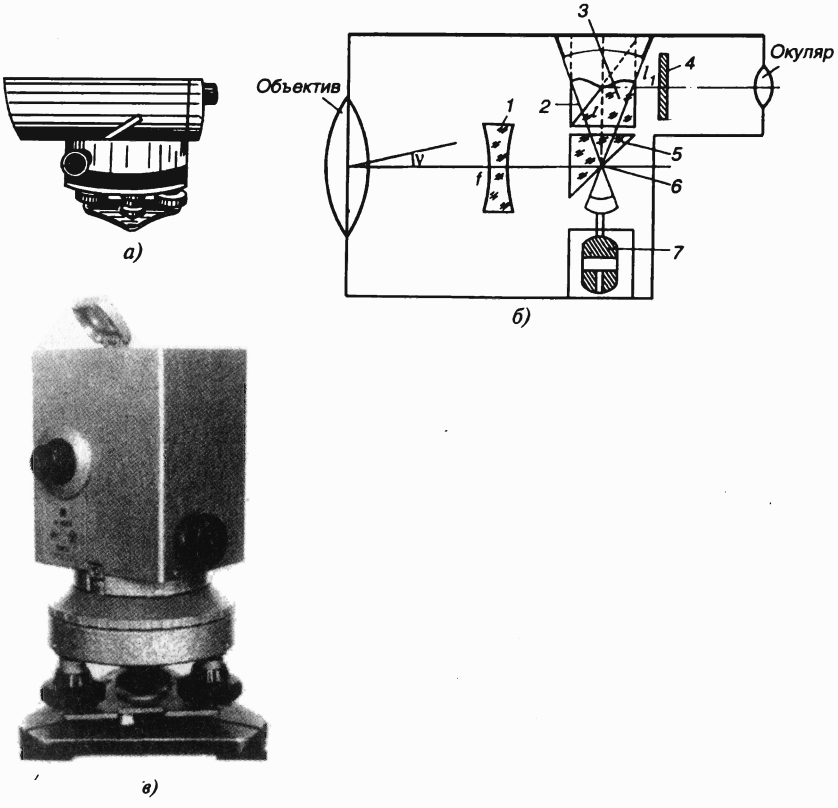
в горизонтальное положение автоматически. Обозначение марки таких нивелиров дополняется буквой К (например, Н-3К).

Установлено, что применение нивелиров с компенсаторами позволяет повысить производительность труда на 15—20%, поэтому использование нивелиров с компенсаторами является предпочтительным.

Некоторые нивелиры одновременно снабжаются и лимбом для измерения горизонтальных углов. Обозначение марки нивелира такой конструкции дополняется буквой Л (например, Н-10КЛ).

Цифра, стоящая перед обозначением марки прибора, указывает номер улучшенной модификации базовой модели (например, 2Н-3Л).

На рис. 11.3, *а* представлен получивший широкое распространение в инженерной практике точный нивелир Н-3.



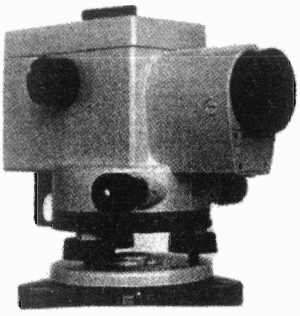

Р и с. 11.4. Нивелиры с компенсаторами:

*а* — точный нивелир Н-3К; *б* — схема работы маятникового оптико-механического компенсатора; *в* — технический нивелир Н-10КЛ

Зрительная труба *1* с обратным изображением в поле зрения и $30^x$ — кратным увеличением имеет объектив *7* с просветленной оптикой и окуляр *8* с диоптрийным кольцом. Наведение на резкость осуществляют с помощью фокусирующего винта *2*. Нивелир снабжен закрепительным винтом трубы *3* и наводящим винтом *4*, обеспечивающим точную наводку сетки нитей на рейку. Следует помнить, что наводящим винтом *4* работают после осуществления грубой наводки трубы на рейку (используя для этого целик *12*) и закрепления трубы винтом *3*. Зрительная труба *1* соединена вертикальной осью вращения с подставкой *11*. Круглый уровень *5* при трубе служит для приведения оси вращения прибора в отвесное положение с помощью подъемных винтов *10*. Нивелир имеет контактный цилиндрический уровень, наглухо скрепленный со зрительной трубой. Изображение противоположных концов половинок пузырька цилиндриче-

ского уровня через систему призм передается в поле зрения трубы (рис. 11.3, *б*). Перед взятием отсчета по рейке элевационным винтом *6* осуществляют точное совмещение (контакт) концов пузырька цилиндрического уровня и приводят тем самым визирную ось зрительной трубы в горизонтальное положение.

Аналогичную конструкцию имеет и технический нивелир Н-10Л (рис. 11.3, *в*).



Р и с. 11.5. Точный нивелир 3Н-2КЛ

На рис. 11.4, *а* представлен точный нивелир Н-3К, имеющий устройство для автоматического приведения визирной оси трубы в горизонтальное положение — компенсатор при отклонении оси вращения прибора от вертикального положения в пределах ± 15′.

В отличие от нивелира Н-3 нивелир Н-3К не имеет закрепительного винта, поскольку труба вращается вокруг своей оси с легким фрикционным усилием. Поэтому грубая наводка прибора на рейку осуществляется вручную, а точная бесконечным наводящим винтом.

На рис. 11.4, *б* представлена схема работы маятникового, оптико-механического компенсатора, который располагается между сеткой нитей *4* и фокусирующей линзой *1*. Компенсатор состоит из двух прямоугольных призм *3* и *5*, верхняя из которых служит для передачи изображения в плоскость сетки нитей *4* и поэтому наглухо скреплена с корпусом зрительной трубы, а нижняя, соединенная с маятником, подвешена на паре стальных нитей *2*. Гашения колебаний маятника и призмы осуществляется с помощью воздушного демпфера *7*.

При наклоне трубы на угол ν верхняя призма *3* наклонится вместе с трубой на тот же угол, в то время как подвешенная нижняя призма *5* развернется в сторону, противоположную наклону трубы, что вызывает смещение визирного луча, и он снова занимает горизонтальное положение.

Технический нивелир Н-10КЛ, представленный на рис. 11.4, *в*, также имеет оптико-механический компенсатор, чувствительным элементом которого является прямоугольная призма на шарикоподшипниковой подвеске. Зрительная труба прибора имеет прямое изображение. В нижней части прибора имеется горизонтальный лимб для измерения горизонтальных углов, что расширяет возможности нивелира при производстве инженерных работ.

В настоящее время промышленность вместо нивелира Н-3К выпускает модифицированный прибор 3Н-2КЛ (рис. 11.5).

Нивелир снабжен маятниковым компенсатором, имеет прямое изображение в поле зрения трубы и обеспечивает производство измерений с точностью ± 2 мм на километр двойного нивелирного хода.

## 11.4. ПОВЕРКИ И ЮСТИРОВКА НИВЕЛИРОВ

Перед началом полевых работ с использованием нивелиров они должны быть поверены и при необходимости отъюстированы.

Нивелиры Н-3, 2Н-3Л, 3Н-2КЛ и Н-10 должны соответствовать следующим требованиям.

1. *Головка штатива и подставка нивелира должны быть устойчивы.*

Поверку выполняют так же, как и для теодолита (см. п. 8.6).

2. *Ось круглого уровня должна быть параллельна оси вращения нивелира.*

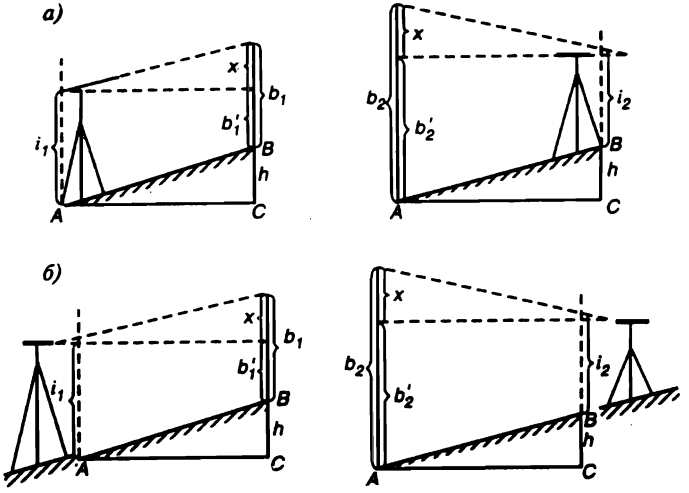
Для выполнения этой поверки с помощью подъемных винтов выводят пузырек круглого уровня на середину (в центр кружка на стекле коробки уровня) и разворачивают зрительную трубу нивелира вокруг его оси на 180°. При этом если пузырек круглого уровня останется в середине, то условие выполнено. Если же пузырек сместится, то его с помощью исправительных винтов круглого уровня необходимо вернуть обратно на половину дуги смещения. Затем с помощью подъемных винтов вновь выводят пузырек уровня на середину и повторяют поверку и так до тех пор, пока при повороте трубы нивелира пузырек круглого уровня будет оставаться в центре.

*3. Горизонтальный штрих сетки нитей должен быть перпендикулярен оси вращения прибора.*

Для выполнения этого условия на расстоянии 20—30 м от нивелира устанавливают рейку. Трубу прибора наводят таким образом, чтобы изображение рейки расположилось у края поля зрения трубы и берут отсчет по горизонтальному штриху сетки нитей. Затем наводящим винтом трубу поворачивают таким образом, чтобы изображение рейки оказалось у противоположного края поля зрения трубы. Если отсчет не изменился, то условие выполнено. В противном случае, сняв защитный колпачок окуляра, ослабляют крепежные винты окулярной части зрительной трубы и, поворачивая сетку нитей за счет люфта в отверстиях винтов, добиваются выполнения условия поверки.

*4. Для нивелиров с цилиндрическим уровнем при трубе ось цилиндрического уровня должна быть параллельна визирной оси прибора (главная поверка).*

*Для нивелиров с компенсаторами главная поверка заключается в том, что визирная ось трубы должна быть горизонтальна.*




Р и с. 11.6. Схемы выполнения главной поверки нивелиров:
*а* — двойным нивелированием способом «вперед»; *б* — двойным нивелированием при разных плечах

Независимо от конструкции прибора главная поверка выполняется следующим образом. На местности устанавливают две твердые точки *A* и *B* на расстоянии порядка 50—70 м друг от друга и выполняют двойное нивелирование по способу «вперед» (рис. 11.6, *а*). Для более точного определения высоты прибора *i* его целесообразно устанавливать на расстоянии 2—3 м от рейки, с тем чтобы обеспечить резкое изображение в поле зрения трубы ближней рейки, т. е. фактически отсчеты берут при резко различных плечах нивелирования (рис. 11.6, *б*).

На первой стоянке прибора измеряют его высоту $i_1$ или берут отсчет на ближнюю рейку $a_1 = i_1$ и берут отсчет на дальнюю рейку $b_1$. Затем переходят с прибором на вторую стоянку и измеряют высоту прибора $i_2$ или берут отсчет на ближнюю рейку $a_2 = i_2$ и берут отсчет на дальнюю рейку $b_2$.

Если бы условие параллельности визирной оси и оси цилиндрического уровня (или горизонтальности визирной оси для нивелиров с компенсатором) было бы выполнено, то верные отсчеты по рейке были бы соответственно равны $b'_1$ и $b'_2$, при невыполнении этого условия оба отсчета будут иметь одну и ту же ошибку $x$. Верные отсчеты при этом составят:

$$b'_1 = b_1 - x \text{ и } b'_2 = b_2 - x. \qquad (11.5)$$

Для определения величины превышения $h$ (см. рис. 11.6) можно записать два выражения:

$$h = i_1 - b'_1 = i_1 - b_1 + x$$

и (11.6)

$$h = b'_2 - i_2 = b_2 - x - i_2.$$

Приравняв правые части уравнений (11.6) между собой, получим:

$$i_1 - b_1 + x = b_2 - x - i_2,$$

откуда получим величину ошибки $x$

$$x = \frac{b_1 + b_2}{2} - \frac{i_1 + i_2}{2} \qquad (11.7)$$

Для технического нивелирования величина ошибки $x$ не должна превышать $x \leq |\pm 4 \text{ мм}|$. Если это условие оказывается не выполненным, осуществляют полевую юстировку нивелира.

После определения ошибки $x$ вычисляют значение правильного отсчета на рейку, установленную в точке $A$,

$$b'_2 = b_2 - x,$$

и, действуя элевационным винтом, наводят перекрестье нитей на этот отсчет. При этом пузырек цилиндрического уровня уйдет с контакта. Действуя исправительными винтами уровня, выводят пузырек уровня на середину ампулы (на контакт). Поверку повторяют до окончательного устранения ошибки.

Для нивелиров с компенсаторами юстировку осуществляют исправительными винтами сетки нитей до получения правильного значения отсчета $b'_2$.

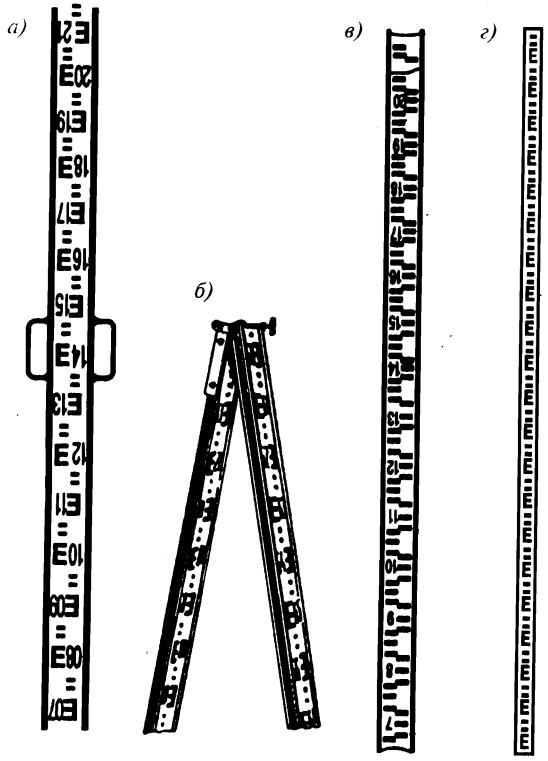
## 11.5. НИВЕЛИРНЫЕ РЕЙКИ

Для нивелирования применяют *цельные, складные, раздвижные и телескопические рейки* (рис. 11.7).

Рейки изготовляют из сухого выдержанного леса хвойных пород, из пластмассы или специальных дюралевых сплавов.

В инженерной практике обычно используют техническое нивелирование, для которого применяют *односторонние или двусторонние шашечные* цельные или складные РН3 или РН4 с 10-миллиметровыми делениями (рис. 11.7, *а, б*).

Двусторонние рейки цельные или складные имеют длину 3 м. На одной стороне таких реек черной краской (черная сторона) нанесены шашечные сантиметровые деления и выделены 5- и 10-сантиметровые деле-




Р и с. 11.7. Нивелирные рейки:
*а* — цельная; *б* — складная; *в* — раздвижная; *г* — телескопическая

ния. Нулевой отсчет черной стороны рейки совпадает с ее пяткой. На другой стороне рейки шашечные деления нанесены красной краской (красная сторона), при этом на красной стороне пяткам соответствуют отсчеты 4687 мм на цельных и 4468 мм на складных рейках. Каждый дециметр рейки оцифрован, при этом счет делений возрастает снизу вверх. Рейки выпускают с прямой оцифровкой для работы с приборами с прямым изображением в поле зрения трубы и с перевернутой оцифровкой для работы с приборами, имеющими обратное изображение.

Красные стороны нивелирных реек используют для контроля правильности нивелирования.

Раздвижные рейки (рис. 11.7, *в*) в инженерной практике в настоящее время практически не используют.

Чрезвычайно удобными при нивелировании оказались телескопические рейки из дюралевых сплавов (рис. 11.7, *г*). В зависимости от катего-

рии рельефа местности, на которой производят нивелирование, длину таких реек можно менять от 2 до 4 м.

*При нивелировании рейки устанавливают на вбитые вровень с землей колышки, металлические костыли или специальные башмаки.* В ряде случаев, когда нивелируемая точка не должна отображать рельеф местности, рейки могут устанавливаться на произвольные твердые точки местности (валуны, камни, корни, пни деревьев и т. д.).

Нивелирную рейку устанавливают в отвесное положение с помощью прикрепленного к ней круглого уровня. Перед началом работ параллельность оси круглого уровня плоскости рейки поверяют с использованием обычного нитяного отвеса. Если рейка не имеет уровня, при отсчетах менее 1500 мм ей придают вертикальное положение на глаз, а при отсчетах более 1500 мм рейку медленно покачивают вперед и назад относительно отвесной линии, при этом минимальное значение отсчета будет соответствовать отвесному положению рейки, которое и заносится в полевой журнал нивелирования.

## 11.6. ЛАЗЕРНЫЕ НИВЕЛИРЫ

В последние годы в изыскательском и строительном процессах находят применение лазерные нивелиры. Лазерные нивелиры основаны на использовании в нивелирах лазеров — оптических квантовых генераторов (*ОКГ*), световых источников видимого диапазона, основанных на вынужденном излучении атомов и молекул. Возможность автоматизации в лазерных нивелирах основана на создании прибором видимой визирной линии или плоскости. При пересечении видимым горизонтальным лучом или плоскостью вертикальных реек на них высвечивается световое лазерное пятно или горизонтальная световая линия, от которой отсчитывают превышения. Для этой цели используют визуальную или фотоэлектрическую индикацию светового пучка. Один лазерный нивелир может одновременно обслуживать несколько реек.

Все лазерные нивелиры подразделяют на три большие группы:

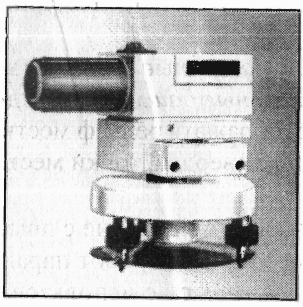
с цилиндрическим уровнем на корпусе излучателя или на зрительной трубе нивелира, к которой крепится лазерный излучатель;

с самоустанавливающимся лазерным лучом (например, нивелир с компенсатором и лазерной насадкой);

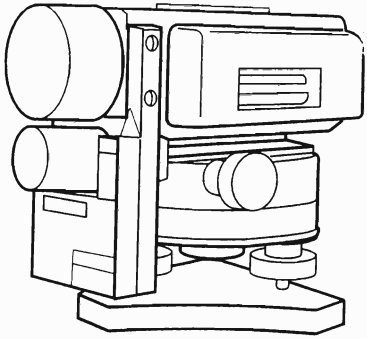
с вращающимся лазерным лучом, создающим видимые опорные горизонтальные плоскости в пространстве.

В настоящее время отечественная промышленность выпускает лазерные нивелиры «Лимка-Горизонт» (рис. 11.8).

Этот лазерный нивелир выполнен по конструктивной схеме обычного оптического нивелира, что делает работу с ним привычной и понятной.



Р и с. 11.8. Лазерный нивелир отечественного производства «Лимка-Горизонт» (Уральский оптико-механический завод УОМЗ)



Р и с. 11.9. Серийный оптический нивелир 2Н-3Л с лазерной насадкой «Лимка-ЛВН» (УОМЗ)

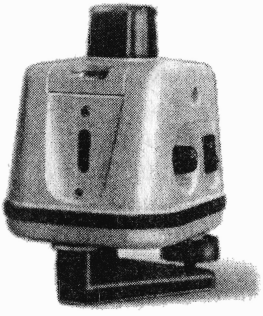
Нивелир «Лимка-Горизонт» имеет следующие основные технические характеристики:

Расстояние проекции лазерного луча без фотоэлектрического приемника излучения — 100 м;
Диаметр лазерного пятна — 10 мм;
Точность приведения к горизонту — 20″;
Диапазон рабочих температур — от −20°С до +40°С;
Масса прибора — до 1 кг.

На рис. 11.9 представлен серийный нивелир 2Н-3Л с лазерной насадкой «Лимка-ЛВН», имеющей те же технические характеристики и обеспечивающей возможность работы серийного оптического нивелира в режиме лазерного прибора.

Лазерный ротационный нивелир отечественного производства НЛ30 (рис. 11.10) предназначен для определения превышений, построения горизонтальной и вертикальной видимых опорных плоскостей. Прибор излучает красный лазерный луч в двух взаимно перпендикулярных направлениях. Один из лазерных лучей, вращаясь, образует видимую опорную горизонтальную плоскость, а второй проецирует видимую вертикальную линию.

Нивелир используют как при разбивочных работах на строительных площадках, так и производстве строительно-монтажных работ внутри помещений.



Р и с. 11.10. Ротационный лазерный нивелир отечественного производства НЛ30 (УОМЗ)

Основные технические характеристики нивелира НЛ30 следующие:

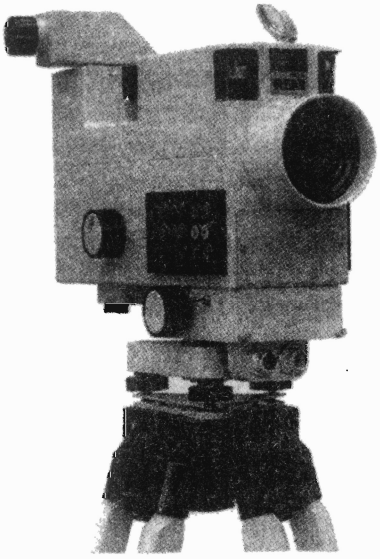
Расстояние проекции лазерного луча — 100 м;
Диаметр лазерного луча — 5 мм;
Точность приведения к горизонту — 30″ (± 2 мм на 15 м);
Диапазон рабочих температур — от –20°С до +50°С;
Масса прибора — 1,5 кг.

## 11.7. ЭЛЕКТРОННЫЕ НИВЕЛИРЫ

Полная автоматизация процесса нивелирных работ стала возможной с появлением электронных регистрирующих (кодовых) нивелиров. Кодовый нивелир представляет собой комбинацию оптического прибора, специализированного мини-компьютера и специальных двусторонних реек с закодированными делениями, позволяющими автоматизировать процесс взятия отсчетов.

В практике производства высокоточных геодезических работ в России получил распространение прецизионный нивелир производства фирмы «Carl Zeiss» RENI 002A (рис. 11.11).

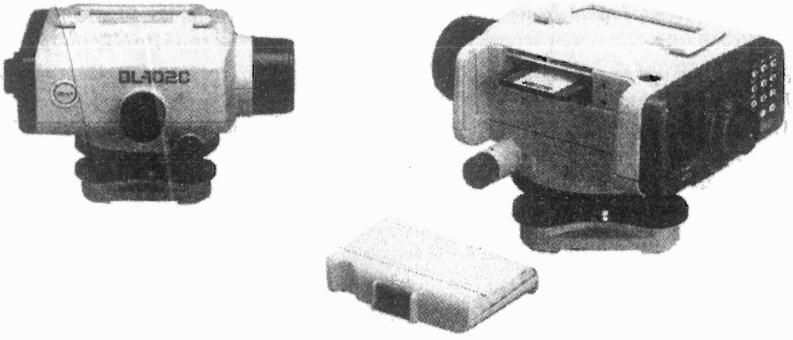
Нивелир предназначен для выполнения нивелирования I и II классов точности. Его используют как в строительном деле при возведении ответственных инженерных сооружений, так и в решении ряда прикладных задач в науке и технике.



Р и с. 11.11. Электронный прецизионный нивелир RENI 002A фирмы «Carl Zeiss» (Германия)

Установив нивелир между двумя точками по круглому уровню, вводят в память мини-компьютера информацию о высотах начального и конечного реперов, номера станций и другую информацию, наводят зрительную трубу последовательно на заднюю и переднюю рейки и нажимают клавишу «отсчет». Все вычисления на станции и увязку нивелирного хода выполняет специализированный мини-компьютер с использованием пакета специальных программ.

Электронный нивелир RENI 002A дает возможность выполнения нивелирования в автоматическом режиме. Для установки визирной оси в горизонтальное положение нивелир снабжен высокоточным компенсатором с точ-




Р и с. 11.12. Точный электронный нивелир DL-102C фирмы «Topcon» (Япония)

ностью приведения линии визирования к горизонту менее 1″. Отсчет по рейке состоит из грубого значения (метры, дециметры, сантиметры), считываемого по нивелирной рейке, и из микрометрического значения (миллиметры и доли миллиметров), регистрируемого электронным устройством. Полученные значения могут быть переданы через интерфейсный порт во внешнее запоминающее устройство для последующей автоматической обработки на базовом компьютере.

Основные технические характеристики электронного прецизионного нивелира RENI 002A:

Средняя квадратическая погрешность на 1 км двойного нивелирного хода — ±2 мм;
Минимальное расстояние визирования — 1,5 м;
Средняя точность установки компенсатора — ± 0,05″;
Рабочий диапазон компенсатора — ± 10′;
Диапазон рабочих температур — от –20°С до +45°С;
Масса прибора — 7,0 кг.

Современный малогабаритный электронный нивелир точного класса представлен на рис. 11.12.

Электронный нивелир DL-102C находит широкое применение при:

прокладке нивелирных сетей III, IV классов;

при наблюдениях за деформациями ответственных инженерных сооружений;

при производстве строительно-монтажных работ;

при топографических съемках;

при автодорожном и железнодорожном строительстве;

при строительстве мостов, путепроводов и транспортных тоннелей.

Основные технические характеристики точного электронного нивелира DL-102C:

Средняя квадратическая погрешность на 1 км двойного нивелирного хода — 1 мм;
Диапазон измерений при использовании фиберглассовых реек — от 2 до 100 м;
Средняя точность установки компенсатора — 0,5″;
Рабочий диапазон компенсатора — ± 15′;
Диапазон рабочих температур — от −20°С до +50°С;
Масса прибора (включая встроенные батареи питания) — 2,8 кг.

Нивелир обеспечивает запись получаемой информации на стандартные дискеты.

## 11.8. СПОСОБЫ КОНТРОЛЯ НИВЕЛИРОВАНИЯ

Для исключения грубых ошибок и уменьшения неизбежного влияния случайных погрешностей в ходе геометрического нивелирования обязательно осуществляют контроль одним из следующих способов.

*Нивелирование в два нивелира.* Геометрическое нивелирование трасс линейных объектов осуществляют два нивелировщика. Первый нивелировщик фиксирует все репера, связующие и промежуточные точки, а второй нивелировщик — только репера и связующие точки. При обнаружении недопустимых невязок в превышениях между отдельными связующими точками осуществляют третье (контрольное) нивелирование только между этими точками. Этот один из наиболее надежных способов контроля нивелирования используют в качестве основного при изысканиях автомобильных дорог и мостовых переходов.

*Двойной нивелирный ход.* В этом случае нивелирование ведут одним прибором, но нивелирование производят два раза — в прямом и обратном направлении. Превышения между конечными точками, полученные в результате прямого и обратного нивелирных ходов, сравнивают между собой, а полученное расхождение с допустимой погрешностью нивелирования данного класса. Наиболее часто этот способ нивелирования и контроля используют при привязке трассы автомобильной дороги или мостового перехода к пунктам государственной нивелирной сети.

*Замкнутый нивелирный ход* наиболее часто используют при создании планово-высотного обоснования топографических съемок в виде замкнутых теодолитных ходов — полигонов. Контролем в этих случаях служит алгебраическая сумма превышений между связующими точками, которая должна равняться нулю. Этот способ контроля не дает возможности обнаружить ошибки в превышениях соизмеримой величины, но разных знаков.

*Нивелирный ход между реперами и марками* государственной нивелирной сети. Поскольку высоты последних всегда известны из результатов нивелирования более высоких классов, их сравнивают с высотами, полученными по результатам собственного нивелирования. Допустимые

невязки распределяют пропорционально длинам сторон нивелирного хода с обратным знаком. Такой способ нивелирования и контроля иногда используют при прокладке протяженных нивелирных ходов. Он также не дает возможность обнаружения равных ошибок в превышениях разных знаков.

*Одиночный нивелирный ход с дополнительными контрольными точками* также иногда используют, когда высоты связующих точек могут быть получены дважды при нивелировании с соседних станций. Это и служит контролем нивелирования.

## 11.9. ТОЧНОСТЬ ГЕОМЕТРИЧЕСКОГО НИВЕЛИРОВАНИЯ

На результатах геометрического нивелирования сказываются следующие ошибки: ошибки в отсчетах по рейке за счет недостаточной разрешающей способности трубы $m_{тр} = 0{,}5 - 0{,}6$ мм; ошибки округления отсчета по рейке $m_о = 1$ мм; ошибки за счет неточного приведения визирной оси к горизонту для нивелиров разных марок $m_г = 0{,}4 - 1{,}1$ мм; ошибки дециметровых делений рейки $m_д = 0{,}5 - 1$ мм.

Таким образом, общая величина ошибки отсчета по рейке складывается:

$$m^2_{отсч} = m^2_{тр} + m^2_о + m^2_г + m^2_д . \qquad (11.8)$$

Тогда полную ошибку отсчета по рейке получают:
для нивелира Н-3

$$m_{отсч} = 1{,}6 \text{ мм};$$

для нивелира Н-10кл

$$m_{отсч} = 1{,}8 \text{ мм}.$$

При нивелировании по черной и красной сторонам реек можно принять среднюю квадратическую ошибку разности превышений $m_п$, равной удвоенной величине ошибки отсчета по рейке, т. е.

$$m_п = 3{,}2 - 3{,}6 \text{ мм}.$$

Тогда в соответствии с теорией погрешностей (см. гл.6, формула 6.8) для технического нивелирования можно считать допустимым расхождение в превышениях по черной и красной сторонам реек на станции 10 мм.

Ошибку превышения на 1 км нивелирного хода $m_{км}$ можно определить приняв среднее расстояние между связующими точками 100 м, тогда число станций $n = 10$:

$$m_{км} = m_п\sqrt{n} \ . \qquad (11.9)$$

В этом случае предельная невязка на 1 км нивелирного хода составит

$$f_{hкм} = 2{,}5m_{км} = 30 \text{ мм}.$$

Таким образом, допустимая невязка в превышениях для нивелирного хода длиною $L$ км окончательно определится:

$$f_h = f_{hкм}\sqrt{L} \ . \qquad (11.10)$$

Для технического нивелирования различного назначение допустимая невязка в превышениях обычно нормируется в пределах:

$$f_h = (50 \div 100)\sqrt{L}, \text{ мм}, \qquad (11.11)$$

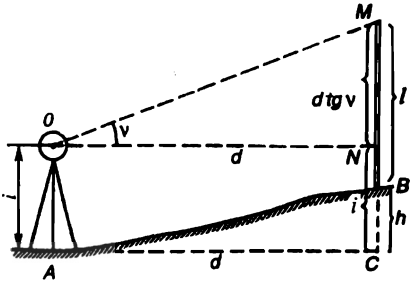
где $L$ — длина двойного нивелирного хода в километрах.

## Глава 12. ТРИГОНОМЕТРИЧЕСКОЕ НИВЕЛИРОВАНИЕ

### 12.1. СУЩНОСТЬ ТРИГОНОМЕТРИЧЕСКОГО НИВЕЛИРОВАНИЯ

*Тригонометрическим нивелированием* называют процесс измерения разностей высот точек местности (превышений) и определения их высот с помощью наклонного луча визирования угломерного геодезического прибора (теодолита).

На рис. 12.1 представлена схема тригонометрического нивелирования с целью определения превышений $h$ между точками $A$ и $B$ местности. Расстояние между точками не превышает 300 м, поэтому в этом случае ($d \le 300$ м) можно не учитывать влияние кривизны Земли и рефракции атмосферы и считать, что уровенная поверхность является плоскостью, а визирный луч прямолинеен.




Р и с. 12.1. Схема тригонометрического нивелирования

Для определения превышения $h$ в точке $A$ устанавливают теодолит, приводят его в рабочее положение и измеряют высоту оси вращения зрительной трубы над точкой, называемую *высотой прибора* $i$. Если направить визирную ось трубы на некоторую точку $M$ рейки, установленной в точке $B$, измерить угол наклона ν визирной оси

к горизонту $ON$ и горизонтальную проекцию расстояния $d$, то согласно рис. 12.1 получим:

$$MN = d\text{tg}\nu;$$

$$h + l = d\text{tg}\nu + i,$$

откуда получим искомое превышение

$$h = d\text{tg}\nu + i - l. \qquad (12.1)$$

## 12.2. ПРЕОБРАЗОВАНИЕ ОСНОВНОЙ ФОРМУЛЫ ТРИГОНОМЕТРИЧЕСКОГО НИВЕЛИРОВАНИЯ

Формула (12.1) позволяет определить превышение $h$ по измеренному вертикальному углу $\nu$, если известна горизонтальная проекция расстояния $d$ между нивелируемыми точками $A$ и $B$ (см. рис. 12.1).

Как следует из формулы (10.11) (см. гл. 10), горизонтальную проекцию расстояния $d$ через дальномерное расстояние $L$ можно выразить как:

$$d = L\cos^2\nu. \qquad (12.2)$$

Если в формулу (12.1) подставить вместо $d$ выражение (12.2), то после элементарных тригонометрических преобразований окончательно получим:

$$h = \frac{1}{2}L\sin 2\nu + i - l. \qquad (12.3)$$

Формулу (12.3) используют при измерении расстояний нитяным дальномером теодолита, при этом вычисление превышений осуществляют либо непосредственно на компьютере, либо на микрокалькуляторе, а иногда и с помощью специальных «Тахеометрических таблиц».

## 12.3. ТОЧНОСТЬ ТРИГОНОМЕТРИЧЕСКОГО НИВЕЛИРОВАНИЯ

*Высотные теодолитные ходы* создают при тригонометрическом нивелировании с нескольких последовательных точек (станций). Высотные теодолитные ходы создают либо с установкой прибора последовательно в каждой точке, либо через точку.

Допустимую невязку в сумме превышений высотного теодолитного хода можно определить исходя из следующих соображений.

Если полная длина высотного теодолитного хода составляет $P$ метров, то при числе сторон $n$ средняя длина стороны составит $\frac{P}{n}$ метров,

а число стометровых отрезков в нем $\frac{P}{100n}$. При работе с самыми распространенными техническими теодолитами (например, 2Т-30, 2Т-30П, 4Т-30П и т. д.) обычная ошибка определения угла наклона составляет $\Delta\nu = 0°01'$, тогда при длине стороны $d = 100$ м по формуле (12.1) найдем $\Delta h = 3$ см. Принимая среднеквадратическую ошибку в превышении на каждые 100 м, равной ±3 см, можно записать $m_h = \pm 3\frac{P}{100n}$, см. Тогда при двукратном определении превышений в прямом и обратном направлениях для $n$ таких превышений получим:

$$m_h = \pm 3\frac{P}{100n}\frac{\sqrt{n}}{\sqrt{2}}, \text{ см}$$

и, переходя к предельной ошибке в превышениях за счет погрешности определения углов наклона $f_1$ исходя из соотношения $\Delta_{пр} = 2{,}5\,m$ (см. гл. 6), определим:

$$f_1 = \pm 3\frac{P}{100n}\frac{\sqrt{n}}{\sqrt{2}}2{,}5, \text{ см} = \pm\frac{0{,}05P}{\sqrt{n}}, \text{ см}. \qquad (12.4)$$

Необходимо также учесть ошибку, связанную с точностью определения горизонтальных проекций расстояний $\Delta d$ tg ν, учитывая, что при измерении расстояний нитяным дальномером можно принять $\Delta d = \frac{d}{300}$. Тогда

$$\Delta d \cdot \operatorname{tg}\nu = \pm\frac{d\cdot\operatorname{tg}\nu}{300}, \quad \text{м} = \pm\frac{h}{300}, \quad \text{м} = \pm\frac{h}{3} \text{ см}.$$

Если принять сумму абсолютных значений всех превышений высотного теодолитного хода за $\sum h = S$, м, $n$ — число станций, $\frac{S}{n}$, м — среднее превышение, $\frac{S}{10n}$ — число десятков метров, то средняя квадратическая ошибка на одно превышение составит $\pm 3\frac{S}{10n}$, см. Ошибка в среднем из двух значений превышений в прямом и обратном направлениях составит $\pm 3\frac{S}{10n\sqrt{2}}$, см, в сумме $n$ таких превышений — $\pm 3\frac{S\sqrt{n}}{10n\sqrt{2}}$, см, тогда из со-

отношения $\Delta_{пр} = 2{,}5\,m$ предельная ошибка в превышениях за счет погрешности определения расстояний определится:

$$f_2 = \pm 3\frac{S\sqrt{n}}{10n\sqrt{2}} \cdot 2{,}5,\ \text{см} = \pm\frac{0{,}5S}{\sqrt{n}},\ \text{см}. \tag{12.5}$$

Полную допустимую невязку в превышениях $f_h$ определяют из формулы:

$$f_h^2 = f_1^2 + f_2^2. \tag{12.6}$$

Подставив в (12.6) выражения (12.4) и (12.5), окончательно получим:

$$f_h = \sqrt{\frac{0{,}25}{n}\left(\frac{P^2}{100} + S^2\right)},\ \text{см}. \tag{12.7}$$

В равнинной местности составляющая $f_2$ допустимой невязки (12.6) несущественна и ею можно пренебречь, тогда:

$$f_h = \pm\frac{0{,}05P}{\sqrt{n}}\ \text{см}. \tag{12.8}$$

# Глава 13. ГОСУДАРСТВЕННЫЕ ГЕОДЕЗИЧЕСКИЕ СЕТИ

## 13.1. ВИДЫ ГЕОДЕЗИЧЕСКИХ СЕТЕЙ

*Геодезическая сеть* — система закрепленных на земной поверхности точек — *геодезических пунктов*, положение которых определено в общей системе координат.

Геодезические сети строят исходя из общего принципа геодезии — *от общего к частному*. Сначала на территории страны была создана редкая сеть геодезических пунктов, координаты которых определены с высокой точностью. Затем эта сеть была сгущена сетями с меньшими расстояниями между пунктами, однако координаты пунктов этих более плотных сетей определялись соответственно с меньшей точностью. Такой принцип построения геодезических сетей позволяет обеспечить территорию страны пунктами с известными координатами такой плотности, которая необходима для производства топографических съемок, геодезического обеспечения различных инженерных работ и решения других важных проблем (наука, проблемы экологии, метеорология, навигация, поиск полезных ископаемых, задачи обороны страны и т. д.).

При создании геодезической сети на местности производят комплекс геодезических работ: измерения горизонтальных и вертикальных углов, измерения длин линий, определение превышений и высот точек, закрепление пунктов сети. При этом все геодезические работы производят с обязательным контролем для исключения грубых ошибок и для оценки точности производимых измерений. Результаты геодезических измерений подвергаются математической обработке с определением планового и высотного положения (с определением координат) всех пунктов геодезической сети.

Если пункты данной геодезической сети несут только плановые координаты $X$ и $Y$, то такую сеть называют *плановой,* если только высоты $H$, то — *высотной.* Если пункты сети имеют все три координаты $X$, $Y$ и $H$, то такую геодезическую сеть называют *планово-высотной.*

По своему назначению и точности геодезические сети разделяют на государственные, сети сгущения и съемочные сети.

Точную геодезическую сеть, имеющую координаты, распространяемые на всю территорию страны и являющуюся основой для построения других сетей, называют *государственной геодезической сетью.*

Сеть, полученную в результате развития между пунктами государственной геодезической сети и связывающую их со съемочными сетями, называют *геодезической сетью сгущения.*

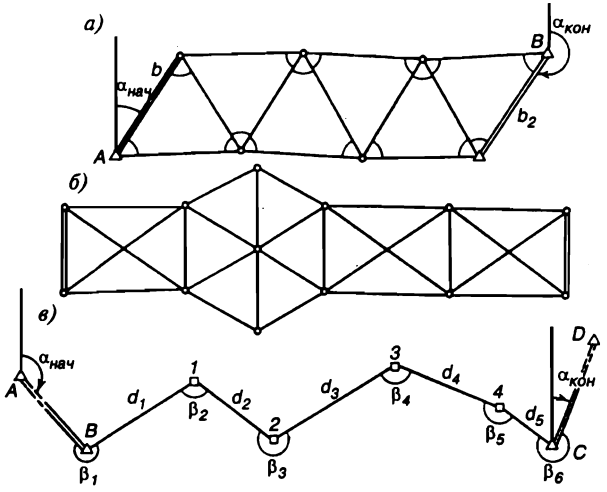
Геодезическую сеть, создаваемую для непосредственного производства топографических съемок, для геодезического обеспечения инженерных работ и решения других научных и практических задач, называют *съемочной геодезической сетью.*

## 13.2. МЕТОДЫ СОЗДАНИЯ ГЕОДЕЗИЧЕСКИХ СЕТЕЙ

Плановое положение пунктов геодезических сетей создают методами *триангуляции, трилатерации, полигонометрии,* а также другими методами, в частности, в последнее время *наземно-космическими* методами с использованием систем спутниковой навигации («GPS»). В ближайшей перспективе наземно-космический метод создания геодезических сетей, учитывая его доступность, точность и простоту реализации, будет основным.

*Метод триангуляции* состоит в создании геодезических сетей из треугольников, в вершинах которых размещены геодезические пункты, с измерением всех углов и некоторых из сторон — базисов (рис. 13.1, *а*).

Измерения горизонтальных углов в треугольниках производят точными угломерными приборами — теодолитами, а базисов светодальномерами, электронными тахеометрами или другими мерными приборами.




Р и с. 13.1. Методы планового обоснования геодезических сетей: *а* — триангуляция; *б* — трилатерация; *в* — полигонометрия

По мере удаления от базиса, измеренного в начале сети триангуляции, точность определения сторон треугольников понижается, поэтому для повышения точности и контроля в конце ряда треугольников измеряют еще один базис.

Для связи сети триангуляции с существующими геодезическими сетями во вновь создаваемую триангуляцию должны быть включены некоторые пункты ранее созданных сетей.

Для того чтобы в триангуляции было принципиально возможным определение координат всех пунктов, минимальное число измерений сводится: к измерению двух углов в каждом треугольнике, одного базиса сети, дирекционного угла одного из направлений и к определению координат одного из пунктов. Однако при создании триангуляции измерений всегда производят больше минимально необходимого их числа. Это нужно для контроля и повышения точности измерений. Так, в ряду триангуляции, изображенном на рис. 13.1, *а*, в каждом треугольнике измерены все три угла, два базиса $b_1$ и $b_2$, их дирекционные углы $\alpha_1$ и $\alpha_2$, а также включены два пункта *A* и *B* с известными координатами $X_a$, $Y_a$ и $X_b$, $Y_b$.

Наличие избыточных измерений дает возможность производить их компьютерную обработку с использованием специального математического аппарата, называемого *уравниванием измеренных величин.*

*Метод трилатерации* (линейной триангуляции) состоит в создании геодезических сетей из треугольников, в вершинах которых размещены

геодезические пункты с измерением горизонтальных проекций длин всех сторон.

В связи с отсутствием в трилатерации избыточных измерений для обеспечения возможности контроля измерений и повышения их точности путем уравнивания в трилатерации измеряют длины диагоналей, соединяющих вершины смежных треугольников. Поэтому ряды триангуляции состоят из геодезических четырехугольников, центральных систем или их комбинаций (рис. 13.1, *б*).

В настоящее время в связи с широким использованием высокоточной светодальномерной техники метод трилатерации находит все более широкое применение в практике создания геодезических сетей.

*Метод полигонометрии* состоит в создании геодезических сетей путем измерения горизонтальных проекций расстояний между геодезическими пунктами и горизонтальных углов между сторонами сети.

Для обеспечения избыточных измерений с целью осуществления контроля измерений и повышения их точности путем уравнивания в полигонометрические ходы включают пункты существующих геодезических сетей с известными координатами и дирекционными углами некоторых направлений (рис. 13.1, *в*).

Метод полигонометрии широко применяют при развитии геодезических сетей в закрытой (залесенной или застроенной) местности. Метод полигонометрии оказывается особенно эффективным для создания и развития геодезических сетей при использовании электронных тахеометров, обеспечивающих измерение одним прибором горизонтальных расстояний и углов с высокой точностью.

*Наземно-космический метод* заключается в создании геодезических сетей с использованием систем и приборов спутниковой навигации («GPS»).

Системы спутниковой навигации и современные приемники «GPS» позволяют быстро определять трехмерные координаты геодезических пунктов с точностью до долей сантиметра. Для обеспечения необходимой точности измерений и их контроля определение координат пунктов сети производят многократно в разное время при различном положении навигационных спутников (созвездий) на небосклоне.

Наземно-космический метод создания и развития геодезических сетей — это самый современный, универсальный, точный и простой метод производства геодезических работ на любых территориях, но он особенно эффективен в необжитых районах с низкой плотностью пунктов геодезических сетей.

## 13.3. ГОСУДАРСТВЕННАЯ ПЛАНОВАЯ ГЕОДЕЗИЧЕСКАЯ СЕТЬ

Государственные геодезические сети страны подразделяется на 1, 2, 3 и 4 классы.

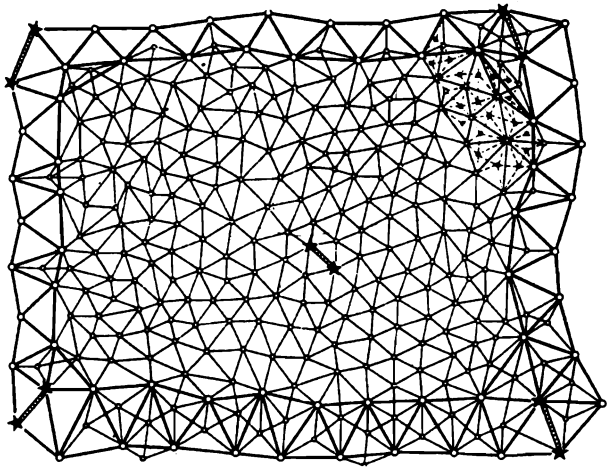
*Геодезическая сеть 1 класса* проложена рядами триангуляции по параллелям и меридианам, которые образуют *звенья* длиной по 200—250 км (рис. 13.2).

Звенья, пересекаясь между собой, образуют систему триангуляционных полигонов с периметрами порядка 800—1000 км. На пересечениях звеньев триангуляции измеряют базисные стороны с относительной погрешностью, не превышающей 1:400 000. В пунктах на концах базисных сторон триангуляции или крайних линий полигонометрических ходов выполняют астрономические измерения широты и долготы, а также азимута или дирекционного угла направления (так называемые пункты Лапласа).

Длины сторон полигонометрических ходов 1 класса измеряют с относительной ошибкой 1:300 000. Горизонтальные углы в сетях 1 класса измеряют высокоточными теодолитами типа Т-05 со среднеквадратическими ошибками угловых измерений на пунктах триангуляции $m_\beta = 0{,}5''$ и на пунктах полигонометрии — $m_\beta = 0{,}7''$.

Геодезическая сеть 1 класса является геодезической основой для дальнейшего развития сетей в единой системе координат на всей территории страны.

Внутри полигонов 1 класса методами триангуляции и полигонометрии создается *геодезическая сеть 2 класса*. Базисные стороны в сетях



Р и с. 13.2. Схема государственной плановой геодезической сети

триангуляции 2 класса измеряют не реже чем через 25 треугольников с относительной погрешностью не более 1:300 000, а стороны полигонометриии — не более 1:250 000. Горизонтальные углы в триангуляции и полигонометрии 2 класса измеряют теодолитом Т-1 с погрешностью, не превышающей $m_\beta$ = 1,0″.

Сеть геодезических пунктов 2 класса сгущают пунктами *геодезических сетей 3 и 4 классов*. Относительную допустимую ошибку измерения длин базисных сторон в триангуляции 3 и 4 классов принимают 1:200 000, а в полигонометрии — 1:200 000 и 1:150 000 соответственно. Горизонтальные углы измеряют точными теодолитами типа Т-2 с допустимой среднеквадратической ошибкой $m_\beta = 1{,}5''$ для сетей 3 класса и $m_\beta = 2{,}0''$ – 4 класса.

Данные, характеризующие правила и точность построения государственной геодезической сети, представлены в таблице 13.1.

Таблица 13.1

| Характеристика | Метод создания геодезической сети | | | |
|---|---|---|---|---|
| | триангуляция (полигонометрия) | | | |
| | 1 кл. | 2 кл. | 3 кл. | 4 кл. |
| Длина звена, км | 200—250 | | | |
| Длина стороны, км | 20 | 7—20 | 5—8 (3—8) | 2—5 |
| Относительная ошибка длины стороны | 1:400 000 (1:300 000) | 1:300 000 (1:250 000) | 1:200 000 (1:150 000) | 1:200 000 |
| Средняя квадратическая ошибка измерения угла, с | 0,7 (0,4) | 1,0 | 1,5 | 2,0 |

Геодезические пункты государственной геодезической сети устанавливают таким образом, чтобы они по возможности равномерно покрывали территорию страны.

## 13.4. ГОСУДАРСТВЕННАЯ ВЫСОТНАЯ ГЕОДЕЗИЧЕСКАЯ СЕТЬ

Государственные высотные (нивелирные) геодезические сети созданы и развиваются методами геометрического нивелирования и разделяются на сети I, II, III и IV классов.

*Нивелирная сеть I класса* создается нивелированием I класса (высокой точности) с применением высокоточных современных приборов и методик. Методика нивелирования I класса чрезвычайно сложна. Его выполняют в прямом и обратном направлениях по двум парам костылей или кольев, образующих два независимых хода нивелирования. Нивелирование ведут при равных плечах по 50 м, а неравенство расстояний от нивелира до реек на станции допускается не более 0,5 м.

Нивелирные ходы I класса образуют полигоны периметром порядка 800 км и служат основой для высотных ходов II класса. Невязки в превышениях не должны превышать $\pm 0{,}5\sqrt{L}$, мм (где $L$ — длина двойного нивелирного хода, км). Для нивелирования I класса обычно используют высокоточные нивелиры H-05 или Ni-002 (Германия). В последние годы для этих целей стали использовать электронные прецизионные нивелиры типа RENI 002A (см. рис. 11.11).

Нивелирование I класса повторяют каждые 25 лет по тем же ходам с целью изучения динамики вертикальных смещений земной коры.

*Нивелирную сеть II класса* создают нивелированием II класса. Нивелирные ходы II класса прокладывают внутри сети I класса, как правило, вдоль железных и автомобильных дорог, при этом они образуют полигоны периметром порядка 500—600 км. Длина плеч нивелирования принята 65 м, а расхождение от нивелира до реек на станции допускается не более 1 м. Невязки в превышениях нивелирных ходов и полигонов II класса не должны превышать $\pm 5\sqrt{L}$, мм. Для нивелирования II класса используют высокоточные нивелиры H-1, H-2 или Ni-007 (Германия). Весьма эффективным оказывается применение для этих целей точных электронных нивелиров типа DL-102C (см. рис. 11.12).

Нивелирные ходы I и II классов обязательно привязывают к морским водомерным постам. Основное назначение нивелирных сетей I и II классов состоит в создании единой высотной основы на территории страны (Балтийская система высот). Кроме того, нивелирные сети I и II классов используют для решения различных научных задач.

Нивелирные ходы II класса сгущают *нивелирными сетями III класса,* которые в свою очередь сгущают *нивелирными сетями IV класса.*

Каждый нивелирный ход III и IV классов должен обязательно привязывается обеими концами к знакам нивелирных сетей более высоких классов или образовывать замкнутые полигоны.

Длину плеч при нивелировании III класса принимают 75 м, допустимое расхождение от нивелира до реек на станции — не более 2 м.

Нивелирование III класса выполняют с точностью, обеспечивающей получение невязки в нивелирных ходах или полигонах не более $\pm 10\sqrt{L}$, мм (где $L$ — длина двойного нивелирного хода или периметр полигона, км).

При нивелировании IV класса длину плеч принимают равной 100 м, а допускаемое неравенство расстояний от нивелира до реек на станции — 5 м. Нивелирование IV класса выполняют в одном направлении со взятием отсчетов по черной и красной сторонам реек. Невязка превышений по нивелирному ходу не должна превышать $\pm 20\sqrt{L}$, мм.

Пункты государственной высотной нивелирной сети закрепляют капитальными грунтовыми реперами, стенными реперами и марками.

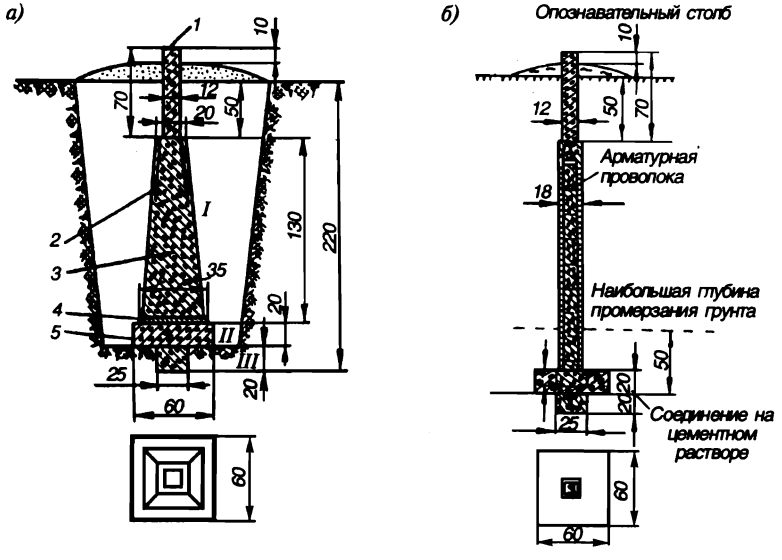
## 13.5. ОБОЗНАЧЕНИЕ ПУНКТОВ ГОСУДАРСТВЕННЫХ ГЕОДЕЗИЧЕСКИХ СЕТЕЙ НА МЕСТНОСТИ

Геодезические пункты государственных сетей выбирают по возможности на открытых, возвышенных местах местности, таким образом, чтобы с каждого из них была обеспечена прямая видимость по меньшей мере до трех соседних пунктов.

Геодезические пункты для долговременной сохранности надежно закрепляют на земной поверхности *геодезическими центрами* (рис. 13.3), представляющими собой железобетонные монолиты, закладываемые ниже глубины сезонного промерзания. Геодезический центр несет координаты геодезического пункта.

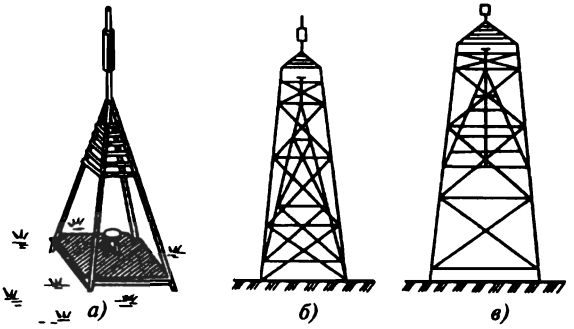
Представленные на рис.13.3 геодезические центры для закрепления вершин триангуляции состоят из трех частей:

I — бетонного пилона с заделанной в верхнюю его грань маркой и имеющего размеры: нижнего основания 35х35 см, верхнего основания 20х20 см и высоту 130 см.




Р и с. 13.3. Геодезические центры государственной геодезической сети:

*а* — для районов с небольшой глубиной промерзания грунта; *б* — для районов с большой глубиной промерзания грунта; *1* — опознавательный столб; *2* — арматурная сетка; *3* — железобетонный монолит; *4* — соединение на цементном растворе; *5* — фундамент




Р и с. 13.4. Возможные конструкции наружных геодезических знаков: *а* — пирамида; *б* — простой сигнал; *в* — сложный сигнал

II — бетонного якоря — плиты размером 60х60х20 см;

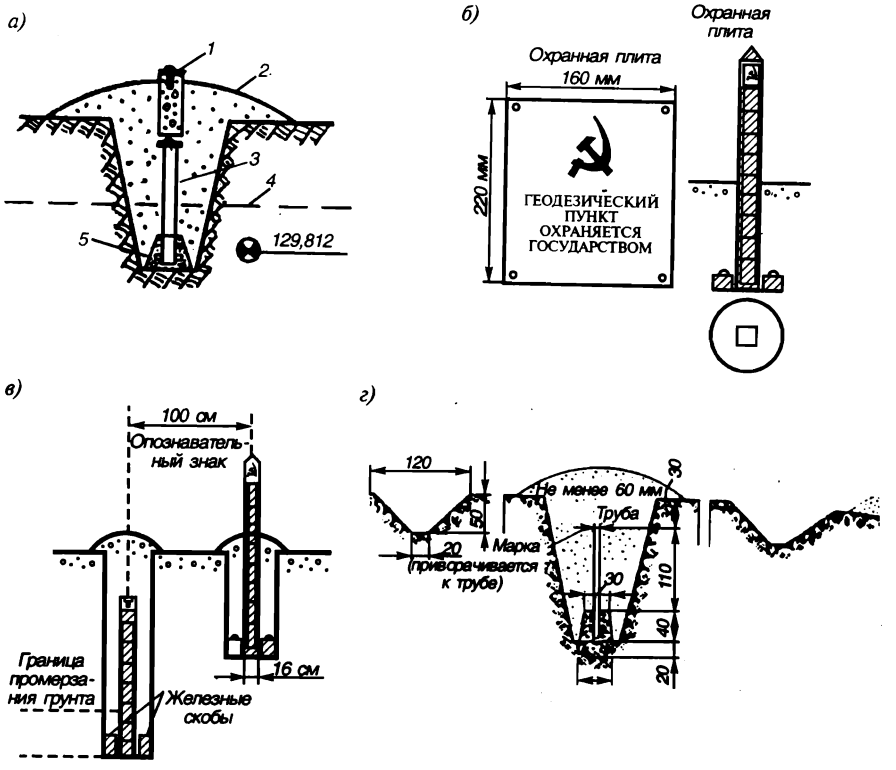
III — нижнего центра — бетонного монолита размером 25х25х20 см с заделанной в него маркой.

Над центрами государственных плановых сетей 1—4 классов устанавливают *наружные знаки* различных конструкций, которые бывают деревянными или металлическими (рис. 13.4). Основное назначение наружных знаков заключается в том, чтобы поднять визирную марку и геодезический прибор на высоту (до 50 м) и произвести измерения на находящиеся в пределах прямой видимости соседние знаки.

Пункты высотной государственной сети закрепляют на местности капитальными грунтовыми реперами, стенными реперами или марками. На всех нивелирных сетях I и II классов капитальные реперы закладывают на устойчивых геологических, как правило, коренных породах, в среднем через 50—80 км. Нивелирные сети III и IV классов закрепляют стандартными реперами и марками в среднем через 7—8 км, а в труднодоступных и незаселенных местах — через 10—15 км. Основные типы таких реперов представлены на рис. 13.5.

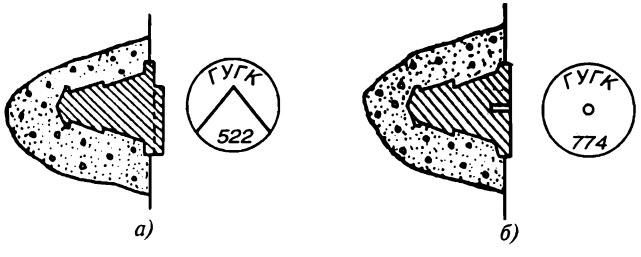
Реперы государственных нивелирных сетей закладывают в грунт на 0,5—1,0 м ниже максимально возможной глубины сезонного промерзания (рис. 13.5, *а*). В 1 м от капитального грунтового репера государственной нивелирной сети устанавливают железобетонный опознавательный столб, к которому на болтах прикрепляют чугунную охранную плиту с надписью (рис. 13.5, *б*).

В населенных пунктах государственную нивелирную сеть закрепляют стенными реперами или марками (рис. 13.6), которые закладывают в стены и фундаменты капитальных зданий, водонапорных башен, в устои мостов и т. д.




Р и с. 13.5. Типы нивелирных реперов:

*а* — капитальный грунтовый репер государственной нивелирной сети; *б* — железобетонный опознавательный столб; *в* — репер пилонного типа; *г* — трубчатый репер




Р и с. 13.6. Типы нивелирных знаков в населенных пунктах:

*а* — стенной репер; *б* — стенная марка

Стенные марки обычно размещают на высоте 2—2,5 м над поверхностью земли. В центре марки имеется отверстие, до которого определяется

ее высота и к которой с помощью штифта крепят специальную рейку. Стенные реперы закладывают обычно на высоте 0,7—1 м над поверхностью земли. Стенные реперы имеют специальный уступ для установки рейки.

### 13.6. КАТАЛОГИ КООРДИНАТ И ВЫСОТ ПУНКТОВ ГОСУДАРСТЕННЫХ ГЕОДЕЗИЧЕСКИХ СЕТЕЙ

Координаты и высоты пунктов государственных геодезических сетей приводятся раздельно в каталогах координат или каталогах высот геодезических пунктов. Каталоги составляют в соответствии со специальной инструкцией. Они содержат описание физико-географических условий района работ, год производства работ, схему обоснования, сведения об использованных геодезических приборах, анализ и оценку точности произведенных работ. В каталоги помещают данные о сохранившихся пунктах старых геодезических сетей и надежно закрепленных на местности временных геодезических знаков.

Каталоги координат и высот пунктов государственных геодезических сетей хранятся в Госгеокартофонде, в подразделениях ГУГК РФ, в Госгеонадзоре, а также районных администрациях. Данные о соответствующих пунктах государственных сетей могут быть получены по официальному запросу организации, производящей геодезические работы в данном районе.

## Глава 14. ГЕОДЕЗИЧЕСКОЕ ОБОСНОВАНИЕ ТОПОГРАФИЧЕСКИХ СЪЕМОК

### 14.1. НАЗНАЧЕНИЕ И ВИДЫ ГЕОДЕЗИЧЕСКОГО ОБОСНОВАНИЯ ТОПОГРАФИЧЕСКИХ СЪЕМОК

Для составления топографических планов и цифровых моделей местности (ЦММ) необходимо выполнение целого комплекса мероприятий: проектирование, производство геодезических измерений и их камеральная обработка. Этот комплекс мероприятий, в результате выполнения которого получают план местности и ЦММ, называют *топографической съемкой.*

Производству топографических съемок любого вида (теодолитных, тахеометрических, нивелирных, фототеодолитных, аэросъемок и наземно-космических съемок) предшествует обязательная и весьма ответственная работа по созданию *геодезического (планово-высотного) обоснования*, качество которого во многом определяет и качество (точность) по-

лучаемых топографических планов и ЦММ. Геодезическое обоснование съемок представляет собой систему закрепленных на местности точек (временных геодезических пунктов) с известными плановыми или пространственными (планово-высотными) координатами.

В качестве планового обоснования съемок могут быть использованы государственные геодезические сети 1, 2, 3 и 4 классов, а в качестве высотного — государственные нивелирные сети I, II, III и IV классов.

Однако государственные плановые сети имеют плотность в среднем 1 пункт на 5—15 км$^2$, высотные — 1 пункт на 5—7 км$^2$ и эта плотность в большинстве случаев оказывается недостаточной для производства топографических съемок и геодезического сопровождения инженерных работ. Поэтому осуществляют дальнейшее сгущение геодезических сетей путем создания сетей местного значения — *сетей сгущения и съемочных сетей.* Все работы по созданию геодезического обоснования выполняют последовательно в следующем порядке.

*Проектирование геодезических сетей.* Проектирование геодезического обоснования топографических съемок производят по имеющимся топографическим картам на район производства работ с учетом назначения и масштаба предстоящих съемок. При выборе того или иного метода создания обоснования исходят из директивных сроков производства работ, наличного парка геодезического оборудования, физико-географических условий района, требуемой точности и плотности пунктов обоснования, возможности привязки к государственным сетям, возможности дальнейшего сгущения обоснования, долговременности сохранности пунктов вновь создаваемой сети, удобства линейных измерений (по дорогам, просекам, вдоль рек и т. д.) и, самое главное, наибольшего охвата местности в ходе съемки с одного пункта.

В итоге проектирования создают план производства работ и смету затрат.

*Рекогносцировка.* В результате рекогносцировки на местности уточняют проект обоснования и, если необходимо, корректируют его.

*Закрепление пунктов обоснования.* Все пункты геодезического обоснования, в зависимости от назначения, закрепляют на местности капитальными или временными знаками.

*Полевые геодезические работы.* В результате выполнения полевых работ измеряют величины, необходимые для определения планового или планово-высотного положения всех пунктов обоснования.

*Камеральные работы.* Заключительным этапом создания съемочного обоснования является камеральное вычисление координат пунктов $X$, $Y$ и $H$, определяющих положение пунктов съемочного обоснования в принятой системе координат.

## 14.2. ПРЯМАЯ И ОБРАТНАЯ ГЕОДЕЗИЧЕСКИЕ ЗАДАЧИ

При производстве геодезических работ приходится решать прямую и обратную геодезические задачи.

### *Прямая геодезическая задача*

Если линия $AB$ является одной из сторон теодолитного хода (рис. 14.1), для которой известна ее горизонтальная проекция $d$, дирекционный угол $\alpha$ и координаты первой точки $A$ ($X_a$, $Y_a$), то требуется определить координаты второй точки $B$ ($X_b$, $Y_b$).

Из рис. 14.1 следует, что

$$\left.\begin{aligned} X_b - X_a &= \Delta X, \\ Y_b - Y_a &= \Delta Y. \end{aligned}\right\} \qquad (14.1)$$

Разности координат $\Delta X$ и $\Delta Y$ точек последующей и предыдущей называют *приращениями координат.*

Приращения координат $\Delta X$ и $\Delta Y$ представляют собой проекции отрезка $AB$ на соответствующие оси координат. Тогда согласно рис. 14.1 находим:

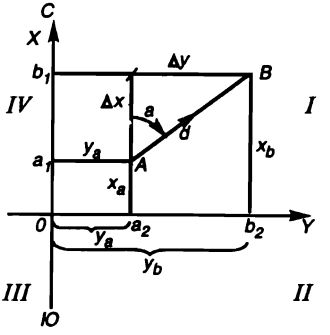
$$\left.\begin{aligned} \Delta X &= d\cos\alpha, \\ \Delta Y &= d\sin\alpha. \end{aligned}\right\} \qquad (14.2)$$

Учитывая, что в выражениях (14.2) величина горизонтальной проекции расстояния $d$ всегда положительна, знаки приращений координат будут определяться только знаками соответствующих тригонометрических функций.

При использовании в вычислениях таблицами тригонометрических функций необходимо перейти от дирекционных углов $\alpha$ к румбам $r$:

$$\left.\begin{aligned} \Delta X &= d\cos r, \\ \Delta Y &= d\sin r. \end{aligned}\right\} \qquad (14.3)$$

В связи с тем, что значения тригонометрических функций cos $r$ и sin $r$ всегда положительны ($r \le 90°$), знаки приращений координат в выражениях (14.3) определяют в соответствии с названиями четвертей румбов (табл. 14.1).




Р и с. 14.1. Основные геодезические задачи

Таблица 14.1

| Значение дирекционного угла | Название румба | Формулы перехода к дирекционному углу | Знаки приращения координат | | Пояснения |
|---|---|---|---|---|---|
| | | | $\Delta X$ | $\Delta Y$ | |
| 0÷90° | СВ | $r = \alpha$ | + | + | $X$ |
| 90÷180° | ЮВ | $r = 180° - \alpha$ | – | + | СЗ ↑ СВ |
| 180÷270° | ЮЗ | $r = \alpha - 180°$ | – | – | —— \| ⟶ $Y$ |
| 270÷360° | СЗ | $r = 360° - \alpha$ | + | – | ЮЗ \| ЮВ |

Определив по выражениям (14.2) или (14.3) приращения координат $\Delta X$ и $\Delta Y$, находят искомые координаты другой точки:

$$\left.\begin{aligned} X_b &= X_a + \Delta X, \\ Y_b &= Y_a + \Delta Y. \end{aligned}\right\} \qquad (14.4)$$

### *Обратная геодезическая задача*

Если на местности известны координаты двух точек $A$ ($X_a$, $Y_a$) и $B$ ($X_b$, $Y_b$), то можно определить горизонтальную проекцию расстояния между ними $d$ и дирекционный угол этого направления $\alpha$ (см. рис. 14.1).

В соответствии с выражением (14.1) имеем:

$$\begin{aligned} \operatorname{tg}\alpha &= \frac{\Delta Y}{\Delta X}; \\ \alpha &= \operatorname{arctg}\frac{\Delta Y}{\Delta X}; \\ d &= \frac{\Delta Y}{\sin\alpha} = \frac{\Delta X}{\cos\alpha}. \end{aligned} \qquad (14.5)$$

Посредством формул (14.5) решают обратную геодезическую задачу, при этом горизонтальную проекцию расстояния $d$ для контроля вычисляют дважды. В случае необходимости определения только горизонтальной проекции расстояния между двумя точками с известными координатами пользуются формулой:

$$d = \sqrt{\Delta X^2 + \Delta Y^2}. \qquad (14.6)$$

При вычислениях направлений с использованием таблиц тригонометрических функций по формулам (14.5) сначала определяют румб направления:

$$r = \text{arctg}\,\frac{|\Delta Y|}{|\Delta X|} \text{ и } d = \frac{|\Delta Y|}{\sin r} = \frac{|\Delta X|}{\cos r}, \qquad (14.7)$$

а затем в соответствии с табл. 14.1 переходят от румбов к дирекционным углам.

При решении прямой и обратной геодезических задач целесообразно пользоваться микрокалькуляторами, поскольку в этом случае отпадает необходимость вычисления румбов.

## 14.3. ПЛАНОВЫЕ СЕТИ СГУЩЕНИЯ И СЪЕМОЧНЫЕ СЕТИ

*Геодезические сети сгущения* создают с целью сопровождения инженерных работ и геодезического обоснования топографических съемок масштабов 1:500 ÷ 1:5000.

Сети сгущения подразделяют на триангуляционные и полигонометрические сети 1 и 2 разрядов.

*Триангуляционные сети сгущения* 1 и 2 разрядов прокладывают преимущественно в открытой местности в виде цепочек треугольников и центральных систем, при этом сеть триангуляции сгущения опирается на стороны или пункты государственных геодезических сетей более высокой точности.

*Полигонометрические сети сгущения* 1 и 2 разрядов прокладывают для создания геодезического обоснования в виде одиночных теодолитных ходов или их систем, наиболее часто в закрытой местности с ограниченной видимостью (населенные пункты, пересеченная, залесенная местность и т. д.). Полигонометрические сети прокладывают между пунктами государственных геодезических сетей либо строят самостоятельные сети с последующей их привязкой к пунктам государственной геодезической сети.

Технические характеристики геодезических сетей сгущения представлены в табл. 14.2.

Пункты сетей сгущения закрепляют и на них устанавливают наружные знаки: простые пирамиды, пирамиды-штативы или туры.

*Съемочные сети* служат для крупномасштабных топографических съемок местности и геодезического сопровождения строительства инженерных объектов.

Съемочные сети создают методом засечек с пунктов геодезических сетей всех классов и разрядов, проложением теодолитных ходов и в последнее время — наземно-космическими методами.

Съемочные сети создают с допустимой среднеквадратической погрешностью угловых измерений 30″ — 1′ и длин сторон порядка 1:3000 ÷1:2000 в зависимости от назначения работ.

Таблица 14.2

| Показатели сетей сгущения | Триангуляционная сеть | | Полигонометрическая сеть | |
|---|---|---|---|---|
| | 1 разряд | 2 разряд | 1 разряд | 2 разряд |
| Длина сторон, км | 2—5 | 0,5—3 | — | — |
| Средняя квадратическая погрешность измерения угла | Не более 5″ | Не более 10″ | Не более 5″ | Не более 10″ |
| Угловые невязки в треугольниках | Не более 20″ | Не более 40″ | — | — |
| Относительная погрешность выходных сторон | Не более 1:50 000 | Не более 1:25 000 | — | — |
| Относительная погрешность каждой стороны и допустимые невязки полигонометрического хода | — | — | Не более 1:10 000 | Не более 1:5000 |

## 14.4. ТЕОДОЛИТНЫЕ ХОДЫ ЗАМКНУТЫЕ, РАЗОМКНУТЫЕ И ДИАГОНАЛЬНЫЕ

*Теодолитные ходы* — геодезические построения в виде ломаных линий, в которых углы измеряют полным приемом теодолита, а длины сторон землемерными лентами, рулетками или дальномерами.

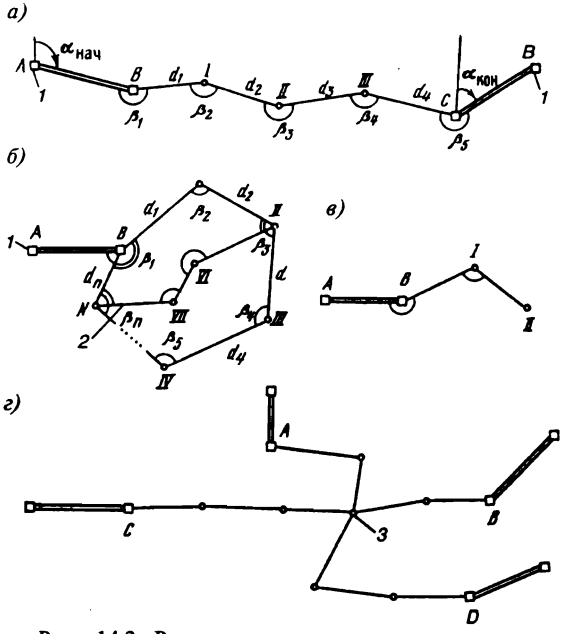
Теодолитные ходы, как правило, прокладывают между пунктами государственных геодезических сетей или сетей сгущения.

Различают теодолитные ходы *разомкнутые* (рис. 14.2, *а*), *замкнутые* (рис. 14.2, *б*), *висячие* (рис. 14.2, *в*) и *системы ходов* (рис. 14.2, *г*).

Теодолитные ходы создают методом полигонометрии, но точность измерений в теодолитном ходе существенно ниже, чем в полигонометрии 2 разряда. Теодолитные ходы в качестве съемочного обоснования нередко используют в закрытой местности для съемок вдоль рек, каналов, дорог, по просекам и для съемок других линейных объектов.

При съемках объектов, занимающих относительно большие площади (мостовых переходов, аэродромов, площадок под гражданские и промышленные сооружения, здания и другие инженерные объекты), обычно вблизи границ съемки прокладывают *замкнутые теодолитные ходы — полигоны* (см. рис. 14.2, *б*). Для работы в общей системе государственных координат полигоны привязывают к пунктам государственной геодезической сети (рис. 14.2—*1*). Точки теодолитных ходов и полигонов выбирают, как правило, на возвышенных местах таким образом, чтобы между ними была обеспечена прямая видимость и чтобы с них был обеспечен максимальный обзор снимаемой территории.

Полигоны могут опираться на стороны геодезических сетей более высоких классов. При съемках мостовых переходов в составе титульной ав-




Р и с. 14.2. Разновидности теодолитных ходов:
*а* — разомкнутый; *б* — замкнутый; *в* — висячий; *г* — система теодолитных ходов *1* — пункты государственной сети; *2* — диагональный ход; *3* — узловая точка

томобильной дороги полигоны опираются на трассу автомобильной дороги.

Если с точек замкнутого теодолитного хода — полигона не представляется возможным снять все подробности местности, то внутри него могут быть созданы один или несколько *диагональных ходов* (рис. 14.2—*2*).

*Разомкнутые теодолитные ходы* используют чаще всего для обоснования съемок линейных инженерных сооружений, при этом они, как правило, в своих начальных и конечных точках опираются на пункты государственной геодезической сети (рис. 14.2, *а*). Точки разомкнутых теодолитных ходов обычно совпадают с вершинами углов поворота трассы линейного сооружения. При прокладке теодолитных ходов большой длины (например, при изысканиях автомобильных дорог), во избежание накопления ошибки измерений последние периодически привязывают к ближайшим пунктам геодезических сетей более высокой точности.

Если разомкнутый теодолитный ход опирается на более точное обоснование только одним своим концом, то его называют *висячим* (рис. 14.2, *в*). Такие ходы часто используют при необходимости съемки подробностей или объектов местности, расположенных на некотором удалении от

границ основной съемки. Во избежание накопления недопустимых ошибок число сторон висячего хода допускают не более трех.

При съемках значительных участков местности иногда создают *системы теодолитных ходов* (рис. 14.2, *г*). Точки пересечения теодолитных ходов называют *узловыми точками* (рис. 14.2—*3*).

В теодолитных ходах обычно измеряют справа по ходу лежащие углы $\beta_1, \beta_2, \ldots, \beta_n$ с применением технических теодолитов типа 2Т-30П, 4Т-30П и т. д. Длины сторон измеряют в прямом и обратном направлениях землемерными лентами или рулетками, оптическими дальномерами, а в последнее время — светодальномерами. Если углы наклона некоторых сторон теодолитного хода превышают $\nu \geq 2°$, то измеренные наклонные расстояния приводят к горизонту $d = D \cos \nu$.

При создании теодолитных ходов особенно эффективным оказывается использование электронных тахеометров, а также систем спутниковой навигации «GPS».

## 14.5. ОБРАБОТКА И УРАВНИВАНИЕ УГЛОВЫХ ИЗМЕРЕНИЙ ТЕОДОЛИТНЫХ ХОДОВ

Конечной целью обработки угловых и линейных измерений теодолитного хода является вычисление координат его вершин. Если измерения производят электронным тахеометром с записью результатов на магнитные носители информации, то обработку измерений производят на базовом компьютере в камеральных условиях.

Если измерения производят с использованием обычных геодезических приборов, то результаты измерений заносят в полевые журналы. Камеральную обработку результатов измерений начинают с проверки правильности всех вычислений, выполненных в полевых условиях: вычисляют значения углов в полуприемах, оценивают допустимость их расхождений, вычисляют средние значения углов, оценивают допустимость расхождений длин сторон, измеренных в прямом и обратном направлениях, и вычисляют средние их длины. После проверки и аккуратного исправления вычислений в полевых журналах приступают к увязке угловых измерений в теодолитном ходе.

*Обработка угловых измерений замкнутого полигона.* Теоретическая сумма углов всякого плоского многоугольника равна $180°(n-2)$, где $n$ — число углов многоугольника. Если фактическая сумма измеренных углов многоугольника *ABCDE* (рис. 14.3) равна $\Sigma\beta$, то разность

$$f_\beta = \Sigma\beta - 180°(n - 2) \qquad (14.8)$$

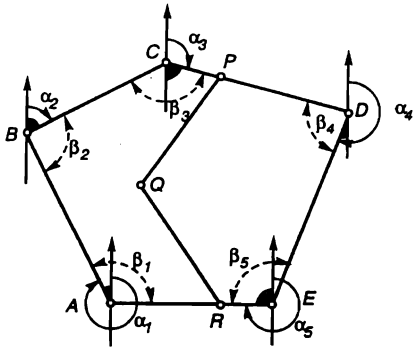
называют *угловой невязкой* полигона.

Определив по (14.8) величину угловой невязки полигона $f_\beta$, ее необходимо сопоставить с величиной предельно допустимой невязки $f_{\beta\,пр}$. При

этом если $f_\beta > f_{\beta\,пр}$, то все угловые измерения необходимо выполнить заново. Если $f_\beta \le f_{\beta\,пр}$, то производят *уравнивание (увязку)* угловых измерений.

При измерениях горизонтальных углов в теодолитных ходах техническими теодолитами предельную погрешность измерения одного угла принимают равной ±1,5′, тогда предельная погрешность суммы $n$ углов, очевидно, составит:

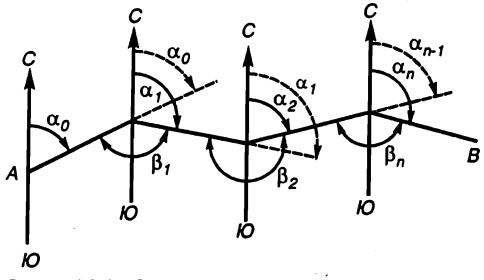
$$f_{\beta\,пр} = \pm 1{,}5'\sqrt{n}. \qquad (14.9)$$




Р и с. 14.3. Схема измерения углов в замкнутом полигоне

Для трасс автомобильных дорог (разомкнутые теодолитные ходы) по действующим техническим нормам предельная допустимая невязка принята:

$$f_{\beta\,пр} = \pm 3'\sqrt{n}. \qquad (14.10)$$




Р и с. 14.4. Связь между углами теодолитного хода и дирекционными углами соответствующих направлений

*Обработка угловых измерений разомкнутого теодолитного хода.* Для разомкнутого теодолитного хода угловую невязку вычисляют исходя из следующего. Прежде всего необходимо установить *соотношения между углами теодолитного хода и дирекционными углами соответствующих направлений* (рис. 14.4).

Из рис. 14.4 следует, что

$$\left.\begin{aligned} \alpha_1 &= \alpha_0 + 180^\circ - \beta_1, \\ \alpha_2 &= \alpha_1 + 180^\circ - \beta_2, \\ &\cdots\cdots\cdots\cdots \\ \alpha_n &= \alpha_{n-1} + 180^\circ - \beta_n, \end{aligned}\right\} \qquad (14.11)$$

*т. е. дирекционный угол каждой последующей линии равен дирекционному углу предыдущей плюс 180°, минус вправо по ходу лежащий угол.*

Если в выражении (14.11) первую формулу для определения $\alpha_1$ подставить во вторую для определения $\alpha_2$, получим

$$\alpha_2 = \alpha_0 + 2 \cdot 180° - (\beta_1 + \beta_2).$$

Теперь, подставив $\alpha_2$ в $\alpha_3$ и т. д., будем иметь

$$\alpha_n = \alpha_0 + n \cdot 180° - (\beta_1 + \beta_2 + \ldots + \beta_n),$$

окончательно получим

$$\alpha_0 - \alpha_n = \sum\beta - n \cdot 180°. \qquad (14.12)$$

Формула (14.12) служит для контроля правильности вычисления дирекционных углов направлений разомкнутого теодолитного хода. Учитывая, что угловые измерения ведут с определенной погрешностью, из выражения (14.12) можно определить невязку угловых измерений теодолитного хода:

$$f_\beta = \sum\beta - n \cdot 180° - (\alpha_0 - \alpha_n). \qquad (14.13)$$

Полученную невязку угловых измерений $f_\beta$ хода сравнивают с предельной допустимой $f_{\beta\,пр}$, определяемой по формулам (14.9) или (14.10). При этом если $f_\beta > f_{\beta\,пр}$, то угловые измерения повторяют заново. Если $f_\beta \le f_{\beta\,пр}$, то производят *уравнивание* угловых измерений.

*Уравнивание угловых измерений* состоит в распределении полученной допустимой угловой невязки $f_\beta$ поровну между всеми углами теодолитного хода с обратным знаком.

## 14.6. УРАВНИВАНИЕ ПРИРАЩЕНИЙ КООРДИНАТ ТЕОДОЛИТНЫХ ХОДОВ

*Обработка результатов измерений замкнутого теодолитного хода (полигона).*

Сумма проекций сторон (приращений координат) замкнутого теодолитного хода на соответствующие координатные оси должна равняться нулю:

$$\sum\Delta X = 0 \text{ и } \sum\Delta Y = 0.$$

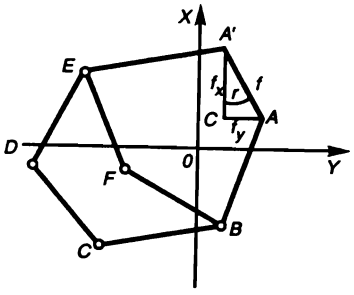
Однако на практике, в связи с погрешностями линейных измерений, $\sum\Delta X$ и $\sum\Delta Y$ равны некоторым величинам $f_X$ и $f_Y$, называемым *невязками в приращениях координат*: $f_X$ — по оси абцисс и $f_Y$ — по оси ординат :

$$\sum\Delta X = f_X \text{ и } \sum\Delta Y = f_Y.$$

В результате неизбежных ошибок измерений замкнутый полигон оказывается как бы разомкнутым на величину $AA' = f$ (рис. 14.5), называемую *невязкой в периметре полигона.*

Поскольку проекции отрезка $AA'$ на оси соответствующих координат представляют собой невязки в приращениях координат $f_X$ и $f_Y$, то из рис. 14.5 следует:

$$f = \sqrt{f_X^2 + f_Y^2}\,. \qquad (14.14)$$




Р и с. 14.5. Невязка периметра замкнутого полигона

При измерении длин сторон теодолитного хода стальной 20-метровой лентой относительная невязка периметра полигона $P$ не должна быть больше

$$\frac{f}{P} \le \frac{1}{2000}\,. \qquad (14.15)$$

В случае невыполнения этого условия проверяют записи в журналах и правильность вычислений. Если при этом ошибка не будет обнаружена, то выполняют полевые контрольные измерения.

Если относительная невязка периметра полигона не превышает допустимую, производят *уравнивание приращений координат.* Простейший способ уравнивания заключается в распределении невязок в приращениях координат между соответствующими приращениями пропорционально длинам сторон со знаком, обратным знаку невязки:

$$П_{Xi} = \frac{f_X}{P} d_i\,;\; П_{Yi} = \frac{f_Y}{P} d_i. \qquad (14.16)$$

После введения поправок по (14.16) к соответствующим приращениям координат суммы исправленных приращений должны равняться нулю $\sum \Delta X_{исп} = 0$ и $\sum \Delta Y_{исп} = 0$.

*Обработка результатов измерений разомкнутого (диагонального) теодолитного хода.*

Как следует из рис. 14.5, для диагонального хода $BFE$ известны координаты начальной его точки $B(X_b, Y_b)$ и конечной $E(X_e, Y_e)$, тогда можно записать

$$\sum \Delta X = X_e - X_b \text{ и } \sum \Delta Y = Y_e - Y_b.$$

Однако, принимая во внимание неизбежные погрешности измерений, фактически получим

$$\sum\Delta X - (X_e - X_b) = f_X \text{ и } \sum\Delta Y - (Y_e - Y_b) = f_Y.$$

Тогда по (14.14) и (14.15) определив относительную невязку теодолитного хода, сравнивают ее с допустимой и в случае удовлетворения условию (14.15) вводят поправки (14.16) к вычисленным приращениям координат со знаком, обратным знаку невязки.

По действующим техническим нормам для трасс проектируемых автомобильных дорог допускается относительная невязка

$$\frac{f}{P} \le \frac{1}{1000}. \qquad (14.17)$$

После введения поправок к соответствующим значениям координат суммы исправленных приращений координат должны равняться $\sum\Delta X_{\text{исп}} = (X_e - X_b)$ и $\sum\Delta Y_{\text{исп}} = (Y_e - Y_b)$.

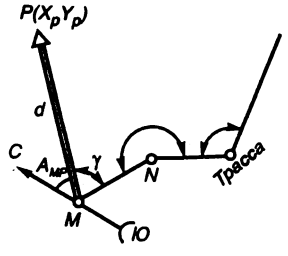
## 14.7. ПРИВЯЗКА СЕТЕЙ СГУЩЕНИЯ И СЪЕМОЧНЫХ СЕТЕЙ К ПУНКТАМ ГОСУДАРСТВЕННОЙ ГЕОДЕЗИЧЕСКОЙ СЕТИ

Для определения координат точек съемочного обоснования на местности производят плановую их привязку к пунктам государственной геодезической сети, координаты которых известны. Из всего многообразия случаев привязки разберем несколько основных.

1. *Привязка трассы к одному пункту геодезической сети.*

Привязку трассы осуществляют в такой последовательности (рис. 14.6). Дважды в прямом и обратном направлениях измеряют горизонтальную проекцию расстояния $d$ между пунктом геодезической сети $P$ и точкой $M$ начала трассы.

Определяют одним из известных способов географический азимут линии привязки $A_{MP}$ и обратный дирекционный угол направления $PM - \alpha_{PM}$. После чего, измерив *примычный угол* $\gamma$, определяют дирекционный угол первого направления самой трассы:




Р и с. 14.6. Схема привязки трассы к одному пункту геодезической сети

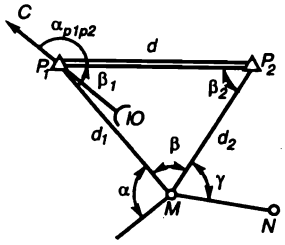
$$\alpha_{MN} = \alpha_{PM} - 180° + \gamma. \qquad (14.18)$$

И наконец, вычислив приращения координат $\Delta X_{PM} = d \cos \alpha_{PM}$ и $\Delta Y_{PM} = d \sin \alpha_{PM}$, определяют координаты первой точки трассы $M$:

$$X_M = X_P + \Delta X_{PM};\ Y_M = Y_P + \Delta Y_{PM}. \qquad (14.19)$$

2. *Привязка трассы к двум пунктам геодезической сети способом прямой засечки.*

Привязку трассы к двум пунктам геодезической сети осуществляют в такой последовательности (рис. 14.7). В пунктах с известными координатами $P_1$ и $P_2$ измеряют горизонтальные углы $\beta_1$ и $\beta_2$ на точку трассы $M$. Решив обратную геодезическую задачу для пунктов $P_1$ и $P_2$, находят горизонтальную проекцию расстояния между ними $d$, дирекционный угол линии $\alpha_{P1P2}$ и дирекционные углы направлений $\alpha_{P1M}$ и $\alpha_{P2M}$. Измерив в точке $M$ примычные углы $\beta$ и $\gamma$, дважды определяют направление линии трассы $MN$:




Р и с. 14.7. Схема привязки трассы к пунктам геодезической сетки способом засечек

$$\alpha_{MN} = \alpha_{P1M} - 180° + (\beta + \gamma);\ \alpha_{MN} = \alpha_{P2M} - 180° + \gamma. \quad (14.19)$$

Из треугольника $P_1P_2M$ определяют длины его сторон $d_1$ и $d_2$. Далее вычисляют приращения координат

$$\Delta X_{P1M} = d_1 \cos \alpha_{P1M};\ \Delta Y_{P1M} = d_1 \sin \alpha_{P1M};$$

$$\Delta X_{P2M} = d_2 \cos \alpha_{P2M};\ \Delta Y_{P2M} = d_2 \sin \alpha_{P2M},$$

и затем дважды определяют координаты точки $M$ трассы:

$$X_M = X_{P1} + \Delta X_{P1M};\ Y_M = Y_{P1} + \Delta Y_{P1M}; \quad (14.20)$$
$$X_M = X_{P2} + \Delta X_{P2M};\ Y_M = Y_{P2} + \Delta Y_{P2M}.$$

3. *Привязка трассы к двум пунктам геодезической сети способом обратной засечки.*

Привязка трассы способом обратной засечки состоит в определении координат точки $M$ трассы по известным координатам двух пунктов геодезической сети $P_1$ и $P_2$ (рис. 14.7). В данном способе угловые измерения ведут только в точке $M$ трассы, определяя примычные углы $\beta$ и $\gamma$, но при этом измеряют горизонтальное расстояние до одного из пунктов, например $d_1$.

Решив обратную геодезическую задачу, определяют расстояние между пунктами геодезической сети $d$ и дирекционный угол этой линии $\alpha_{P1P2}$. Далее из теоремы синусов $\frac{d_1}{\sin\beta_2} = \frac{d}{\sin\beta}$ устанавливают $\sin\beta_2 = \frac{d_1 \sin\beta}{d}$, откуда $\beta_2 = \arcsin\frac{d_1 \sin\beta}{d}$.

Определив теперь угол $\beta_1 = 180° - \beta_2 - \beta$, по формулам (14.19) и (14.20) вычисляют искомое направление трассы $\alpha_{MN}$ и координаты точки $M$ ($X_M$, $Y_M$).

4. *Привязка трассы к пунктам геодезической сети наземно-космическим способом.*

В настоящее время наиболее простым, быстрым и дешевым является наземно-космический метод привязки трассы к пунктам геодезической сети.

При использовании систем спутниковой навигации «NAVSTAR» (США) или «ГЛОНАСС» (Россия) привязку трасс к пунктам государственной геодезической сети удается осуществить с необходимой точностью даже при использовании дешевых приемников «GPS» сравнительно невысокой точности (например, класса ГИС) в режиме работы с базовыми станциями «DGPS».

Базовую станцию устанавливают в одном из пунктов геодезической сети с известными координатами, которая, получая информацию с навигационных искусственных спутников, корректирует ее и передает уточняющие поправки к координатам приемникам «GPS», установленным в точках трассы. Таким образом определяют координаты точек трассы $X_M$, $Y_M$ и $X_N$, $Y_N$ и далее, решив обратную геодезическую задачу, находят дирекционный угол направления $\alpha_{MN}$.

С целью исключения накопления ошибок в координатах точек спутниковая навигационная привязка легко может быть применена для ряда точек по длине трассы с использованием нескольких пунктов геодезической сети в качестве базовых станций «DGPS».

## 14.8. ВЫСОТНОЕ ОБОСНОВАНИЕ ТОПОГРАФИЧЕСКИХ СЪЕМОК

Сгущение государственных нивелирных сетей I, II, III и IV классов осуществляют для развития высотных сетей сгущения и съемочных сетей. Высотные сети сгущения и съемочные сети, как правило, создают методами геометрического или тригонометрического нивелирования. Для обеспечения топографических съемок с высотой сечения горизонталей до 1 м и для инженерных изысканий в качестве высотного обоснования используют ходы геометрического нивелирования, а для топографических съемок и изысканий на ранних стадиях проектирования допускается использовать ходы тригонометрического нивелирования.

Обычно пункты плановых сетей сгущения и съемочных сетей используют одновременно и в качестве пунктов высотного обоснования.

Высотную привязку к реперам и маркам государственной нивелирной сети теодолитных ходов замкнутых (полигонов) и разомкнутых

(трасс) обычно осуществляют двойным нивелированием в прямом и обратном направлениях. При этом замкнутые полигоны, как правило, привязывают к одному пункту государственной нивелирной сети. Длинные теодолитные ходы (трассы) обычно привязывают к реперам и маркам в начале и конце, а при очень длинных трассах осуществляют периодическую привязку и промежуточных точек.

Допустимую невязку двойного хода при привязке к реперам и маркам принимают $\pm 50\sqrt{L}$, мм (где $L$ — длина двойного нивелирного хода, км).

При нивелировании теодолитных ходов всегда возникает задача контроля и уравновешивания нивелирного хода.

### *Уравновешивание замкнутого нивелирного хода*

Теоретическая сумма превышений в замкнутом нивелирном ходу, очевидно, должна равняться нулю

$$\sum h = 0.$$

Однако в связи с неизбежной погрешностью измерений сумма превышений оказывается отличной от нуля

$$\sum h = f_h. \qquad (14.21)$$

Если величина невязки в превышениях $f_h$ оказывается меньше предельно допустимой, то выполняют уравнивание нивелирного хода, *т. е. распределяют невязку с обратным знаком между соответствующими превышениями пропорционально длинам сторон:*

$$П_{hi} = \frac{d_i}{P} f_h. \qquad (14.22)$$

Для уравненного замкнутого нивелирного хода должно быть получено:

$$\sum h_{исп} = 0. \qquad (14.23)$$

Для разомкнутых теодолитных ходов (трасс), привязанных в начале и конце к пунктам государственной нивелирной сети, высоты которых определены нивелированием соответствующих более высоких классов, можно записать

$$\sum h = H_{кон} - H_{нач},$$

где $H_{кон}$, $H_{нач}$ — соответственно, высоты реперов государственной нивелирной сети в конце и начале трассы.

В связи с наличием неизбежной погрешности измерений фактически нужно написать:

$$\sum h - (H_{кон} - H_{нач}) = f_h. \quad (14.24)$$

Если невязка в превышениях $f_h$ оказывается меньше допустимой, осуществляют уравнивание разомкнутого нивелирного хода, так же как и для замкнутого введением поправок (14.22) к соответствующим величинам превышений, при этом для уравненного разомкнутого нивелирного хода должно быть получено:

$$\sum h_{исп} = H_{кон} - H_{нач}. \quad (14.25)$$

Для высотного обоснования топографических съемок и инженерных изысканий весьма эффективным оказывается использование приемников спутниковой навигации «GPS» геодезического класса точности.

## Глава 15. ТЕОДОЛИТНАЯ СЪЕМКА

### 15.1. СУЩНОСТЬ ТЕОДОЛИТНЫХ СЪЕМОК И ИХ НАЗНАЧЕНИЕ

*Теодолитная (горизонтальная) съемка* является съемкой ситуационной, при которой горизонтальные углы измеряют теодолитом, а горизонтальные проекции расстояний различными мерными приборами (землемерными лентами и рулетками, оптическими и электронными дальномерами). Превышения между точками местности при этом не определяют, поэтому теодолитная съемка является частным случаем тахеометрической съемки.

Теодолитные съемки используют для подготовки ситуационных планов местности и цифровых ситуационных моделей местности (ЦММ), а также для обновления (внесение ситуационных изменений) топографических карт и электронных карт (ЭК).

В практике изысканий объектов строительства теодолитные съемки наиболее часто применяют для получения ситуационных планов и ЦММ в масштабах 1:2000, 1:5000 и в отдельных случаях 1:10 000.

В практике изысканий линейных инженерных сооружений (автомобильных, лесовозных дорог, оросительных систем и т. д.) теодолитную съемку применяют при трассировании путем вешения линий, измерения углов поворота трассы, разбивки пикетажа и съемки притрассовой полосы.

При изысканиях площадных объектов (мостовых переходов, транспортных развязок движения в разных уровнях, строительных площадок, аэродромов и т.д) теодолитные съемки выполняют для получения ситуационных планов для рассмотрения принципиальных вариантов инженерных решений (выбор створа мостового перехода, рассмотрение возможных вариантов схем транспортных развязок движения в разных уровнях, вариантов размещения сооружений аэродромов, зданий и сооружений аэродромной службы, строительных площадок и т. д.).

## 15.2. ПРИБОРЫ, ИСПОЛЬЗУЕМЫЕ ДЛЯ ТЕОДОЛИТНЫХ СЪЕМОК

При производстве теодолитных съемок в настоящее время наиболее часто используют следующие приборы:

оптические теодолиты: 3Т5КП, 2Т30, 2Т30П, 4Т30П;

номограммные тахеометры: Dahlta 020, Dahlta 010B;

электронные тахеометры: Та20,Та5, Та3, Та3м, 2Та5, 3Та5,Elta R50, Elta R55;

светодальномеры: «Блеск 2», 2СМ-2, МСД-1м, СМ-5;

землемерные ленты металлические: ЛЗ, ЛЗШ;

рулетки металлические: Р50, Р20, Р10, РТ (тесьмяная);

измерительные колеса (полевые курвиметры): F20, SK3;

приемники спутниковой навигации «GPS» и базовые станции «DGPS».

При производстве теодолитных съемок особенно эффективным и предпочтительным является использование методов электронной тахеометрии. Наиболее распространенные электронные тахеометры отечественного производства типа Та3, Та3м, 3Та5 обеспечивают измерение горизонтальных расстояний от 1,5 до 5 км с точностью (5мм ± 3ppm x D, где D — измеряемое расстояние в км), при средней квадратической погрешности измерения горизонтальных углов 4—5″. При такой точности линейных и угловых измерений можно снимать чрезвычайно большие площади с одной или нескольких стоянок прибора, особенно в открытой местности.

При использовании приемников систем спутниковой навигации «GPS» теодолитную съемку следует называть *горизонтальной*, поскольку теодолиты и другие мерные приборы здесь как таковые уже не используются. Но из всех видов теодолитных (горизонтальных) съемок наземно-космическая горизонтальная съемка является самой производительной, эффективной и обеспечивает полную автоматизацию обработки результатов измерений и подготовки ситуационных планов и ЦММ.

## 15.3. РАБОТЫ, ВЫПОЛНЯЕМЫЕ ПРИ ПРОИЗВОДСТВЕ ТЕОДОЛИТНЫХ СЪЕМОК

При теодолитных съемках в период производства полевых работ выполняют следующее: рекогносцировку, прокладку теодолитных ходов съемочного обоснования, съемку подробностей ситуации местности.

*Рекогносцировку* подлежащего съемке участка местности производят с целью установления границ съемки, определения положения съемочных точек (вершин теодолитных ходов), направления теодолитных ходов и выбора метода съемки ситуационных подробностей местности.

*Прокладка теодолитных ходов* включает в себя вешение линий, измерение горизонтальных углов, измерение горизонтальных проекций длин линий.

Вешение линий осуществляют с помощью теодолита. При длинных прямых назначают дополнительные съемочные точки, с которых осуществляют продление створа. Вынос дополнительных съемочных точек при продлении стороны теодолитного хода для устранения влияния коллимационной погрешности осуществляют переводом трубы через зенит (см. рис. 10.3) при двух положениях круга теодолита (КЛ и КП).

Горизонтальные углы теодолитных ходов, вправо по ходу лежащие, измеряют полным приемом. Теодолит над съемочной точкой центрируют с точностью ±0,5 см. Предельная допустимая погрешность измерения одного угла съемочного обоснования не должна быть больше ±1,5′, а для теодолитных ходов вдоль трасс инженерных сооружений (например,автомобильных дорог) – не больше ±3′.

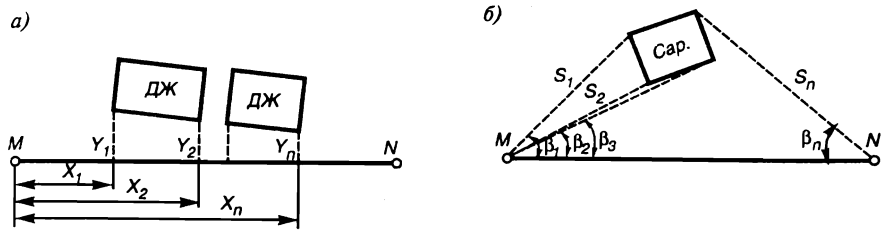
Измерение длин линий осуществляют с использованием землемерных лент и рулеток, оптических дальномеров и светодальномеров, а также приемников систем спутниковой навигации «GPS».

Стороны съемочного обоснования измеряют дважды с относительной погрешностью 1:2000. Длины теодолитных сторон вдоль трасс линейных сооружений измеряют один раз с относительной погрешностью 1:1000. Однако для исключения грубых ошибок второй раз расстояния измеряют еще раз нитяным дальномером с относительной погрешностью 1:300 и периодически привязывают трассу к пунктам государственной геодезической сети. При измерениях линий землемерными лентами и рулетками и углах наклона измеряемых линий более 2° определяют горизонтальные проекции измеренных расстояний по формуле (10.4) или вводят поправки при измерениях по формуле (10.5), т. е. смещают ленту или рулетку вперед на величину поправки.

*Съемку подробностей ситуации* осуществляют в зависимости от требуемого масштаба съемки с шагом снимаемых точек от 10 до 100 м, однако при этом фиксируют все изломы контурных линий (например, углы зданий, домов, изгородей, линий электропередач и т. д.).

## 15.4. МЕТОДЫ СЪЕМКИ ПОДРОБНОСТЕЙ МЕСТНОСТИ

Съемку характерных подробностей ситуации местности производят в зависимости от конкретных условий местности и имеющихся в наличии приборов одним из следующих способов: прямоугольных координат; полярным; прямых угловых засечек; линейных засечек; обхода; створов; наземно-космическим.




Р и с. 15.1. Схема теодолитной съемки методом координат:
*а* — прямоугольных; *б* — полярных

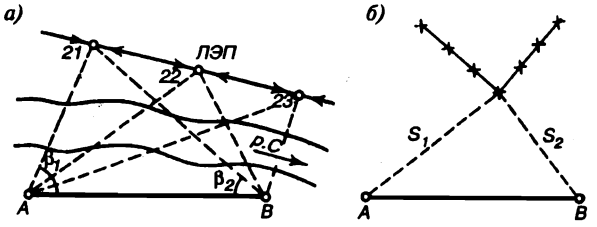
При съемках методом *прямоугольных координат* положение каждой ситуационной точки местности устанавливают по величинам абциссы $X$ (расстоянием от ближайшей точки съемочного обоснования по стороне теодолитного хода или расстоянием от начала трассы) и ординатой $Y$ (расстоянием от соответствующей стороны теодолитного хода или от трассы) (рис. 15.1, *а*). Определение ординат $Y$ обычно производят с помощью зеркального эккера и рулетки.

Метод прямоугольных координат наиболее часто используют при съемке притрассовой полосы линейных сооружений в ходе разбивки пикетажа. Ширину съемки притрассовой полосы в масштабе 1:2000 принимают по 100 м в обе стороны от трассы, при этом в пределах ожидаемой полосы отвода съемку ведут инструментально, а далее глазомерно.

Теодолитную съемку *методом полярных координат* применяют преимущественно в открытой местности, при этом положение каждой ситуационной точки определяют горизонтальным углом $\beta$, измеряемым от соответствующей стороны теодолитного хода, и расстоянием $S$, измеряемым от соответствующей точки съемочного обоснования (рис. 15.1, *б*). Съемку характерных точек местности наиболее часто осуществляют оптическими теодолитами с измерением расстояний нитяным дальномером.

Съемка методом полярных координат оказывается особенно эффективной при использовании электронных тахеометров.

Метод *прямых угловых засечек* применяют главным образом в открытой местности, там, где не представляется возможным производить непосредственное измерение расстояний до интересуемых точек местности. Положение каждой снимаемой точки относительно соответствующей стороны теодолитного хода (базиса) определяют измерением двух горизонтальных углов $\beta_1$ и $\beta_2$, примыкающих к базису (рис. 15.2, *а*). В качестве базиса обычно служит одна из сторон съемочного обоснования или ее часть. Съемку методом прямых угловых засечек обычно ведут оптическими теодолитами и особенно часто используют при производстве




Р и с. 15.2. Схема теодолитной съемки способом засечек:
*а* — угловых засечек; *б* — линейных засечек

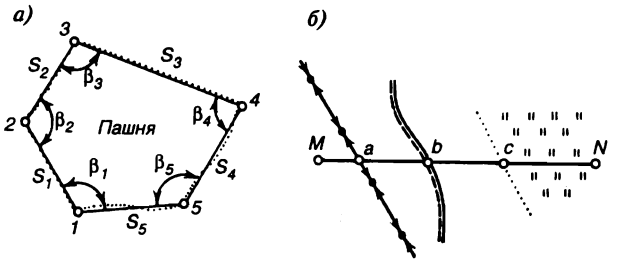
гидрометрических работ на реках: измерение поверхностных скоростей течения поплавками, траекторий льдин и речных судов, при выполнении подводных съемок дна русел рек и водоемов и т. д.

Метод *линейных засечек* применяют, если условия местности позволяют легко и быстро производить линейные измерения до характерных ситуационных точек местности. Измерения производят лентами или рулетками от базисов, расположенных на сторонах съемочного обоснования. Положение каждой снимаемой точки местности определяют измерением двух горизонтальных расстояний $S_1$ и $S_2$ с разных концов базиса (рис. 15.2, *б*).

*Метод обхода* реализуют проложением теодолитного хода по контуру снимаемого объекта с привязкой этого хода к съемочному обоснованию. Углы $\beta_1, \beta_2, \ldots, \beta_n$ снимают при одном положении круга теодолита, а измерения длин сторон осуществляют землемерной лентой или рулеткой, нитяным дальномером или светодальномером электронного тахеометра (рис. 15.3, *а*).

Метод обхода используют, как правило, в закрытой местности для обозначения недоступных объектов значительной площади: болота, запретные зоны, территории хозяйственных объектов и т. д.

Суть *метода створов* состоит в том, что на прямой между двумя известными точками, размещенными на сторонах съемочного обоснования




Р и с. 15.3. Схема теодолитной съемки методами:
*а* — обхода; *б* — створов

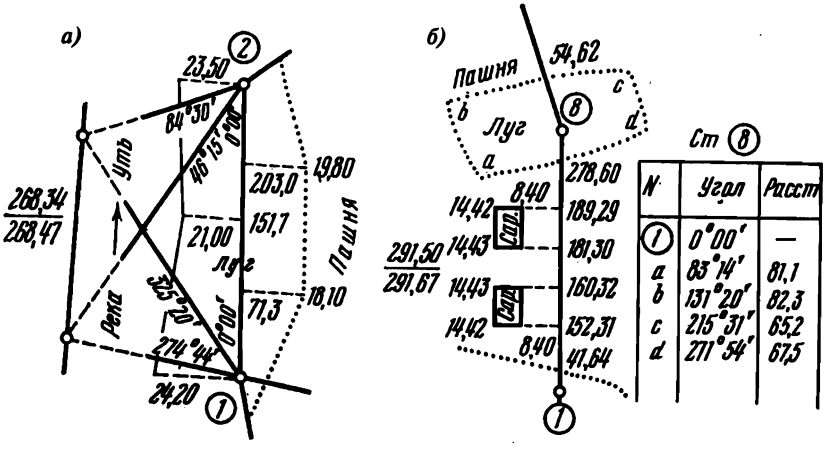
(например $M$ и $N$), с помощью одного из мерных приборов определяют положение характерных ситуационных точек местности (рис. 15.3, *б*).

Метод створов находит применение, главным образом, при изысканиях аэродромов, для установления ситуационных особенностей местности в ходе топографических съемок методом геометрического нивелирования по квадратам. При производстве изысканий других инженерных объектов метод створов применяют крайне редко.

*Наземно-космический метод* горизонтальной съемки состоит в том, что для получения плановых координат характерных ситуационных точек местности используют приемники систем спутниковой навигации «GPS». Учитывая высокую стоимость приемников GPS высокого класса точности («геодезического класса»), можно воспользоваться сравнительно недорогими приемниками среднего класса точности («класса ГИС»), но при использовании их в режиме работы с базовыми станциями — «дифференциальными GPS — DGPS».

Принцип горизонтальной съемки наземно-космическим методом в режиме «DGPS» состоит в получении координат ситуационных точек местности с геодезической точностью посредством корректирующих сигналов приемниками «GPS» среднего класса от базовой станции «DGPS», установленной на точке местности с известными координатами (например, на пункте государственного геодезической сети). Обычно одна базовая станция обслуживает съемку приемниками «GPS» в радиусе до 10 км.

Число съемщиков на снимаемой территории ограничивается только количеством имеющихся в наличии у исполнителей приемников «GPS».




Р и с. 15.4. Абрис теодолитной съемки:
*а* — территории; *б* — вдоль трассы линейного сооружения

Поскольку необходимая точность определения плановых координат точек местности (в отличие от высотных) обеспечивается практически при любых комбинациях созвездий навигационных спутников на небосклоне, наземно-космические методы горизонтальных съемок являются весьма перспективными.

При производстве теодолитных съемок ведут абрис и журнал измерений. Абрис представляет собой схематический чертеж отдельных сторон съемочного обоснования и контуров ситуации в любом приемлемом масштабе, но с обязательным указанием величин промеров (рис. 15.4, *а*).

В полевом журнале записывают результаты измерения углов теодолитом. При теодолитной съемке вдоль трассы инженерного сооружения ведут угломерный журнал, а абрис изображают в пикетажном журнале обычно в масштабе 1:2000 (рис. 15.4, *б*).

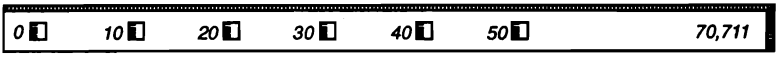
## 15.5. ОБРАБОТКА РЕЗУЛЬТАТОВ ТЕОДОЛИТНЫХ СЪЕМОК

В ходе камеральных работ осуществляют: проверку журналов измерений и абрисов; обработку и уравнивание угловых измерений теодолитных ходов; уравнивание приращений координат и вычисление координат съемочных точек и составление ведомости координат; построение координатной сетки на чертежной бумаге; подготовку ситуационного плана местности в заданном масштабе.

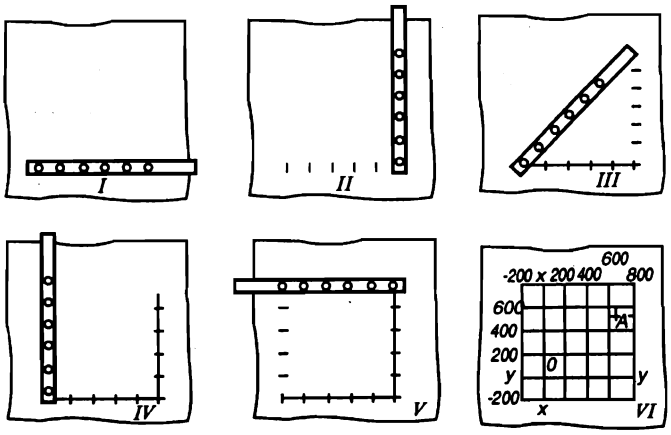
Перед нанесением на план точек съемочного обоснования и ситуационных точек на листе ватмана строят координатную сетку с использованием для этой цели металлической топографической линейки Дробышева (ЛТ-1) или линейки ЛБЛ (рис. 15.5).

Схема построения координатной сетки с помощью топографической линейки представлена на рис. 15.6.

В положении линейки I, разместив ее параллельно нижнему краю листа ватмана, отмечают остро отточенным карандашом по вырезам 6 черточек. В положении линейки II совмещают центр первого выреза с шестым штрихом линии, полученной в положении I, и, разместив линейку приблизительно параллельно правому краю листа ватмана, по вырезам отмечают 5 дуг. Затем в положении III совмещают центр первого выреза с




Р и с. 15.5. Линейка Дробышева (ЛТ-1)




Р и с. 15.6. Схема построения координатной сетки с помощью металлической топографической линейки Дробышева

черточкой в начале прямой, полученной в положении I, и концом линейки засекают последнюю дугу, полученную в положении II, и таким образом получают первый прямоугольный треугольник. Далее строят второй прямоугольный треугольник (положения IV и V) и, соединив одноименные точки, расположенные на противоположных сторонах полученного прямоугольника, получают координатную сетку (VI).

Аналогичным образом строят координатную сетку и с помощью топографической линейки ЛБЛ, но с размерами сетки квадратов по 8 см.

На плане вершины квадратов сетки закрепляют зеленой тушью крестообразно черточками длиною по 6 мм. Полученную таким образом координатную сетку оцифровывают в абсолютной зональной или произвольной системе прямоугольных координат.

Далее на план по координатам с помощью циркуля и поперечного масштаба наносят и закрепляют тушью точки съемочного обоснования. Характерные ситуационные точки местности обычно наносят на план с помощью тахеографа (см. гл. 16).

Поскольку теодолитная (горизонтальная) съемка является частным случаем тахеометрической съемки, автоматизированную обработку на ЭВМ результатов теодолитных съемок с подготовкой планов в требуемом масштабе на графопостроителях и цифровых моделей ситуации местности осуществляют с использованием тех же пакетов прикладных программ, что и для тахеометрической съемки (см. гл. 16).

# Глава 16. ТАХЕОМЕТРИЧЕСКАЯ СЪЕМКА МЕСТНОСТИ

## 16.1. СУЩНОСТЬ ТАХЕОМЕТРИЧЕСКИХ СЪЕМОК И ИХ НАЗНАЧЕНИЕ

*Тахеометрическая съемка* является самым распространенным видом наземных топографических съемок, применяемых при инженерных изысканиях объектов строительства. Высокая производительность тахеометрических съемок обеспечивается тем, что все измерения, необходимые для определения пространственных координат характерных точек местности, выполняют комплексно с использованием одного геодезического прибора — теодолита-тахеометра. При этом положение снимаемой точки местности в плане определяют измерением полярных координат: измеряют горизонтальный угол между направлениями на одну из соседних точек съемочного обоснования и снимаемую точку и измеряют расстояние до точки нитяным дальномером или лазерным дальномером электронного тахеометра. Высотное положение снимаемых точек определяют методом тригонометрического нивелирования:

горизонтальная проекция расстояния

$$d = L\cos^2 \nu; \tag{16.1}$$

превышение

$$h = d\mathrm{tg}\nu + i - l, \tag{16.2}$$

где $L = Cn'$ — дальномерное расстояние; $n'$ — разность отсчетов по дальномерным штрихам сетки нитей; $\nu$ — угол наклона; $i$ — высота прибора над съемочной точкой; $l$ — высота наводки (см. рис. 12.1).

Тахеометрические съемки используют для подготовки крупномасштабных топографических планов и цифровых моделей местности (ЦММ), по которым осуществляется системное автоматизированное проектирование объектов строительства.

Основными масштабами для производства тахеометрических съемок являются: 1:500, 1:1000 и 1:2000. При этом масштаб съемки принимают в зависимости от ее назначения, стадии проектирования, ожидаемых размеров проектируемого объекта в плане, а также от категории рельефа и ситуационных особенностей местности и, в частности:

*масштаб 1:500* с высотой сечения рельефа 0,25—0,5 м — для составления планов и ЦММ при проектировании городских улиц и дорог, временных и гражданских сооружений, малых водопропускных сооружений на дорогах, небольших карьеров и резервов грунта и т. д.;

*масштаб 1:1000* с высотой сечения рельефа 0,5—1,0 м или *масштаб 1:2000* с высотой сечения рельефа через 1,0—2,0 м для составления топографических планов и ЦММ при проектировании системы поверхностно-

го водоотвода, планировки территорий, проектировании транспортных развязок движения в разных уровнях, пересечений и примыканий дорог в одном уровне, соответственно средних и больших мостовых переходов, сложных участков проектирования (овраги, оползни, осыпи, карсты и т. д.), месторождений дорожно-строительных материалов, а также для решения вопросов камерального трассирования линейных объектов.

Важным достоинством тахеометрической съемки является то, что при высокой производительности полевых работ, существенную долю объема работ по подготовке топографических планов местности и ЦММ удается перенести в камеральные условия, где есть возможность широкого применения средств автоматизации и вычислительной техники.

## 16.2. ПРИБОРЫ, ИСПОЛЬЗУЕМЫЕ ДЛЯ ТАХЕОМЕТРИЧЕСКИХ СЪЕМОК

При производстве тахеометрических съемок в настоящее время наиболее часто используют следующие приборы:

оптические теодолиты - 3Т5КП, Т15К, 2Т30, 2Т30П, 4Т30П;

номограммные тахеометры: Dahlta 020, Dahlta 010B, ТН;

электронные тахеометры: Та20, Та5, Та3, Та3м, 2Та5, 3Та5, Elta R50, Eita R55, RECOTA, RETA;

рейки нивелирные: РН-3000, РН-4000, рейки телескопические 4-метровые, рейки Dahlta;

вешки геодезические, тахеометрические вехи для электронных тахеометров (веха с отражателем телескопическая, позволяющая менять положение отражателя над поверхностью земли);

светодальномеры: «Блеск-2», 2СМ-2, МСД-1м, СМ-5;

землемерные ленты и рулетки: ЛЗ, ЛЗШ, Р50, Р20, Р10, РТ;

приемники спутниковой навигации «GPS» и базовые станции «DGPS».

Применение номограммных и электронных тахеометров позволяет исключить вычисления по формулам (16.1) и (16.2), поскольку горизонтальные проекции расстояний $d$ и превышения $h$ считывают непосредственно в ходе съемки либо сразу записывают на магнитные носители информации.

При использовании систем спутниковой навигации «GPS» тахеометрическую съемку следует называть *топографической наземно-космической*, поскольку тахеометры и другие мерные приборы, как таковые, здесь уже не применяются, однако основные правила съемки подробностей ситуации и рельефа местности сохраняются те же, что и для тахео-

метрических съемок. Топографическая наземно-космическая съемка по сравнению с другими видами топографических съемок является самой производительной и эффективной, обеспечивая при этом полную автоматизацию обработки результатов измерений и подготовки топографических планов и ЦММ.

При производстве тахеометрических съемок особенно эффективным оказывается использование электронных тахеометров, позволяющих фиксировать результаты измерений сразу на магнитные носители, с последующим или непосредственным вводом информации в память полевого или базового компьютера и ее автоматической обработкой, подготовкой ЦММ и топографических планов на графопостроителях.

## 16.3. ПЛАНОВО-ВЫСОТНОЕ ОБОСНОВАНИЕ ТАХЕОМЕТРИЧЕСКИХ СЪЕМОК

Планово-высотное обоснование тахеометрических съемок, со съемочных точек которого осуществляют съемку подробностей рельефа и ситуации местности, обычно создают двумя способами:

прокладкой теодолитного хода (разомкнутого или замкнутого) с измерением горизонтальных углов полным приемом оптического теодолита или электронного тахеометра и промерами горизонтальных проекций сторон землемерной лентой или светодальномером. Высоты съемочных точек определяют геометрическим нивелированием;

прокладкой теодолитного хода с измерением горизонтальных углов полным приемом теодолита, определением горизонтальных расстояний между съемочными точками нитяным дальномером оптического теодолита или светодальномером электронного тахеометра (если тахеометрическую съемку выполняют электронным тахеометром). Высоты съемочных точек определяют методом тригонометрического нивелирования. Таким образом, в этом случае планово-высотное обоснование создают используя один прибор — оптический теодолит или электронный тахеометр.

Съемочное обоснование по первому способу создают при тахеометрических съемках для проектирования объектов строительства, занимающих большие площади (средние и большие мостовые переходы, транспортные развязки движения в разных уровнях, аэропорты и т. д.), а также при съемках в населенных пунктах.

Съемочное обоснование по второму способу создают при относительно небольших площадях тахеометрических съемок (места со сложными инженерно-геологическими условиями, небольшие карьеры и ре-

зервы, пересечения и примыкания автомобильных дорог в одном уровне, малые водопропускные сооружения и т. д.).

Съемочным обоснованием тахеометрических съемок могут служить: *трасса линейного сооружения, замкнутый полигон, сеть микротриангуляции и висячий ход.* Выбор того или иного типа съемочного обоснования связан со стадией проектирования, рельефом местности, размерами и требуемым масштабом съемок.

Ориентирование съемочного обоснования тахеометрических съемок и определение координат съемочных точек обычно осуществляют привязкой к трассе линейного сооружения либо к пунктам государственной геодезической сети. При съемках небольших площадей допускается ориентирование съемочного обоснования по магнитному азимуту с вычислением условных координат съемочных точек.

Минимальное число съемочных точек в зависимости от масштаба съемки приведено ниже:

| Масштаб съемки | 1:500 | 1:1000 | 1:2000 | 1:5000 |
|---|---|---|---|---|
| Минимальное число съемочных точек: | | | | |
| на 1 км$^2$ | 142 | 80 | 50 | 22 |
| на 1 планшет | 9 | 20 | 50 | 89 |

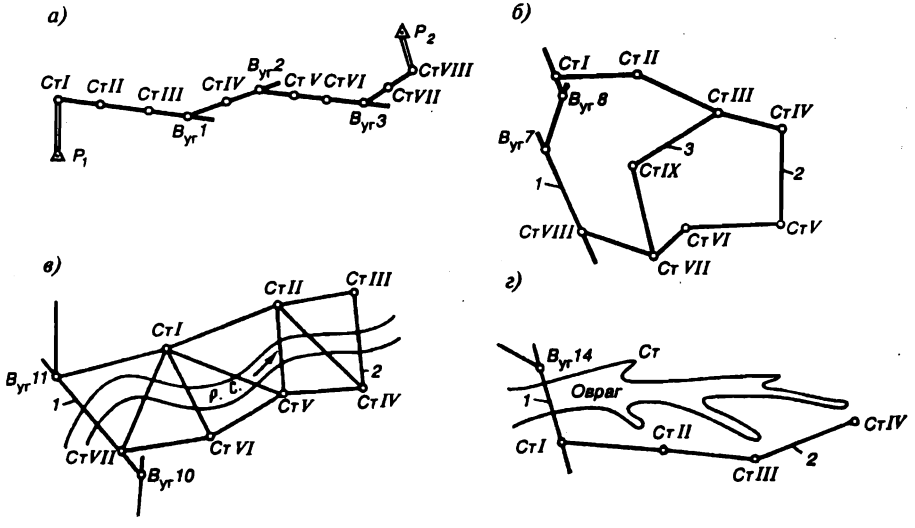
Съемочные точки обоснования размещают, как правило, на возвышенных участках местности с хорошо обеспеченной видимостью. Расстояния между съемочными точками не должны быть больше 350 м и меньше 50 м. В исключительных случаях минимальное расстояние между точками съемочного обоснования допускают до 20 м, но с обязательным центрированием теодолита на карандаш, вставляемый взамен вынутой шпильки, и с визированием не на веху, а на шпильку.

*Трассу линейного сооружения* в качестве съемочного обоснования (рис. 16.1, *а*) используют в следующих случаях: при съемках притрассовой полосы дорог для проектирования системы поверхностного водоотвода; для целей камерального трассирования на сложных участках местности; на участках местности со сложным инженерно-геологическим строением; при съемках для проектирования малых искусственных сооружений; для проектирования пересечений и примыканий автомобильных дорог в одном уровне и т. д. Трассу нередко используют и как часть съемочного обоснования другого типа.

Съемочное обоснование в виде *замкнутого полигона* используют при съемках участков местности для проектирования объектов строительства, занимающих большие площади (рис. 16.1, *б*). В ряде случаев в полигон включают и часть трассы линейного сооружения. При расположении снимаемого участка местности в стороне от трассы осуществляют при-

вязку съемочного обоснования к трассе, либо к ближайшим пунктам государственной геодезической сети. Для съемки удаленных от основного съемочного обоснования подробностей ситуации и рельефа назначают диагональные или висячие теодолитные ходы, при этом последние могут размещаться как внутри полигона, так и вне его пределов. Увязку угловых измерений, длин линий и превышений осуществляют как для всего полигона в целом, так и для каждой его части в отдельности.

Съемочное обоснование по типу *микротриангуляции* (рис. 16.1, *в*) создают на местности, не удобной для измерения длин линий землемерной лентой или рулеткой, например, при пересеченном или горном рельефах. По форме треугольники сети должны приближаться по возможности к равносторонним с размещением их вершин на возвышенных точках местности для обеспечения прямой видимости соседних вершин и большего охвата снимаемой площади. Одну из сторон обоснования размещают на удобном для измерения длины участке местности и принимают в качестве базиса. Его промеряют дважды в прямом и обратном направлениях с относительной невязкой не более 1:2000 и в случае необходимости вводят поправки за угол наклона линии. Все углы измеряют полным приемом теодолита с последующим аналитическим вычислением остальных длин сторон и координат всех съемочных точек обоснования.




Р и с. 16.1. Виды съемочного обоснования тахеометрических съемок:

*а* — трасса линейного объекта: $P_1$, $P_2$ – пункты геодезической сети; Ст I — Ст VIII — съемочные точки; $В_{уг}$ 1 — $В_{уг}$ 3 — вершины углов поворота трассы; *б* — замкнутый полигон: *1* — трасса линейного объекта; *2* — полигон; *3* — диагональный ход; *в* — микротриангуляция: *1* — трасса линейного объекта; *2* — триангуляционная сеть; *г* — висячий ход: *1* — трасса линейного объекта; *2* — теодолитный ход

При съемках относительно узких полос, вытянутых в поперечном направлении от трассы или от одной из сторон замкнутого полигона, в качестве съемочного обоснования тахеометрической съемки этого участка местности принимают *висячий ход* (рис. 16.1, *г*), т. е. теодолитный ход с числом сторон не более трех, опирающийся в своем начале на основное съемочное обоснование либо на трассу линейного сооружения. За начало висячего хода удобно принимать одну из съемочных точек основного обоснования или трассы линейного сооружения.

Привязку висячего хода к основному съемочному обоснованию и измерение его углов осуществляют полным приемом теодолита, а длины линий лентой или дальномером в прямом и обратном направлениях.

Висячий ход размещают по возможности в середине полосы съемки, при этом если ширина последней превышает двойной предел отсчета по рейке (150х2 = 300 м), то кроме основного висячего хода прокладывают поперечные ходы.

Висячие ходы допускают для съемок масштабов 1:1000 и 1:2000. Для масштаба 1:500 допускают лишь одну выносную съемочную точку на расстоянии не более 200 м от основного съемочного обоснования.

Предельную ошибку измерений углов при создании съемочного обоснования тахеометрических съемок принимают:

$$f_\beta = \pm 1{,}5'\sqrt{n}\,, \tag{16.3}$$

где $n$ — число измеренных углов обоснования.

Допустимую невязку в превышениях принимают:

$$f_h = \pm 50\sqrt{L}\,,\ \text{мм}, \tag{16.4}$$

где $L$ — длина двойного нивелирного хода, км.

Допустимую невязку в определении расстояний принимают:

$$f_d = \pm\frac{\sum d}{2000}\,,\ \text{м}, \tag{16.5}$$

где $\sum d$ — общая длина теодолитного хода, м.

Закрепление точек съемочного обоснования первоначально осуществляют сторожками и точками, при этом в центр точки вбивают гвоздь, над которым центрируют теодолит с точностью ±0,5 см. При ответственных съемках больших площадей, когда съемочные точки необходимо сохранить, последние закрепляют стандартными деревянными или железобетонными столбами. На лицевой части сторожков и столбов закрепления надписывают сокращенное название организации, выполняющей изыскания, номер съемочной точки и год производства съемки.

При создании съемочного обоснования по типу микротриангуляции закрепление съемочных точек целесообразно делать обрезками газовых труб, вбиваемых в землю, при этом исключается необходимость переустановки вех при переходе с одной съемочной точки на другую (вехи вставляют в отверстия труб).

## 16.4. СЪЕМКА СИТУАЦИИ И РЕЛЬЕФА МЕСТНОСТИ

После создания на местности планово-высотного обоснования тахеометрической съемки приступают к съемке подробностей рельефа и ситуации местности. Съемку производят полярным способом со съемочных точек обоснования по реечным точкам, размещаемым в характерных местах рельефа и ситуации (с определением направлений измерений горизонтальных углов по лимбу теодолита, расстояний — нитяным дальномером и превышений — методом тригонометрического нивелирования).

Реечные точки не закрепляют, а рейки при этом ставят непосредственно на землю. Число реечных точек, снимаемых с каждой точки съемочного обоснования, зависит от рельефа местности, особенностей ситуации, видимости и масштаба съемки. Реечные точки размещают по возможности равномерно по снимаемой площади таким образом, чтобы расстояния между ними в среднем соответствовали величинам, указанным ниже:

| Масштаб съемки | 1:500 | 1:1000 | 1:2000 | 1:5000 |
|---|---|---|---|---|
| Средние расстояния между реечными точками, м | 10 | 20 | 50 | 100 |

Реечные точки выбирают таким образом, чтобы на топографическом плане можно было бы однозначно изобразить рельеф и ситуацию: вершины возвышенностей, водоразделы, перегибы склонов, террасы, подошвы возвышенностей, котловины, тальвеги и овраги, седловины, обрывы, очертания берегов рек, ручьев, прудов, озер, очертания границ угодий, болот, дороги с основными элементами земляного полотна, линии связи и электропередачи, подземные коммуникации (кабели, газопроводы, нефтепродуктопроводы, водоводы), очертания границ населенных пунктов, отдельные здания и сооружения, изгороди и другие подробности местности.

При производстве тахеометрических съемок рейки в характерных точках местности устанавливают рабочие — реечники. Общее число реечников у одного съемщика может быть от одного до четырех в зависимости от его опыта и степени сложности съемки. Порядок расположения ре-

ечных точек должен быть таким, чтобы обеспечивать удобство и быстроту перехода реечников с одной снимаемой точки на другую. Наиболее часто применяют способ обхода точек параллельными рядами.

На каждой точке съемочного обоснования производят работы в такой последовательности:

на съемочной точке устанавливают теодолит или тахеометр, для чего его центрируют, устанавливают с помощью подъемных винтов по уровню в рабочее положение и с помощью рейки или рулетки измеряют высоту прибора над съемочной точкой обоснования;

прибор ориентируют, т. е. устанавливают ноль лимба по исходному направлению (обычно на предыдущую съемочную точку обоснования), для чего открепив закрепительный винт алидады, совмещают ноль лимба с нулевым штрихом алидады, или иначе, устанавливают отсчет по горизонтальному кругу теодолита 0°00′ и закрепляют алидаду;

открепив закрепительный винт лимба, наводят перекрестье нитей зрительной трубы на низ вехи, установленной на предыдущей съемочной точке обоснования, закрепляют лимб и открепляют алидаду. Ориентирование осуществляют при основном положении круга теодолита;

наведение прибора на реечные точки осуществляют при основном положении круга теодолита, при этом: измеряют расстояние нитяным дальномером, наводят горизонтальный штрих сетки нитей на определенный отсчет (на высоту наводки), измеряют угол наклона по вертикальному кругу, по лимбу горизонтального круга считывают горизонтальный угол, т. е. определяют направление на точку и записывают в графу «Примечания» семантическую информацию (угол дома, опора ЛЭП, урез воды и т. д.).

При определении расстояния нитяным дальномером отсчеты по дальномерным нитям можно брать одним из следующих способов (рис. 16.2):

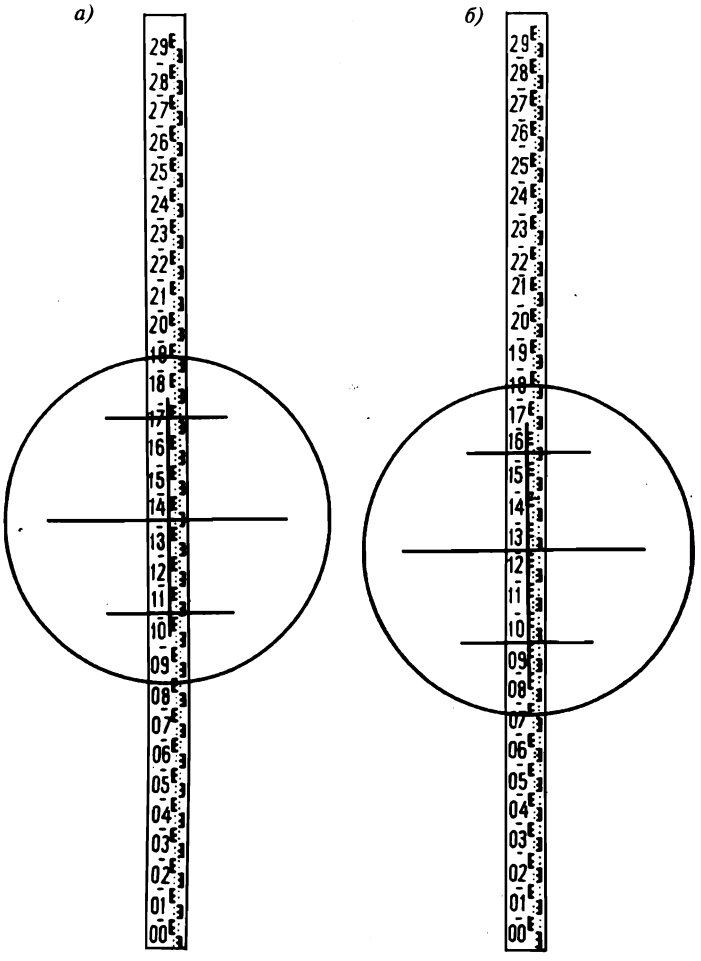
с одновременным измерением угла наклона ν, когда средний штрих сетки нитей наведен на отсчет, равный высоте прибора $i$, берут отсчеты по верхнему $a$ и нижнему $b$ штрихам нитяного дальномера (рис. 16.2, *а*);

со смещением нижнего штриха дальномера на ближайший отсчет, кратный целому метру (рис. 16.2, *б*), при этом для взятия отсчета по вертикальному кругу теодолита средний штрих сетки нитей возвращают в исходное положение.

В обоих случаях расстояния находят путем вычитания из большего отсчета меньшего, с последующим умножением полученного результата на коэффициент дальномера $C$:

$$L = (a - b)\ C. \qquad (16.6)$$

Второй способ определения дальномерного расстояния во всех случаях является более предпочтительным, поскольку требуется взятие только




Р и с. 16.2. Способы определения расстояния нитяным дальномером:
*а* — с наведением средней нити на высоту прибора; *б* — со смещением нижней дальномерной нити на отсчет, кратный целому метру (расстояние 63,0 м)

одного отсчета по верхнему штриху нитяного дальномера, нижний отсчет, равный кратному значению метра, отбрасывается и, таким образом, исключается арифметическая операция определения разности отсчетов, что очень важно для ускорения съемочного процесса.

В виде исключения, если не видна часть рейки, попадающая на один из дальномерных штрихов, допускается определение расстояния по двум штрихам — среднему и дальномерному с удвоением разности отсчетов.

При определении угла наклона ν средний штрих сетки нитей обычно наводят на отсчет по рейке, равный высоте прибора $l = i$. Как следует из основной формулы тригонометрического нивелирования (16.2), в этом случае при вычислении превышения $h$ не нужно вводить поправку за высоту наведения ($i - l$). При отсутствии видимости на отсчет, равный высоте прибора, средний штрих сетки нитей наводят на отсчет, равный высоте прибора плюс 1,0 или 2,0 м (например, при отсутствии видимости на $l = i = 1{,}43$, наводят на 2,43 или 3,43 м).

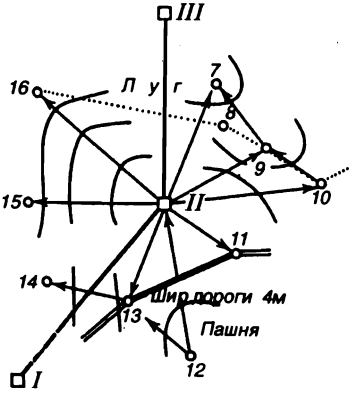
При измерении угла наклона ν, если прибор не имеет компенсатора вертикального круга, перед взятием отсчета пузырек при алидаде вертикального круга выводят на середину (теодолит Т15), если прибор не имеет уровня при алидаде вертикального круга (теодолиты 2Т30, 2Т30П, 4Т30П), то подводят в ноль-пункт пузырек уровня горизонтального круга одним из подъемных винтов.

Завершив съемку с данной съемочной точки, перед тем как перейти на следующую съемочную точку обоснования, вновь визируют прибор на исходную веху, проверяя, не сошел ли в ходе съемки отсчет по лимбу с 0°00′.

## 16.5. ВЕДЕНИЕ АБРИСА И ПОЛЕВОГО ЖУРНАЛА

В ходе съемки характерных точек местности ведут абрис (рис. 16.3) с нанесением на него всех реечных точек и с зарисовкой рельефа и ситуации. Абрис делают в журнале тахеометрической съемки отдельно для каждой съемочной точки, причем направления и расстояния наносят «на глаз» без масштаба.

Абрис является важным элементом тахеометрической съемки, поскольку позволяет воспроизводить при камеральной подготовке топографического плана рельеф и ситуацию местности. В связи с этим кроме съемочных и реечных точек абрис обязательно включает в себя изображение ситуации местности, представляемое условными знаками с краткими поясняющими надписями, и основные формы рельефа в условных горизонталях с указанием направлений склонов стрелками.




Р и с. 16.3. Абрис тахеометрической съемки

В отличие от абрисов, ведущихся при теодолитной съемке, при тахеомет-

Таблица 16.1

Съемку произвел . . . . . г. Вычислял . . . . . г.

| № точек | Отсчеты по рейке: средн. | верхн. $a$ | нижн. $b$ | Разность отсчетов $i = a - b$ | Верт. круг | Угол наклона | Превыш. по табл.: ± | h′ | Поправка на отсч.: ∓ | $i - \upsilon$ | Полное превыш.: ± | $h$ | Гориз. угол | Гориз. прол. | Отметка точки $H$ | Примечание |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Наим. станции II; Коэф. дальномера = 100; Высота прибора $i$ = 1,36; Ориент. на ст I; МО : 0°01′; $H_{ст}$ = 147,35 | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 1 | $i$ | | | 72 | 3°19′ | + | 3°18′ | + | 4,14 | | – | + | 4,14 | 30°3 | 71,7 | 151,49 | |
| 2 | 2,36 | | | 31,5 | 357 11 | – | 2 49 | – | 1,54 | – | 1,00 | – | 2,54 | 46 15 | 31,5 | 144,81 | |
| 3 | $i$ | | | 50 | 3 44 | + | 3 43 | + | 3,24 | | – | + | 3,24 | 71 2 | 49,8 | 150,59 | Опора ЛЭП |
| 4 | $i$ | | | 62 | 2 47 | + | 2 46 | + | 3,00 | | – | + | 3,00 | 106 10 | 62 | 150,35 | |
| 5 | $i$ | | | 90 | 1 12 | + | 1 11 | + | 1,86 | | – | + | 1,86 | 129 15 | 90 | 149,21 | Угол дома |
| 6 | $i$ | | | 112 | 359 45 | – | 0 16 | – | 0,52 | | – | – | 0,52 | 172 20 | 112 | 146,83 | |
| 7 | 3,36 | | | 41 | 5 48 | | 5 47 | + | 4,15 | – | 2,00 | + | 2,15 | 212 30 | 40,6 | 149,50 | |

рической съемке на абрисе никаких размеров не указывают (для быстроты производства работ), но обязательно проставляют номера съемочных и реечных точек (см. рис. 16.3).

Результаты всех измерений по определению планово-высотного положения съемочных точек заносят в специальный полевой журнал — журнал тахеометрической съемки. Образец заполнения журнала тахеометрической съемки представлен в таблице 16.1.

При заполнении тахеометрического журнала нумерацию съемочных точек обоснования принимают римскими цифрами. Реечные точки обозначают арабскими цифрами, причем как в журнале, так и на абрисе съемочные и реечные точки обозначают одинаковыми номерами, что дает возможность ограничиваться в абрисе только нумерацией и расположением точек, без каких-либо цифровых характеристик. Нумерацию реечных точек при общем их числе менее 1000 принимают сквозной для всей съемки, во избежание путаницы при камеральной обработке. При общем числе точек более 1000 каждую последующую тысячу нумеруют снова начиная с единицы.

Запись измерений на каждой съемочной точке обоснования ведут в следующем порядке:

в заголовке листа (см. табл. 16.1) записывают: номер съемочной точки, с которой осуществляется съемка подробностей; коэффициент дальномера; высоту прибора; направление ориентирования (номер точки съемочного обоснования, на которую ориентируется прибор); значение места нуля (*МО*), определяемое в начале каждого рабочего дня; высоту съемочной точки;

после наведения на рейку записывают дальномерное расстояние;

высоту наводки (при высоте наводки, равной высоте прибора, в соответствующую графу заносят букву «*i*»);

отпустив реечника на следующую точку, записывают отсчет по вертикальному кругу;

записывают отсчет по лимбу горизонтального круга;

наносят реечную точку на абрис или записывают ее семантическую характеристику в графу «Примечания» журнала тахеометрической съемки.

## 16.6. КАМЕРАЛЬНЫЕ РАБОТЫ

Камеральную обработку полевых материалов тахеометрической съемки производят в определенной последовательности, по следующим этапам:

обработка журналов тахеометрической съемки;

составление схемы съемочного обоснования;

подсчет и увязка приращений координат и вычисление координат точек съемочного обоснования;

подсчет и увязка превышений и вычисление высот точек съемочного обоснования;

составление сводной документации;

подготовка топографического плана;

проверка и корректировка плана;

подготовка и запись в память базового компьютера данных для подготовки цифровой модели местности (ЦММ).

В связи с высокой производительностью тахеометрических съемок за каждый рабочий день накапливается большое количество информации о местности, поэтому ежедневно по возвращении с места производства полевых работ съемщик обрабатывает журнал тахеометрической съемки и, в частности, приводит в порядок все записи и зарисовки, проверяет по данным пикетажного журнала соответствие привязки съемочного обоснования к трассе, выписывает из журнала нивелирования высоты точек привязки и съемочных точек обоснования, сверяет записи с абрисом. Съемщик наносит на чертежный лист координатную сетку и все съемочные точки обоснования.

К повседневным работам по обработке материалов тахеометрической съемки также относят:

подсчет расстояний, превышений и высот съемочных точек обоснования;

подсчет расстояний, превышений и высот реечных точек;

нанесение на чертеж реечных точек с выпиской их порядковых номеров и высот;

нанесение ситуации;

рисовка горизонталей;

оформление (в карандаше) топографического плана.

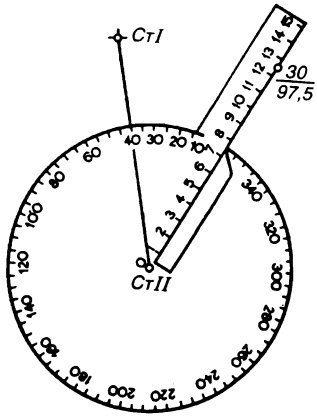
Топографические планы и ЦММ составляют в одной и той же государственной или условной системах координат. Топографические планы небольших участков местности (небольших карьеров и резервов грунта, второстепенных и временных сооружений и т. д.) допускается вычерчивать без координатной сетки, если на этот участок местности не составляется ЦММ.

Топографические планы ориентируют по странам света (север — вверх, восток — справа). Координатную сетку разбивают на стандартном чертежном листе с помощью линейки Дробышева со сторонами квадратов, равными 10 см. Правильность разбивки проверяют проведением и сравнением двух диагоналей. Затем по координатам накладывают все съемочные точки опорной сети, которые закрепляют тушью с выписыва-

нием справа дробного обозначения: в числителе — порядковый номер съемочной точки римскими цифрами, в знаменателе — высота точки с точностью до 1 сантиметра.

Участки трассы, входящие в съемочное обоснование, накладывают на чертеж по данным пикетажного журнала с разбивкой на пикеты и плюсы и выписыванием из журнала нивелирования высот точек с точностью до 1 дециметра. Трассу и все относящиеся к ней точки закрепляют красной тушью (варианты — красным пунктиром). Надписи делают дробью: в числителе — пикет и плюс, в знаменателе — высота.

На план также наносят захваченные съемкой морфоствоpы и гидростворы, которые закрепляют синей тушью.




Р и с. 16.4. Тахеометрический транспортир (тахеограф)

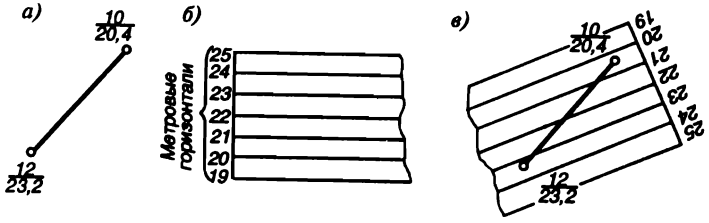
Накладку реечных точек осуществляют с помощью специального тахеометрического транспортира (тахеографа), сделанного из прозрачного целлулоида и градуированного против хода часовой стрелки с ценой деления 30′, т. е. навстречу градуировке лимба тахеометра (рис. 16.4).

Тахеограф с помощью иглы накладывают центром на съемочную точку и совмещают отсчет по лимбу на реечую точку с линией ориентира. В этом положении ноль градусного круга тахеографа укажет направление на реечную точку, а соединенная с кругом масштабная линейка даст в соответствующем масштабе расстояние до точки.

Реечные точки отмечают карандашом с надписью дробью: в числителе — номер реечной точки арабскими цифрами, в знаменателе — высота точки с округлением до 1 дециметра. Одновременно с наколкой реечных точек наносят ситуацию.

На рис. 16.4 представлен числовой пример: отсчет по горизонтальному кругу на реечную точку №30 (из журнала тахеометрической съемки) — 40°00′, горизонтальное расстояние — 125,0 м, высота — 97,5 м, ориентир — на Ст I.

После нанесения всех реечных точек производят рисовку горизонталей. Предварительно, руководствуясь абрисом, намечают слабым пунктиром основные линии рельефа и в соответствии с направлениями скатов соединяют точки, между которыми будет производиться интерполяция высот. При рисовке горизонталей должны быть проработаны все характерные особенности рельефа: вершины, седловины, котловины, склоны, хребты, лощины, водоразделы и обрывы.




Р и с. 16.5. Графическое интерполирование горизонталей:
*а* — две соседние реечные точки в плане; *б* — палетка на листе прозрачной кальки; *в* — интерполяция высот с помощью палетки

Если возникает необходимость изобразить рельеф отдельных участков местности более подробно, то наносят полугоризонтали пунктирными линиями. Каждую пятую полную горизонталь проводят линией удвоенной толщины и выписывают ее высоту в целых метрах.

Интерполирование при рисовке горизонталей между реечными точками производят аналитическим или графическим способами. Смысл интерполяции состоит в том, что линию, соединяющую две смежные реечные точки, между которыми можно вести линейную интерполяцию высот, разбивают на интервалы с заданной высотой сечения с нахождением планового положения точек соответствующих горизонталей.

Графически эта задача решается следующим образом:

лист кальки расчерчивают параллельными линиями с равным интервалом по высоте, при этом каждую линию нумеруют как горизонталь, т. е. создают палетку (рис. 16.5);

палетку накладывают на чертеж таким образом, чтобы одна из точек совмещалась с соответствующей высотой палетки;

палетку поворачивают вокруг этой точки до совмещения второй точки с соответствующей высотой палетки, как показано на рис. 16.5, *в*;

пересечение соответствующих линий палетки с прямой, соединяющей реечные точки, даст положение точек прохождения соответствующих горизонталей. Затем переходят к интерполированию между следующими смежными точками и т. д. Точки равных высот соединяют плавными кривыми.

После завершения рисовки горизонталей и нанесения ситуации план целесообразно сверить с местностью (если имеется такая возможность) и в случае необходимости откорректировать. Лишь после этого план закрепляют тушью. Топографические планы вычерчивают в принятых условных обозначениях, при этом обязательно указывают масштаб плана и высоту сечения горизонталей.

## 16.7. ЭЛЕКТРОННАЯ ТАХЕОМЕТРИЧЕСКАЯ СЪЕМКА

Произошедший в последние годы повсеместный переход на качественно новую технологию и методы системного автоматизированного проектирования объектов строительства (на уровень САПР) предопределил и коренное изменение технологии изысканий с многократным увеличением объемов изыскательской информации, собираемой в поле для разработки проектов. В связи с этим стала весьма острой проблема увеличения производительности полевых изыскательских работ, одно из направлений в решении которой заключается в максимальной автоматизации процесса тахеометрических съемок, автоматизации обработки материалов полевых измерений, начиная с обработки полевых журналов, кончая автоматической подготовкой ЦММ и топографических планов на графопостроителях.

Автоматизация процесса тахеометрических съемок обеспечивается, в частности, внедрением в практику изысканий методов электронной тахеометрии: электронных тахеометров со встроенной памятью, позволяющей фиксировать информацию о более чем 3000 точек местности (типа SET5F-32M2RUS); электронных тахеометров с накопителями на магнитных носителях информации — электронными полевыми журналами (типа SDR33 с объемом памяти до 4 Mb).

Использование такого рода приборов позволяет исключить все промежуточные операции, свойственные обычным тахеометрическим съемкам, выполняемым с помощью оптических теодолитов или номограммных тахеометров, связанные со считыванием отсчетов, записью в полевые тахеометрические журналы, обработкой полевых журналов, ручной подготовкой топографических планов, дигитализацией планов при подготовке ЦММ. Все эти рутинные операции не только резко снижают производительность работ, но и неизбежно приводят к появлению определенного количества грубых ошибок и просчетов, т. е. к снижению качества конечной продукции.

Электронные тахеометрические съемки выполняют с использованием основных правил производства обычных тахеометрических съемок. Однако электронным тахеометрическим съемкам присущи некоторые специфические особенности.

При создании планово-высотного обоснования электронных тахеометрических съемок нет необходимости в частом размещении съемочных точек обоснования. Это связано с тем, что современные электронные тахеометры обеспечивают измерение горизонтальных расстояний до 1,5—5 км с обычной среднеквадратической погрешностью 5мм±3ppm и горизонтальных углов и зенитных расстояний со среднеквадратической погрешностью 4—6″. Все это обеспечивает определение координат точек

местности и их высот с необходимой точностью при размещении съемочных точек с шагом более 500 м. Поэтому размещение точек съемочного обоснования электронных съемок и их число определяется прежде всего условиями видимости снимаемой местности.

Планово-высотное обоснование электронных съемок создают двумя способами:

в виде теодолитных ходов и замкнутых полигонов, создаваемых с помощью электронного тахеометра;

в виде теодолитных ходов и замкнутых полигонов (при очень больших размерах съемки), создаваемых с помощью электронного тахеометра (плановое обоснование) и нивелира (высотное обоснование).

Привязку планово-высотного обоснования тахеометрических съемок к пунктам государственной геодезической сети легко производят с помощью одного лишь электронного тахеометра прямыми или обратными засечками.

На каждой съемочной точке обоснования осуществляют следующие операции:

устанавливают электронный тахеометр и центрируют его над точкой;

с помощью цилиндрического уровня горизонтального круга приводят прибор в рабочее положение;

с помощью силового кабеля подключают аккумуляторную батарею и включают прибор (если тахеометр не имеет встроенной батареи);

устанавливают опорное вертикальное направление (место зенита), ориентируя прибор на одну и ту же точку при двух положениях круга *КЛ* и *КП*, каждый раз нажимая кнопки «*Z*» и «*Отсчет*» на панели управления;

устанавливают опорное горизонтальное направление (ориентируют прибор) при двух положениях круга *КЛ* и *КП*, каждый раз нажимая кнопки «β» и «*Отсчет*» на пульте управления;

вводят в память тахеометра: $H_0$ — высоту съемочной точки, $A_0$ — азимут (дирекционный угол) опорного направления, $X_0$, $Y_0$ — координаты съемочной точки, $K_П$ — коэффициент, учитывающий температуру и атмосферное давление, $(i - l)$ — разность высоты прибора и отражателя, когда высота отражателя телескопической вехи (тахеометрической вехи) не равна высоте прибора. Обычно высоту отражателя тахеометрической вехи $l$ принимают равной высоте прибора $i$.

Съемку реечных точек ведут в обычном порядке, но вместо реек используют тахеометрические вехи с одним отражателем. В ходе съемки подробностей местности ведут кодирование семантической информации.

Создание съемочного обоснования и привязку его к пунктам государственной геодезической сети осуществляют в режиме «*Полное последо-*

*вательное измерение*» тахеометра, съемку реечных точек осуществляют в режиме «*Слежение*».

Экспорт данных полевых измерений в память полевого или базового компьютера и последующую их окончательную обработку осуществляют с использованием соответствующего программного обеспечения.

## 16.8. АВТОМАТИЗАЦИЯ ОБРАБОТКИ МАТЕРИАЛОВ ТАХЕОМЕТРИЧЕСКИХ СЪЕМОК

Электронные тахеометры являются чрезвычайно дорогими видами измерительной техники (стоимость их на порядок выше современных оптических теодолитов) и поэтому доступны они далеко не каждому пользователю. В связи с этим проблема автоматизированной обработки материалов традиционных тахеометрических съемок остается актуальной по сей день.

Процесс автоматизированной обработки материалов традиционных тахеометрических съемок подразделяется на четыре этапа:

расчет и уравнивание координат и высот точек съемочного обоснования;

расчет координат и высот реечных точек;

подготовка ЦММ;

подготовка топографического плана на графопостроителе.

Существующие программы для автоматизированной обработки материалов традиционных тахеометрических съемок, в частности программа, включенная в систему автоматизированного проектирования автомобильных дорог и сооружений на них (САПР-АД), требует следующего набора исходных данных:

$N$ — число вершин углов поворота съемочного обоснования (включая точки начала и конца хода, если ход разомкнутый);

$KU$ — признак измеренных горизонтальных углов съемочного обоснования ($KU = 0$ — если измерены слева по ходу лежащие углы; $KU = 1$ — если измерены справа по ходу лежащие углы);

$KH$ — признак метода определения превышений между точками съемочного обоснования ($KH = 0$ — при тригонометрическом нивелировании; $KH = 1$ — при двойном геометрическом нивелировании; $KH = -1$ — при одиночном геометрическом нивелировании);

$f_{доп}/P$ — допустимая относительная невязка хода съемочного обоснования;

$f_{hдоп}$ — допустимая невязка геометрического нивелирования, мм;

$M$ — знаменатель масштаба чертежа топографического плана;

$D_к$ — длина стороны квадрата координатной сетки плана, м;

$X_ч$, $Y_ч$ — положение нижнего левого «креста» координатной сетки плана относительно начала координат формата чертежа, мм;

$K_V$ — коэффициент кратности длины строки формата размеру 297 мм;

$K_G$ — коэффициент кратности длины стороны формата размеру 210 мм;

$N_F$ — индекс ориентации формата чертежа (если сторона формата, кратная размеру 210 мм, параллельна оси $X$, то $N_F = 1$; если ось $X$ параллельна стороне формата, кратной размеру 297 мм, то $N_F = 2$);

$L_p$ — индекс черчения полигональной линии хода съемочного обоснования (если $L_p \le 0$, то линия, соединяющая съемочные точки обоснования, не вычерчивается);

**DATAR** — дата расчета;

**OBJECT** — наименование объекта;

**LITER** — вид магистрального хода;

$X_1, Y_1, H_1; X_N, Y_N, H_N$ — координаты точек начала и конца хода обоснования;

$\alpha_1, \alpha_{N-1}$ — дирекционные углы начальной и конечной сторон хода;

$N_S$ — номера съемочных точек;

$i_i$ — высота прибора над $i$-й съемочной точкой;

$MO_i$ — место нуля вертикального круга;

$\beta_1, \beta_2, \ldots, \beta_{N-2}$ — левые (правые) измеренные горизонтальные углы съемочного обоснования;

$d_1, d_2, \ldots, d_{N-2}$ — горизонтальные расстояния между точками обоснования;

$l_i$ — высоты наводки горизонтального штриха сетки нитей;

$\nu_i$ — вертикальные углы между точками съемочного обоснования;

$K_{ті}$ — количество реечных точек, снятых с $i$-й съемочной точки;

$h_i$ — превышения между съемочными точками обоснования при геометрическом нивелировании;

$N_{тij}$ — номера реечных точек;

$L_{ij}$ — расстояния от $i$-й съемочной точки до $j$-й реечной точки, измеренное нитяным дальномером;

$\beta_{ij}$ — отсчеты по лимбу горизонтального круга;

$\nu_{ij}$ — отсчеты по вертикальному кругу;

$K_1, K_2, \ldots, K_5$ — кодовые номера точек (для оформления точек ЦММ в виде поперечников к теодолитному ходу);

$A_1, A_2, A_3$ — массив буквенной информации (всего не более 12 букв) для описания ситуации.

Автоматическая компьютерная обработка материалов тахеометрических съемок осуществляется в такой последовательности:

1. Ввод исходных данных.

2. Перевод угловых величин из градусов в радианы.

3. Расчет угловой невязки в измеренных горизонтальных углах

$$f_\beta = \alpha_{N\text{-}1} - \alpha_1 + 180°(n - 1) - \sum\beta_i \text{ при } KU = 0;$$

$$f_\beta = \alpha_{N\text{-}1} - \alpha_1 - 180°(n - 1) + \sum\beta_i \text{ при } KU = 1.$$

4. Расчет допустимой угловой невязки

$$f_{\beta\text{доп}} = 1{,}5' \sqrt{n},$$

где $n$ — число углов съемочного обоснования.

5. Если полученная угловая невязка превышает допустимую, то на экран монитора выдается сообщение об ошибке в измерениях горизонтальных углов или в подготовке исходных данных.

6. Расчет исправленных значений горизонтальных углов

$$f_{\beta i\text{исп}} = \beta_i - \frac{f_\beta}{n}.$$

7. Определение дирекционных углов съемочного обоснования

$$\alpha_{i+1} = \alpha_i + \beta_i - 180° \text{ при } KU = 0;$$

$$\alpha_{i+1} = \alpha_i - \beta_i + 180° \text{ при } KU = 1.$$

8. Вычисление приращений координат сторон съемочного обоснования

$$\Delta X_i = d_i \cos \alpha_i;$$

$$\Delta Y_i = d_i \sin \alpha_i.$$

9. Вычисление невязок в приращениях координат

$$f_{\Delta X} = \sum\Delta X_i - (X_N - X_1);$$

$$f_{\Delta Y} = \sum\Delta Y_i - (Y_N - Y_1).$$

10. Расчет суммарной невязки

$$f = \sqrt{f_{\Delta X}^2 + f_{\Delta Y}^2}.$$

11. Если относительная невязка в приращениях координат превышает допустимую

$$f / \sum d_i > f_{\text{доп}},$$

то на экран монитора выдается сообщение об ошибке в измерениях длин линий или в подготовке исходных данных.

12. Вычисление поправок к приращениям координат

$$П_{\Delta Xi} = - f_{\Delta X} d_i / \sum d_i;$$

$$П_{\Delta Yi} = - f_{\Delta Y} d_i / \sum d_i.$$

13. Расчет исправленных приращений координат

$$\Delta X_{испi} = \Delta X_i + П_{\Delta Xi};$$

$$\Delta Y_{испi} = \Delta Y_i + П_{\Delta Yi}.$$

14. Определение координат вершин съемочного обоснования

$$X_{i+1} = X_i + \Delta X_{испi};$$

$$Y_{i+1} = Y_i + \Delta Y_{испi}.$$

15. Вычисление превышений между точками съемочного обоснования в прямом и обратном направлениях

$$h_i = d_i \operatorname{tg} \nu_i + i_i - l_i.$$

16. Определение расхождений между прямыми и обратными превышениями и вычисление средних значений $h_{срi}$.

17. Если полученные расхождения превышают величину ± 0,04 м на 100 м хода, то на экран выдается сообщение об ошибке.

18. Расчет невязки в средних превышениях между точками съемочного обоснования

$$f_h = H_N - H_1 - \sum h_{срi}.$$

19. Вычисление допустимой невязки:

при тригонометрическом нивелировании

$$f_{hдоп} = 0{,}04 \sum d_i / \sqrt{n-1}, \text{ см};$$

при геометрическом нивелировании

$$f_{hдоп} = 50 \sqrt{\sum d_i \, (км)}, \text{ мм}.$$

20. Если полученная невязка в средних превышениях оказывается больше допустимой ($f_h > f_{hдоп}$), то на экран выдается сообщение об ошибке в измерениях или исходных данных.

21. Вычисление поправок к средним превышениям

$$П_{hi} = - f_{hi} d_i / \sum d_i.$$

22. Расчет исправленных превышений

$$h_{испi} = h_{срi} + П_{hi}.$$

23. Определение высот съемочных точек обоснования

$$H_{i+1} = H_i + h_{\text{испі}}.$$

24. Расчет пространственных координат реечных точек. Расчет ведется на основе уравненных дирекционных углов съемочного обоснования, измеренных горизонтальных углов на реечные точки, измеренных дальномерных расстояний и углов наклона.

25. Формирование цифровой модели местности (*ЦММ*).

26. Вычерчивание топографического плана на графопостроителе.

## 16.9. ПОНЯТИЕ О МЕНЗУЛЬНОЙ СЪЕМКЕ. ДОСТОИНСТВА И НЕДОСТАТКИ

*Мензульная съемка* является одним из видов топографической съемки, выполняемой при помощи мензулы и кипрегеля.

*Мензула* (рис. 16.6, *а*) представляет собой столик для вычерчивания топографического плана в поле, непосредственно на месте производства топографической съемки.

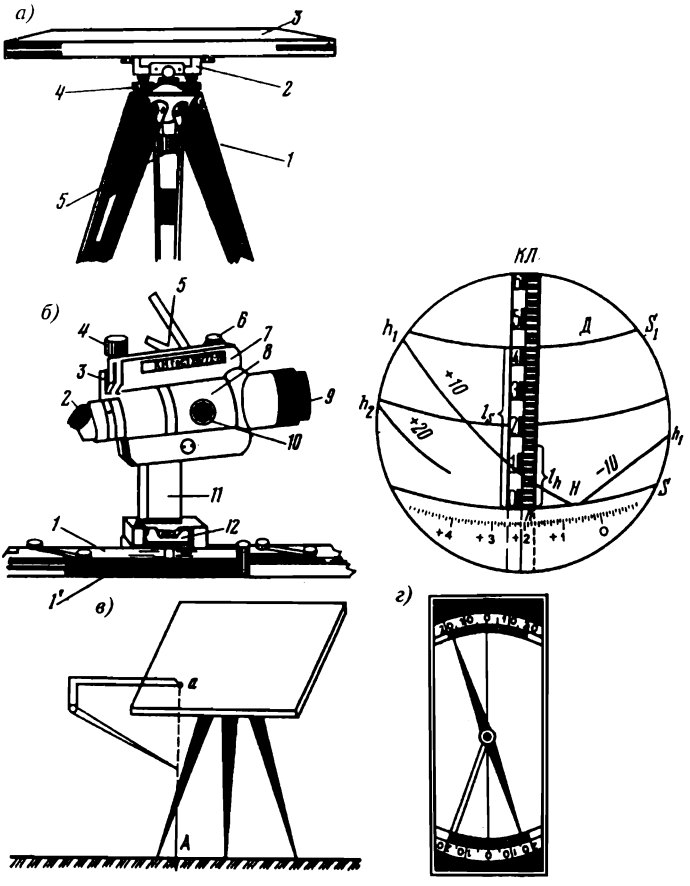
*Кипрегель* (рис. 16.6, *б*) представляет собой оптический геодезический прибор, предназначенный для визирования на характерные точки местности, измерения горизонтальных проекций расстояний и определения превышений.

При производстве мензульной съемки на каждой съемочной точке обоснования мензулу центрируют, приводят в рабочее положение и ориентируют.

Центрирование мензулы состоит в ее установке с помощью центровочной вилки таким образом, чтобы точка *а* планшета находилась на одной отвесной линии с соответствующей точкой *А* местности (см. рис. 16.6, *в*).

Приведение планшета мензулы *3* в горизонтальное положение производят с помощью трех подъемных винтов мензулы *4* и цилиндрического уровня на линейке кипрегеля *12*. Ошибка в приведении планшета мензулы в горизонтальное положение мало влияет на точность съемки ситуационных подробностей местности, но существенно влияет на точность измерения вертикальных углов, превышений и определения высот точек. При измерении вертикальных углов кипрегелем или превышений номограммным кипрегелем необходимо приводить планшет мензулы в горизонтальное положение с такой точностью, чтобы пузырек уровня на линейке *1* кипрегеля отклонялся от ноль-пункта не более чем на два деления при произвольном положении линейки на планшете.

Ориентирование планшета производят одним из следующих способов:




Р и с. 16.6. Мензульный комплект:

*а* — мензула: *1* — штатив; *2* — подставка; *3* — планшет; *4* — подъемные винты; *5* — становой винт; *б* — кипрегель *КН* и поле зрения его трубы: *1* — масштабная линейка; *1'* — приспособление для накалывания точек; *2* — окуляр; *3* — визир; *4* — наводящий винт трубы; *5* — зеркало уровня вертикального круга; *6* — установочный винт уровня вертикального круга; *7* — вертикальный круг; *8* — зрительная труба; *9* — объектив; *10* — фокусирующий винт; *11* — колонка; *12* — цилиндрический уровень при подставке; *в* — центрировочная вилка; *г* — буссоль

по линии местности;

с помощью буссоли.

При ориентировании планшета по линии местности необходимо кроме съемочной точки *A*, на которой установлена мензула и обозначенная на планшете как *a*, иметь на местности еще хотя бы одну видимую точку *B*, нанесенную по координатам на планшет как *b*. Обычно эту роль выполняют съемочные точки обоснования.

Приложив линейку кипрегеля к линии *ab*, поворачивают планшет с кипрегелем с помощью станового и наводящего винтов до совмещения вертикального штриха сетки нитей с вехой, установленной в точке *B* местности, и закрепляют планшет становым винтов. В таком положении линия *ab* на планшете параллельна линии *AB* на местности и мензула ориентирована.

При ориентировании планшета по буссоли (рис. 16.6, *г*) ее прикладывают к вертикальной линии координатной сетки и поворачивают планшет до тех пор, пока магнитная стрелка не установится на отсчете, равном алгебраической сумме значений склонения магнитной стрелки $\delta$ и сближения меридианов $\gamma$ .

В качестве планово-высотного обоснования мензульной съемки используют пункты государственных геодезических сетей, имеющиеся в данном районе. Сгущение государственной геодезической основы производят любым из известных способов (см. гл. 14). Кроме того, обоснование мензульной съемки может быть построено и некоторыми специальными способами: созданием геометрической сети и проложением мензульных ходов.

Перед началом съемки готовят планшет:

обклеивают его чертежной бумагой высшего качества;

наносят координатную сетку с помощью линейки Дробышева;

по координатам наносят все пункты планово-высотного обоснования;

на подготовленный планшет прикрепляют лист плотной или прозрачной бумаги (рубашку) для предохранения его от загрязнения.

Далее мензулу устанавливают на первой точке съемочного обоснования, центрируют, приводят в рабочее положение, ориентируют.

Съемку контурных и рельефных точек производят полярным способом. Расстояния до реечных точек и превышения измеряют с помощью номограмм кипрегеля *КН* (рис. 16.6, *б*). Визирование на реечные точки производят при круге «лево». По измеренным расстояниям точки наносят на планшет непосредственно в поле, при этом направления от съемочной до реечных точек на планшете не прочерчивают. Высоты точек вычисляют непосредственно в ходе съемки и подписывают на планшете возле соответствующих точек.

Горизонтали проводят обязательно в поле на каждой съемочной точке интерполированием «на глаз» между реечными точками в соответствии с их высотами.

После полевой проверки полученного топографического плана полевой оригинал вычерчивают тушью в установленных условных знаках. Горизонтали основного сечения подписывают по всей площади плана таким образом, чтобы низ цифр указывал направление склона.

Основным достоинством мензульной съемки является высокое качество получаемых топографических планов, поскольку в процессе съемки составляемый план постоянно сравнивают с местностью, при этом горизонтали проводят непосредственно в полевых условиях.

Недостатками мензульной съемки являются:

громоздкость оборудования;

зависимость от погодно-климатических условий;

низкая степень автоматизации съемочного процесса;

подготовка топографического плана только в одном виде (на бумаге) без обязательной в настоящее время его электронной версии (*ЦММ*).

В связи с перечисленными недостатками мензульная съемка в настоящее время практически не применяется.

# Глава 17. НИВЕЛИРНАЯ СЪЕМКА МЕСТНОСТИ

## 17.1. СПОСОБЫ НИВЕЛИРОВАНИЯ ПОВЕРХНОСТИ

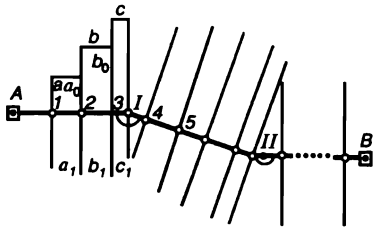
Для составления топографических планов участков местности со слабо выраженным рельефом необходима повышенная точность топографической съемки. В таких случаях может быть применен метод геометрического нивелирования. Методом геометрического нивелирования выполняют топографическую съемку земной поверхности при изысканиях, проектировании и строительстве аэродромов, ирригационных систем на заболоченной и равнинной местности, для составления проектов вертикальной планировки и в ряде случаев при исполнительных съемках.

Методом геометрического нивелирования обычно выполняют топографические съемки для составления планов и цифровых моделей местности (*ЦММ*) масштабов 1:500, 1:1000 и 1:2000 с высотой сечения рельефа 0,1—0,5 м.

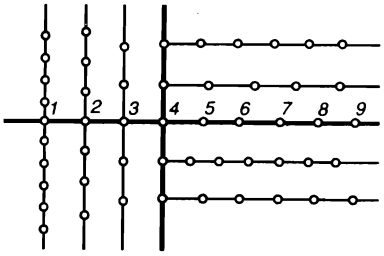
В зависимости от назначения съемок и условий местности могут быть использованы следующие способы геометрического нивелирования поверхности:

1. *Способ поперечников к магистральному ходу.* Наиболее часто используют при съемке притрассовой полосы вдоль трасс автомобильных, каналов и других линейных объектов. Планово-высотным обоснованием в этом случае является трасса линейного объекта (т. е. теодолитно-нивелирный ход). С помощью угломерного прибора и землемерной ленты или рулетки через определенные расстояния разбивают поперечники $aa_1$, $bb_1$, $cc_1$ и т. д. (рис. 17.1).

Поперечники обычно разбивают на пикетах и плюсах трассы линейного объекта, высоты которых уже определены в результате продольного




Р и с. 17.1. Способ поперечников к магистральному ходу




Р и с. 17.2. Способ параллельных линий

нивелирования в два нивелира по пикетажу трассы. Поскольку съемку ситуационных особенностей местности производят в ходе разбивки пикетажа, ситуационные точки при нивелировании поперечников не фиксируют. Съемку притрассовой полосы нивелированием по поперечникам осуществляют в такой последовательности:

на данной точке прямолинейного участка трассы с помощью угломерного прибора (нивелира с лимбом, теодолита или эккера) восстанавливают перпендикуляр к трассе, откладывая горизонтальный угол, равный $\alpha = 90°$. На криволинейных участках трассы поперечник разбивают, ориентируя прибор на одну из соседних точек трассы, расположенную на расстоянии $\Delta K$ по кривой от снимаемого поперечника, и откладывают угол

$$\alpha = 90°\left(1 - \frac{\Delta K}{\pi R}\right);$$

в полевом журнале съемки поперечников фиксируют пикетажное значение снимаемого поперечника (например, поперечник ПК 21 + 50);

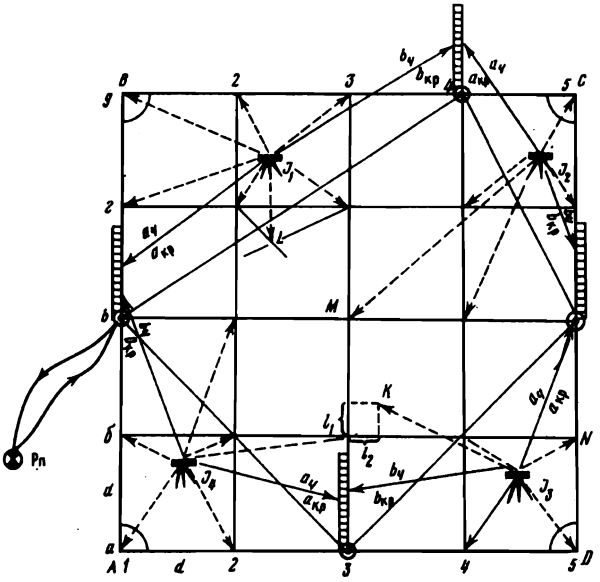
обозначают характерные точки местности на поперечнике, фиксируя в журнале соответствующие расстояния влево и вправо от трассы (например, Л + 3,5, Л + 6,0, Л + 10,2 и т. д., П + 3,5, П + 6,0 П + 8,4 и т. д.);

устанавливают нивелир вблизи снимаемого поперечника таким образом, чтобы по возможности с одной стоянки прибора можно было бы снять все точки поперечника;

берут отсчет на точку трассы, в которой разбит поперечник, и определяют горизонт прибора;

берут последовательно отсчеты на все точки влево и вправо от трассы;

высоты точек поперечника определяют через известный горизонт прибора.




Р и с. 17.3. Способ квадратов

2. *Способ параллельных линий.* Часто применяют на слабовсхолмленной местности при исполнительных съемках дорожных покрытий, искусственных покрытий взлетно-посадочных полос аэродромов, строительных площадок и т. д. В качестве планово-высотного обоснования используют взаимно перпендикулярные теодолитно-нивелирные прямолинейные ходы, прокладываемые вблизи границ снимаемого участка местности или по его середине (рис. 17.2).

Съемочные ходы прокладывают в виде линий, параллельных сторонам основного хода.

3. *Способ полигонов.* Может применяться на больших, сравнительно спокойных участках местности с выраженным рельефом. В качестве планово-высотного обоснования в данном случае используют систему теодолитных ходов, прокладываемых вблизи границ снимаемого участка местности и по характерным (структурным) линиям рельефа. Для съемки ситуации и рельефа съемочные ходы разбивают в виде поперечников к сторонам планово-высотного обоснования.

4. *Способ квадратов.* Используют на открытой местности со слабовыраженным рельефом. Является основным видом топографических съемок при изысканиях аэродромов (рис. 17.3).

Планово-высотным обоснованием служат вершины квадратов, закрепленные на местности кольями и обозначенными по определенной принятой на практике изысканий схеме.

При нивелирной съемке по способу квадратов создание планово-высотного обоснования ведут по принципу «от общего к частному». Сначала на местности с помощью угломерного прибора и землемерной ленты или рулетки строят наружный полигон в виде большого квадрата или прямоугольника, внутри которого разбивают сетку больших квадратов со сторонами от 100 до 1000 м. Затем каждый большой квадрат заполняют квадратами со сторонами от 20 до 200 м и т. д. Длины сторон квадратов принимают в зависимости от размеров снимаемой территории, масштаба съемки, высоты сечения рельефа и характера местности.

При нивелировании поверхности всеми способами используют точные или технические нивелиры с компенсаторами и горизонтальным кругом типа 3Н-2КЛ, Н-3К, Н-10КЛ и т. д. Целесообразно также для этой цели использовать регистрирующие нивелиры, например RENI 002A, DL-102C и т. д. Наличие компенсаторов у нивелиров дает возможность заметно повысить производительность полевых работ. Использование приборов с лимбами дает возможность при разбивке планово-высотного обоснования и съемочных ходов использовать только один прибор — нивелир. При работе с регистрирующими нивелирами полностью автоматизируется процесс сбора, регистрации и обработки данных.

В результате топографической съемки местности геометрическим нивелированием, так же как и при других видах съемок, получают топографические планы и цифровые модели местности (ЦММ) — как правило, регулярные модели в узлах правильных прямоугольных сеток.

## 17.2. НИВЕЛИРОВАНИЕ ПОВЕРХНОСТИ ПО КВАДРАТАМ

Точками планово-высотного обоснования топографической съемки способом квадратов служат вершины квадратов, закрепляемые на местности точками, вбитыми вровень с поверхностью земли, и сторожками с надписью соответствующих обозначений. При разбивке на местности планово-высотного обоснования в виде сетки квадратов, их вершины, называемые пикетами, обозначают: по оси ординат — арабскими цифрами, по оси абсцисс — прописными буквами русского алфавита (см. рис. 17.3). Таким образом, точка $M$ обоснования имеет обозначение *в*-3, а точка $N$ — *б*-5. Вершину каждого квадрата (пикет) обозначают на местности точкой, вбитой вровень с поверхностью Земли, и сторожком с соответствующим обозначением пикета.

Разбивку сетки квадратов на местности осуществляют в такой последовательности:

установив в точке $A$ угломерный прибор (теодолит, нивелир с лимбом и т. д.), осуществляют вешение линии $AD$;

с помощью землемерной ленты или рулетки на линии *AD* разбивают пикеты *а*-1, *а*-2, *а*-3 и т. д., с шагом δ, где δ — принятая длина стороны квадрата. Каждый пикет обозначают на местности точками и сторожками. Конечные точки *A* и *D*, кроме того, обозначают вехами;

от линии *AD* откладывают горизонтальный угол 90°00′ и намечают створ линии *AB*. Начиная с точки *A* с шагом δ обозначают на местности пикеты *б*-1, *в*-1, *г*-1 и т. д.;

устанавливают угломерный прибор в точке *D*, и от линии обоснования *DA* откладывают горизонтальный угол 90°00′. Полученное направление *DC* разбивают с шагом δ, и соответствующие пикеты обозначают на местности точками и сторожками. Конечную точку *C* линии *DC*, кроме того, обозначают вехой;

устанавливают угломерный прибор в точке *B* обоснования и от направления *BA* откладывают горизонтальный угол 90°00′. Проверяют положение точки *C*, отклонение от которой не должно превышать 0,5 мм в масштабе топографического плана. Разбивают и обозначают на местности с шагом δ пикеты *д*-2, *д*-3, *д*-4 и т. д.;

осуществляют вешение линии и разбивку пикетажа по направлениям 2—2, 3—3, 4—4 и т. д.;

в ходе разбивки съемочного обоснования ведут абрис и съемку ситуационных особенностей местности. На абрисе показывают все пикеты, характерные точки рельефа и ситуации, направления склонов и т. д.

характерные точки рельефа и ситуации, находящиеся внутри квадратов, снимают методом прямоугольных координат (точка *K*) или линейных засечек (точка *L*).

Порядок геометрического нивелирования пикетов обоснования и характерных точек рельефа во многом зависит от длины стороны квадрата *d*. Если стороны квадрата имеют размеры 100 м и более, то каждый квадрат нивелируют отдельно с установкой прибора приблизительно в его середине. При меньших размерах сторон квадрата с одной станции обычно нивелируют сразу несколько квадратов. В этом случае некоторые вершины квадратов образуют нивелирные хода технической точности. На рис. 17.3 нивелирный ход образован связующими пикетами *в*-1, *д*-4, *в*-5 и *а*-3.

Между связующими пикетами превышения определяют по черным и красным сторонам реек: $h_ч = a_ч - b_ч$ и $h_к = a_к - b_к$. При допустимом расхождении в превышениях до 10 мм вычисляют средние превышения $h_{ср}$. Остальные пикеты нивелируют как обычные промежуточные точки, при этом отсчеты берут только по основной (черной) стороне реек. Таким же образом нивелируют характерные точки рельефа и ситуации.

Съемочное обоснование топографической съемки способом нивелирования по квадратам привязывают в плановом и высотном отношениях к пунктам государственной геодезической сети в обычном порядке (см. гл. 14).

### 17.3. КАМЕРАЛЬНЫЕ РАБОТЫ

Камеральная обработка результатов нивелирования по квадратам состоит в следующем:

1. Обработка прямого и обратного нивелирного хода привязки съемочного обоснования к пункту государственной нивелирной сети. Вычисляют превышения между одной из точек съемочного обоснования (в данном случае *в*-1) и пунктом государственной нивелирной сети (*Р*п). Если расхождение между $\sum h_{пр}$ и $\sum h_{обр}$ прямого и обратного нивелирного хода не превышает $f_h \le 20\sqrt{L}$, мм (где $L$ — длина двойного нивелирного хода привязки, км), то вычисляют среднюю сумму превышений $\sum h_{ср}$ и высоту точки обоснования (*в*-1):

$$H_{в1} = H_{Рп} + \sum h_{ср}.$$

Если топографическая съемка выполняется в условной системе высот, то этот этап работы не выполняют.

2. Осуществляют уравнивание нивелирного хода (обычно замкнутого) съемочного обоснования. Для этого выполняют проверку допустимости невязки:

$$f_h = \sum h - \sum h_т \le 50\sqrt{L}, \text{ мм},$$

где $\sum h_т = 0$ — теоретическая сумма превышений для замкнутого нивелирного хода.

Если полученное значение невязки меньше допустимой для технического нивелирования, то невязку в превышениях распределяют между связующими точками съемочного обоснования поровну с обратным знаком:

$$h_{исп} = h_{ср} - \frac{f_h}{n},$$

где $n$ — число связующих точек съемочного обоснования.

3. Вычисляют высоты связующих точек.

4. Высоты промежуточных точек вычисляют через горизонт прибора $H_i$. Высоты точек определяют с точностью до 1 см.

5. Составляют топографический план. На листе чертежной бумаги в заданном масштабе строят сетку квадратов и наносят характерные точки рельефа и ситуации. Около каждой вершины квадрата и точки рельефа выписывают соответствующие высоты с точностью до 1 см. Методом графической интерполяции высот проводят горизонтали с заданной высотой сечения. Интерполирование осуществляют по сторонам квадратов, а также по направлениям, указанным на абрисе. Топографический план оформляют тушью в принятых условных обозначениях.

## 17.4. АВТОМАТИЗАЦИЯ ОБРАБОТКИ МАТЕРИАЛОВ НИВЕЛИРНЫХ СЪЕМОК

Процесс автоматизированной обработки материалов нивелирных съемок состоит из следующих этапов:

уравнивание нивелирных ходов;

вычисление высот связующих и промежуточных точек;

интерполирование горизонталей;

подготовка семантической информации (ситуационных особенностей местности);

вычерчивание на графопостроителе топографического плана;

подготовка ЦММ.

При нивелирной съемке *способом поперечников к магистральному ходу* обычно готовят нерегулярную ЦММ *на поперечниках к магистральному ходу* (см. гл. 5, рис. 5.3, *г*).

При нивелирной съемке *способом параллельных линий* готовят нерегулярную ЦММ *на линиях, параллельных координатным осям* (см. рис. 5.3, *з*).

При нивелирной съемке *способом полигонов* готовят нерегулярную ЦММ *на структурных линиях* (см. рис. 5.3, *е*).

При нивелирной съемке *способом квадратов* готовят регулярную ЦММ *в узлах правильных прямоугольных сеток* (см. рис. 5.3, *а*).

При использовании регистрирующих нивелиров значительный объем работы по обработке данных, включая уравнивание нивелирных ходов, производится непосредственно в поле, а материалы полевых измерений заносятся на магнитные носители для последующего ввода в память базового компьютера.

# Глава 18. ФОТОТЕОДОЛИТНАЯ СЪЕМКА

## 18.1. СУЩНОСТЬ ФОТОТЕОДОЛИТНЫХ СЪЕМОК И ИХ НАЗНАЧЕНИЕ

*Фототеодолитная съемка* позволяет определять координаты точек местности и составлять топографические планы, а также готовить цифровые модели местности (ЦММ) по фотоснимкам, получаемым при фотографировании земной поверхности.

Фототеодолитная съемка (как и другие виды фотограмметрии) обладает рядом существенных достоинств, особенно ценных на современном этапе перехода на технологию и методы системного автоматизированного проектирования (САПР).

1. Высокая точность измерений, обусловливаемая использованием снимков местности, получаемых прецизионными фотокамерами, с последующей их обработкой на точных стереофотограмметрических приборах и компьютерах.

2. Небольшой удельный вес полевых работ (25—30%) с выполнением основного объема работ по подготовке топографических планов и ЦММ в камеральных условиях с широким использованием средств автоматизации и компьютерной техники.

3. Высокая производительность труда, обусловливаемая в частности тем, что измеряются не сами объекты, а их фотографические изображения.

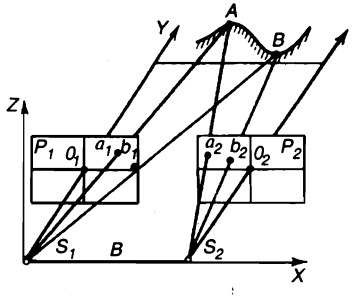
4. Объективность и достоверность результатов измерений, в связи с тем, что изображения местности получают фотографическим способом.

5. Сбор информации о местности дистанционным способом, что особенно важно при работах в труднодоступной местности, когда пребывание в пределах снимаемого участка опасно для жизни человека (например, крутые горные склоны, осыпи, обрывы, болота и т. д.).

6. Возможность автоматизации процесса сбора, регистрации и обработки данных с автоматической подготовкой топографических планов на графопостроителях и ЦММ.

Рельеф и ситуационные особенности местности можно установить, если фотографировать ее с двух точек (рис. 18.1).

Если $P_1$ и $P_2$ есть пара снимков некоторого участка местности (стереопара), полученных с точек $S_1$ и $S_2$, а $a_1$, $a_2$ и $b_1$, $b_2$ изображение точек $A$ и $B$ местности на соответствующих фотоснимках, то для получения стереоскопической модели




Р и с. 18.1. Наземная стереопара

местности необходимо придать снимкам то положение, которое они занимали относительно друг друга во время съемки, и восстановить по ним связки лучей, существовавшие в момент фотографирования.

Расстояние между центрами проекций $S_1$ и $S_2$ называют *базисом фотографирования*. Изменяя расстояния между центрами проекций, получают *стереоскопические модели* разных масштабов, которые затем можно использовать для измерения координат характерных точек местности с целью получения топографических планов и ЦММ.

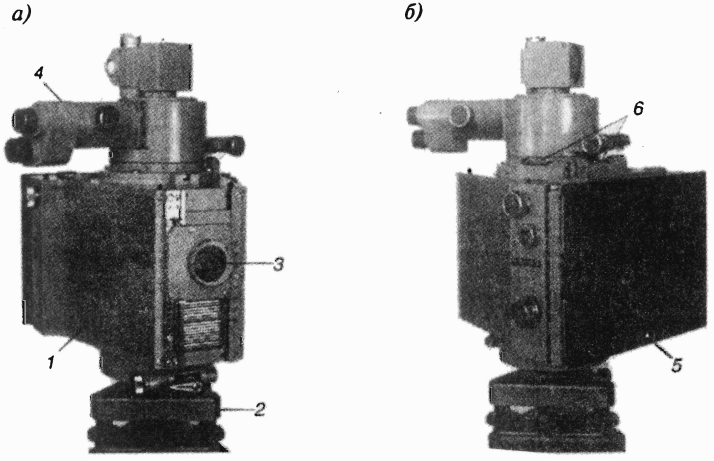
Для производства наземных фототопографических съемок используют специальные приборы — фототеодолиты и стереофотокамеры.

Фототеодолитные съемки наиболее часто применяют при производстве топографических съемок открытой пересеченной местности, при производстве топографических съемок труднодоступной местности, при создании планово-высотного обоснования аэросъемок и при обследованиях существующих искусственных сооружений.

Применение фототеодолитных съемок эффективно при изысканиях вновь строящихся и особенно реконструируемых объектов.

## 18.2. ФОТОТЕОДОЛИТЫ И ИХ УСТРОЙСТВО

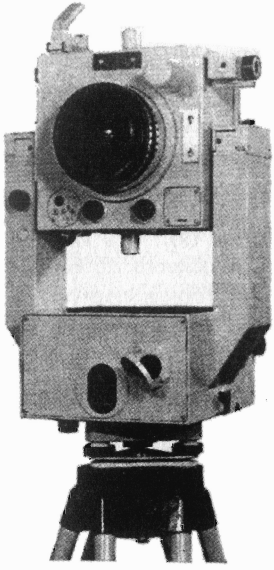
При производстве фототеодолитных топографических съемок используют специально сконструированные для этих целей приборы — фототеодолиты.




Р и с. 18.2. Фототеодолит Photheo 19/1318:

*а* — общий вид спереди: *1* — фотокамера; *2* — подставка с подъемными винтами; *3* — объектив «Ортопротар» с фокусным расстоянием $f_к$ = 190 мм; *4* — ориентирующее устройство; *б* — вид сзади: *5* — прикладная рамка; *6* — цилиндрические уровни

Фототеодолит (рис. 18.2) служит для фотографирования местности с базисных точек при заданном положении оптической оси относительно базиса фотографирования. Расстояния от базиса фотографирования до снимаемых точек местности, как правило, весьма значительны по сравнению с фокусным расстоянием камеры, поэтому в фототеодолитах прикладную рамку совмещают с главной фокальной плоскостью объектива для получения резкого изображения удаленных объектов. Объективы фототеодолитов имеют небольшую светосилу (в связи с тем, что при фотографировании местности камера, устанавливаемая на штативе, неподвижна), однако обладают исключительно высокой разрешающей способностью. Для исключения деформации фотоизображения при фототеодолитных съемках применяют фотопластины или фототеодолиты со специальными слабо деформирующимися фотопленками, обладающие малой светочувствительностью, но высокой разрешающей способностью (рис. 18.3).

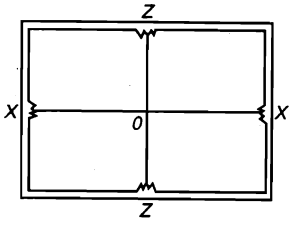


Р и с. 18.3. Фотокамера UMK 10/1318

В практике фототеодолитных съемочных работ в России наибольшее распространение получили фототеодолитные комплекты Photeo-19/1318. В фототеодолитный комплект входят следующие приборы и принадлежности:

фототеодолит Photeo-19/1318;
тахеометр Theo-020;
базисная инварная рейка Bala длиной 2,0 м;
трегер — 3 шт.;
марки — 3 шт.;
шнуровые отвесы — 3 шт.;
штативы — 3 шт.;
кассеты — 24 шт.;
полевое юстировочное устройство и юстировочный накладной уровень.

Все приборы и принадлежности фототеодолитного комплекта Photeo-19/1318 размещаются в семи деревянных укладочных ящиках, снабженных ручками и заплечными ремнями, а штативы и базисная рейка — в брезентовых чехлах, снабженных ремнями для удобства переноски.




Р и с. 18.4. Оси координат наземного фотоснимка

Фототеодолит представляет собой фотокамеру, изготовленную из легкого сплава, с укрепленным на ней ориентирующим устройством.

В задней фокальной плоскости объектива размещена металлическая прикладная рамка, к которой прижимается фотографическая пластинка.

На прикладной рамке размещены четыре координатные метки, при этом прямые, соединяющие центры противоположных меток, определяют положение *главной точки снимка* (рис. 18.4), т. е. положение основания перпендикуляра, опущенного из центра объектива на плоскость прикладной рамки. Главную точку принимают за начало координат снимка.

К нижней стенке камеры жестко прикреплена вертикальная ось вращения теодолита со втулкой и микрометренно-зажимным устройством. При установке фототеодолита в рабочее положение втулку оси вставляют в подставку (трегер) и закрепляют винтом.

Объектив камеры — «*Ортопротар*» имеет фокусное расстояние $f_к = 190$ мм. Для увеличения угла поля изображения в вертикальной плоскости объектив установлен в суппорте, перемещающемся в направляющих, при этом величина перемещения отсчитывается по шкале.

В задней части камеры укреплены регистратор номеров съемочных точек и указатель вида съемки. Номер и индекс вида съемки устанавливают с помощью барабанчиков регистратора и указателя вида съемки и фиксируют на фотопластинке при фотографировании. Два кольца регистратора позволяют устанавливать номер съемки от 0 до 99. Указатель вида съемки имеет шесть положений:

| | | |
|---|---|---|
| нормальное | *A* | съемка с левой точки базиса |
| отклонение влево | *AL* | |
| отклонение вправо | *AR* | |
| нормальное | *B* | съемка с правой точки базиса |
| отклонение влево | *BL* | |
| отклонение вправо | *BR* | |

Прижимное устройство представляет собой металлическую рамку с пазами для установки и закрепления кассеты. Прижимная рамка отодвигается от камеры барабанчиками. Вместо кассеты при этом может быть установлено матовое стекло для определения границ участка съемки местности.

Ориентирующее устройство, предназначенное для установки оптической оси камеры в заданное положение относительно базиса фотографирования, состоит из зрительной трубы двадцатикратного увеличения, отсчетного микроскопа и стеклянного лимба с делениями через 20′. Для точной установки отсчета по лимбу имеются закрепительный и микрометренный винты. Зрительную трубу можно поворачивать только в горизонтальной плоскости. Оптическую ось можно также наклонять в вертикальной плоскости вращением барабанчика, при этом угол наклона оптической оси отсчитывают по барабанчику и вертикальному кругу.

Установку фототеодолита в рабочее положение осуществляют с помощью подъемных винтов по двум цилиндрическим уровням со взаимно перпендикулярными осями, расположенными на верхней панели камеры.

Тахеометр Theo-020, входящий в фототеодолитный комплект, используют для определения геодезическими методами координат одной из точек базиса, его дирекционного угла, длины базиса и координат опорных (корректурных) точек.

Базисная рейка Bala служит совместно с теодолитом Theo-020 для определения длин линий параллактическим методом и, в частности, для измерения длин базисов.

## 18.3. ЭЛЕМЕНТЫ ОРИЕНТИРОВАНИЯ СТЕРЕОПАР

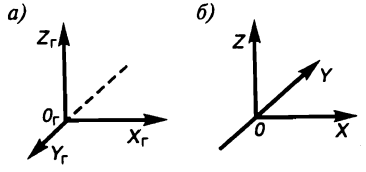
В наземной фотограмметрии положение любой точки местности может быть определено в пространственной прямоугольной системе координат. Для удобства обработки стереопар используют две системы координат: фотограмметрическую (правую) и геодезическую (левую).

Систему *геодезических* координат $O_г X_г Y_г Z_г$ — левую, используют для определения геодезических координат измеряемых точек местности (рис. 18.5, *а*).

Систему координат $OXYZ$ — правую, используемую для определения взаимного положения точек местности, называют *фотограмметрической* (рис. 18.5, *б*).

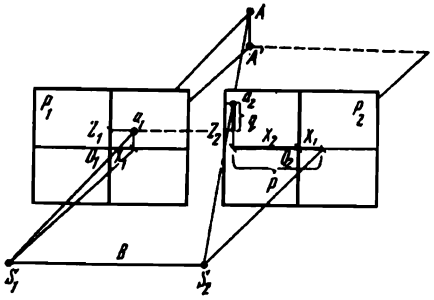
Кроме того, для определения положения точек на снимке используют плоскую систему прямоугольных координат $oxz$ (см. рис. 18.4). Начало этой системы находится на пересечении прямых, проходящих через координатные метки, т. е. совпадают с главной точкой снимка.

Если $x_1z_1$ и $x_2z_2$ — координаты соответствующих точек $a_1$ и $a_2$ на стереопаре $P_1 — P_2$ (рис. 18.6), то разность абсцисс соответствующих точек называют *продольным параллаксом* $p$, а разность аппликат — *поперечным параллаксом* $q$:




Р и с. 18.5. Системы координат снимков стереопары:

*а* — геодезическая; *б* — фотограмметрическая




Р и с. 18.6. Продольный и поперечный параллаксы точки *A*

$$p = x_1 - x_2;$$
$$q = z_1 - z_2. \qquad (18.1)$$

Восстановление положения снимков в момент фотографирования осуществляют по элементам его ориентирования. Различают элементы внутреннего и внешнего ориентирования.

Положение снимка относительно центра проекций $S$ (рис. 18.7, *а*) определяется *элементами внутреннего ориентирования*, к которым относятся фотограмметрические координаты главной точки снимка $x_0$, $z_0$ и фокусное расстояние камеры $f_к$.

Следует иметь в виду, что при юстировке прибора добиваются, чтобы начало фотограмметрических координат совпадало с главной точкой снимка, т. е. чтобы основание перпендикуляра, опущенного из центра проекций (центра объектива камеры) $S$ на фокальную плоскость, точно совпадало с точкой пересечения прямых, соединяющих противоположные метки прикладной рамки фототеодолита, при этом оказывается, что $x_0 = z_0 = 0$. Элементы внутреннего ориентирования позволяют восстановить по снимку положение связки лучей, существовавшую в момент фотографирования.

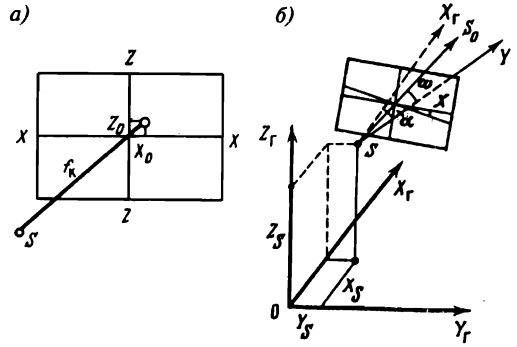
Положение связки проектирующих лучей относительно геодезической системы координат определяется *элементами внешнего ориентирования*, к которым относят (рис. 18.7, *б*):

$X_S$, $Y_S$, $Z_S$ — координаты центра проекций $S$ в геодезической системе координат;

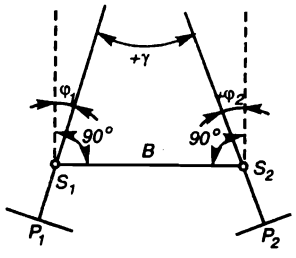
$\alpha$ — дирекционный угол главного луча $S_0$;

$\omega$ — угол наклона главного луча к горизонту;

$\chi$ — угол поворота снимка, т. е. угол между осью $0X$ и горизонтальной плоскостью.




Р и с. 18.7. Элементы ориентирования снимка: *а* — внутреннего; *б* — внешнего




Р и с. 18.8. Углы скоса и конвергенции

В практике наземной фотограмметрии элементы внешнего ориентирования представляют в виде, исключающем необходимость определения координат правой точки базиса фотографирования, тогда:

$X_{S1}, Y_{S1}, Z_{S1}$ — геодезические координаты левой точки базиса фотографирования;

$\omega_1$ — угол наклона главного луча левого снимка;

$\chi_1$ — угол поворота левого снимка;

$\varphi_1$ — угол скоса (рис. 18.8) левого снимка (при отклонении луча влево от перпендикуляра к базису угол скоса принимают положительным, при отклонении вправо — отрицательным);

$\alpha_b$ — дирекционный угол базиса (с его левой точки на правую);

$B$ — горизонтальная проекция базиса фотографирования;

$h_b$ — превышение между правой и левой точками базиса;

$\chi_2$ — угол поворота правого снимка;

$\omega_2$ — угол наклона главного луча правого снимка;

$\gamma$ — угол между проекциями главных лучей левого и правого снимков (см. рис. 18.8), при этом

$$\gamma = \varphi_2 - \varphi_1. \qquad (18.2)$$

При положительном значении $\gamma$, когда лучи сходятся, угол называют *углом конвергенции.*

Все элементы внешнего ориентирования, как правило, определяют геодезическими методами и при обработке стереопар считаются известными.

## 18.4. ВИДЫ ФОТОТЕОДОЛИТНЫХ СЪЕМОК

В зависимости от положения снимков стереопары относительно базиса различают пять основных видов фототеодолитных съемок: нормальный, равноотклоненный, равнонаклоненный, конвергентный и общий.

При *нормальной съемке* главные лучи левого и правого снимков горизонтальны и перпендикулярны к базису фотографирования (рис. 18.9, *а*), при этом выдерживается равенство:

$$\varphi_1 = \varphi_2 = \omega_1 = \omega_2 = \chi_1 = \chi_2 = 0.$$

При *равноотклоненной съемке* главные лучи горизонтальны и параллельны между собой, но составляют с базисом некоторый угол, отличный от 90° (рис. 18.9, *б*), при этом

$$\varphi_1 = \varphi_2 \neq 0; \ \omega_1 = \omega_2 = \chi_1 = \chi_2 = 0.$$

Обычно принимают $\varphi_1 = \varphi_2 = 31°30'$.

При *равнонаклоненной съемке* главные лучи перпендикулярны к горизонтальной проекции базиса, но наклонены к горизонту на один и тот же угол, при этом

$$\varphi_1 = \varphi_2 = \chi_1 = \chi_2 = 0; \ \omega_1 = \omega_2 \neq 0.$$

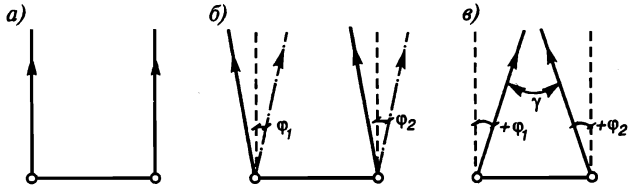
При *конвергентной съемке* главные лучи горизонтальны, но не параллельны один другому (рис. 18.9, *в*), при этом

$$\varphi_1 \neq \varphi_2; \ \omega_1 = \omega_2 = \chi_1 = \chi_2 = 0.$$

И наконец, при *общем случае съемки* главные лучи занимают произвольное положение относительно базиса фотографирования и относительно друг друга, при этом

$$\varphi_1 \neq \varphi_2; \ \omega_1 \neq \omega_2; \ \chi_1 \neq \chi_2.$$

Из перечисленных пяти возможных видов фототеодолитных съемок наиболее часто применяют нормальный и равноотклоненный виды съемок и значительно реже равнонаклоненный и конвергентный, при этом




Р и с. 18.9. Виды фототеодолитных съемок:
*а* — нормальный; *б* — равноотклоненный; *в* — конвергентный

равнонаклоненный вид съемки обычно применяют в пересеченной и горной местности в комбинации с нормальным и равноотклоненным видами.

Конвергентный вид используют для увеличения взаимного перекрытия снимков, при большой длине базиса фотографирования.

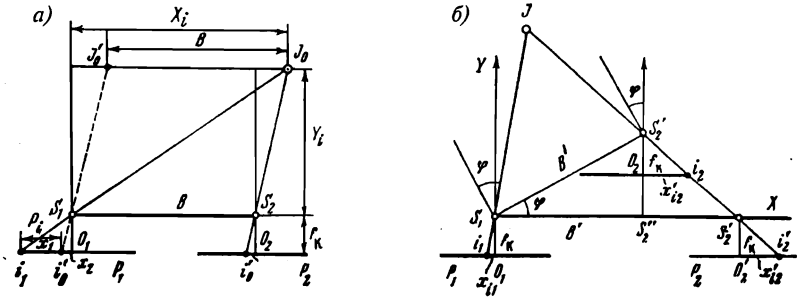
Общий вид съемки, чрезвычайно сложный и многодельный в обработке, применяют лишь при условии обязательного использования универсальных стереофотограмметрических приборов или компьютерных фотограмметрических систем для обработки результатов измерений.

## 18.5. ОПРЕДЕЛЕНИЕ КООРДИНАТ ТОЧЕК МЕСТНОСТИ ПО СТЕРЕОПАРАМ

Рассмотрим наиболее распространенные нормальный и равноотклоненный случаи фототеодолитных съемок.

На местности с точек базиса $S_1$ и $S_2$ выполнена фототеодолитная съемка *нормального* вида, т. е. когда оптическая ось фотокамеры горизонтальна и перпендикулярна горизонтальной проекции базиса.

Учитывая, что фотограмметрическая система координат имеет своим началом точку $S_1$ (рис. 18.10, *а*), координаты любой точки местности $I_0$ будут равны $X_i$, $Y_i$, $Z_i$, а координаты ее изображения на левом снимке стереопары — $x_{i1}$, $z_{i1}$ и на правом снимке — $x_{i2}$, $z_{i2}$.




Р и с. 18.10. Схемы определения координат точек местности для случаев фототеодолитной съемки:

*а* — нормального; *б* — равноотклоненного

Как следует из рис. 18.10, *а*, по измеренным координатам соответствующих точек на снимках стереопары можно определить фотограмметрические координаты этих точек местности. Действительно, если провести из точки базиса $S_1$ прямую, параллельную линии $S_2 I_0$, то из подобия треугольников $I_0' S_1 I_0$ и $i_0' S_1 i_1$ получим

$$\frac{Y_i}{f_k} = \frac{B}{x_{i1} - x_{i2}} = \frac{B}{p_i},$$

откуда

$$Y_i = f_k \frac{B}{p_i}, \tag{18.3}$$

где $f_k$ — фокусное расстояние объектива; $B$ — горизонтальная проекция базиса фотографирования; $p_i = x_{i1} - x_{i2}$ — продольный параллакс.

Аналогичным образом из рис. 18.10, *а* следует

$$\frac{X_i}{x_{i1}} = \frac{Y_i}{f_k} = \frac{B}{p_i},$$

откуда

$$X_i = x_{i1} \frac{B}{p_i}, \tag{18.4}$$

И наконец, определяем фотограмметрическую высоту точки

$$\frac{Z_i}{z_{i1}} = \frac{Y_i}{f_k} = \frac{B}{p_i},$$

откуда

$$Z_i = z_{i1} \frac{B}{p_i}. \tag{18.5}$$

При равноотклоненной фототеодолитной съемке оптические оси фотокамеры в точках фотографического базиса $S_1$ и $S_2$ отклонены от горизонтальной проекции базиса $B$ на угол φ (рис. 18.10, *б*). Очевидно, что результаты съемки будут идентичны, если выполнить съемку нормального вида с точек $S_1$ и $S_2'$ базиса $B'$. Тогда из формул (18.3) — (18.5) следует

$$Y_i = f_k \frac{B'}{p_i}; \quad X_i = x_{i1} \frac{B'}{p_i}; \quad Z_i = z_{i1} \frac{B'}{p_i}. \tag{18.6}$$

Из рис. 18.3, *б* следует, что

$$S_1S_2'' = B \cos \varphi \text{ и } S_2''S_2 = B \sin \varphi.$$

Учитывая, что треугольники $S_2O_2i_2$ и $S_2S_2''S_2'$ подобны, находим

$$S_2''S_2' = \frac{x_{i2}}{f_k} B \sin \varphi.$$

Таким образом, общая длина горизонтальной проекции базиса $B'$ определится

$$B' = B (\cos \varphi + \frac{x_{i2}}{f_k} \sin \varphi). \tag{18.7}$$

Подставляя выражение (18.7) в формулы (18.6), окончательно получим зависимости для вычисления фотограмметрических координат точек местности для случая равноотклоненной фототеодолитной съемки местности

$$\begin{aligned} Y_i &= \frac{f_k}{p_i} B (\cos \varphi + \frac{x_{i2}}{f_k} \sin \varphi); \\ X_i &= \frac{x_{i1}}{p_i} B (\cos \varphi + \frac{x_{i2}}{f_k} \sin \varphi) = x_{i1} \frac{Y_i}{f_k}; \\ Z_i &= \frac{z_{i1}}{p_i} B (\cos \varphi + \frac{x_{i2}}{f_k} \sin \varphi) = z_{i1} \frac{Y_i}{f_k}. \end{aligned} \tag{18.8}$$

Зная геодезические координаты $Y_{S1}$, $X_{S1}$ и $Z_{S1}$ первой точки базиса $S_1$ и дирекционный угол базиса $\alpha_b$, используя правило поворота координат, легко определить геодезические координаты снимаемых точек

$$\begin{aligned} Y_{i\text{г}} &= Y_{S1} + \sqrt{X_i^2 + Y_i^2} \sin (\alpha_b - \operatorname{arctg} \frac{Y_i}{X_i}); \\ X_{i\text{г}} &= X_{S1} + \sqrt{X_i^2 + Y_i^2} \cos (\alpha_b - \operatorname{arctg} \frac{Y_i}{X_i}); \\ Z_{i\text{г}} &= Z_{S1} + Z_i. \end{aligned} \tag{18.9}$$

Аналогичным образом могут быть получены расчетные зависимости для вычисления координат точек местности и для других видов наземной фотограмметрической съемки.

## 18.6. ПОЛЕВЫЕ РАБОТЫ ПРИ ВЫПОЛНЕНИИ ФОТОТЕОДОЛИТНЫХ СЪЕМОК

Комплекс полевых работ при фототеодолитных топографических съемках обычно бывает представлен следующими этапами:

рекогносцировка снимаемого участка местности;

сгущение геодезического съемочного обоснования с геодезической привязкой базисов фотографирования и корректурных точек;

фототеодолитная съемка участка;

фотолабораторные работы;

контроль качества негативов;

топографическое дешифрирование снимков;

досъемка «мертвых» пространств;

вычисление координат базисных и корректурных точек, длин и дирекционных углов базисов.

Непосредственно процессу производства полевых фотосъемочных работ предшествует этап разработки проекта фототеодолитной съемки. В проекте съемки освещают и решают следующие вопросы:

местоположение и описание особенностей снимаемого участка местности;

обоснованность участка картографическим, аэросъемочным и другими материалами;

сведения о пунктах государственной геодезической сети;

необходимая точность съемочного обоснования;

расчеты, связанные со сгущением съемочного обоснования, с фототеодолитной съемки и с объемами работ для составления сметы;

схемы размещения пунктов съемочного обоснования;

схемы определения координат базисных и корректурных точек;

схемы фототеодолитной съемки с указанием положения базисных и корректурных точек, границ съемки с каждого базиса с выделением «мертвых» зон.

Графическую часть проекта составляют на основании имеющихся планов и карт масштабов, обычно в 4—5 раз более мелких, чем намечаемый масштаб фототеодолитной топографической съемки.

Составленный таким образом проект служит основой для разработки рабочего проекта фототеодолитной съемки, осуществляемой после рекогносцировки снимаемого участка местности. В задачи рекогносцировки входят:

определение на местности границ участка съемки;

уточнение мест расположения базисов фотографирования и корректурных точек;

размещение точек съемочного обоснования, не совпадающих с базисными и корректурными точками;

установление границ снимаемых площадей для каждого базиса фотографирования и каждой стереопары;

уточнение границ участков, топографическую съемку которых целесообразно производить другими методами;

составление схемы геодезических определений базисных и корректурных точек.

При выборе положения базисов руководствуются следующими соображениями:

с базисных точек должен быть хорошо виден весь намеченный к съемке с данного базиса участок местности, по возможности без «мертвых» зон;

намеченные базисные точки следует размещать в местах, удобных для установки штативов под фототеодолит, тахеометр и базисную рейку;

базисные точки необходимо размещать в местах, обеспечивающих их длительную сохранность, и по возможности на открытых возвышенных местах с обеспечением взаимной видимости и видимости до ближайших пунктов съемочного обоснования;

длина каждого базиса должна приблизительно соответствовать расчетным их значениям, определяемым по формуле:

$$B = \frac{Y_{\max}^2}{f_k m_t t_{\min}} m_p, \qquad (18.10)$$

где $Y_{\max}$ — расстояние по главному лучу левого снимка до дальней границы снимаемого участка местности; $f_k$ — фокусное расстояние объектива фототеодолита; $m_t$ — допустимая средняя квадратическая ошибка в определении положения контурных точек (обычно $m_t = \pm 0{,}5$ мм)$m_{\text{пл}}$; $m_p$ — средняя квадратическая ошибка определения продольного параллакса (обычно $m_p = \pm 0{,}01$ мм);

$$t_{\min} = \cos \varphi - \left| \frac{x_{i2}}{f_k} \sin \varphi \right|,$$

$x_{i2}$ — наибольшее значение координаты $x_2$ в пределах рабочего поля стереопары;

положение базисов необходимо устанавливать таким образом, чтобы снять весь намеченный участок местности при наименьшем количестве стереопар. Обычно фототеодолитную съемку с каждой базисной точки предусматривают в трех направлениях, при этом для нормального случая съемки базисы располагают примерно параллельно фронту снимаемого участка (общему направлению горизонталей);

наклон базиса не должен быть больше 10°.

*Корректурные точки* — точки с известными геодезическими координатами $X$, $Y$ и $Z$, изображающиеся на обоих снимках стереопары, служат для исключения погрешностей, связанных с ошибками ориентирования. Процесс определения поправок к элементам ориентирования называют *корректурой стереоскопической модели.*

До начала фототеодолитной съемки маркируют все корректурные точки, определяемые геодезическим способом, одну из точек каждого съемочного базиса, а также пункты съемочного обоснования.

Для корректуры стереоскопической модели местности каждая стереопара должна быть обеспечена по меньшей мере тремя корректурными точками с известными геодезическими координатами, размещаемыми на дальнем плане снимков. При этом одна из корректурных точек, как правило, размещается на главном луче правого снимка, а две другие — на краях участка местности, охватываемого рабочим полем стереопары.

Для уменьшения общего числа корректурных точек их целесообразно размещать на участках взаимного перекрытия смежных стереопар.

Координаты корректурных точек определяют, как правило, геодезическими способами с соблюдением норм точности и методов, предусмотренных инструкциями по топографическим съемкам в соответствующих масштабах для пунктов съемочного обоснования. Для уменьшения объема полевых работ стремятся, чтобы по возможности наибольшее число пунктов съемочного обоснования совпадало с базисными или корректурными точками. Чрезвычайно эффективным при создании планово-высотного обоснования фототеодолитных съемок (определении координат базисных и корректурных точек) является использование приемников систем спутниковой навигации «GPS» геодезического класса точности.

Перед началом фототеодолитной съемки производят рабочие поверки фототеодолитного комплекта, после чего приступают непосредственно к производству самой съемки. Работа на каждой базисной точке предусматривает выполнение самой фотографической съемки, измерение угла наклона и горизонтальной проекции длины, а также выполнение других предусмотренных проектом съемки геодезических работ.

Процесс производства топографических съемок с использованием фототеодолитного комплекта Photheo 19/1318 включает в себя выполнение следующих операций:

на левой и правой точках базиса фотографирования устанавливают штативы. На левом штативе устанавливают фототеодолит, а на правом — визирную марку;

прибор центрируют, приводят в рабочее положение и измеряют его высоту $i$ (до верхнего обреза втулки подставки). Тогда общая высота прибора определится как сумма высоты $i$ плюс некоторая постоянная величина $\Delta i$, принимаемая для фототеодолита Photheo равной 0,11 м, для тахеометра Theo-020—0,14 м, для визирной марки — 0,14 м и для базисной рейки — 0,04 м. Результаты измерений заносят в журнал фототопографической съемки;

фототеодолит ориентируют и выясняют необходимость изменения положения объектива по высоте, для чего открывают крышку матового

стекла, снимают крышку объектива и рассматривают изображение местности на матовом стекле и в случае необходимости для полного охвата местности смещают объектив вверх или вниз от нулевого положения. Иногда выполняют съемку при двух положениях объектива — верхнем и нижнем. Соответствующее положение объектива фиксируют в журнале фототеодолитной съемки;

закрывают объектив крышкой, вынимают рамку с матовым стеклом и вставляют кассету;

на нумераторе устанавливают номер базисной точки, с которой производят съемку, а на регистраторе — вид съемки (*A*, *AL* или *AR* — при съемке с левой точки базиса и *B*, *BL* или *BR* — при съемке с правой точки);

проверяют правильность установки и ориентирования прибора, производят экспонирование и извлекают кассету.

С каждой съемочной точки, как правило, получают три снимка с нормальными и равноотклоненными (вправо и влево) осями со стандартными углами скоса, равными для фототеодолита Phoтheo $\varphi = 35^g = 31°30'$ (см. рис. 18.9, *б*).

Завершив работу на левой точке базиса, снимают фототеодолит с подставки и переносят его на правую съемочную точку, а визирную марку переносят на левую. Перестановку фототеодолита и визирной марки производят без изменения положения штативов.

Фотосъемки с левой и правой базисных точек производят по возможности с минимальным разрывом во времени. При этом каждый раз перед фотографированием определяют необходимую выдержку по фотоэкспонометру.

Длину базиса фотографирования измеряют после съемки с относительной ошибкой не более 1:1000. При длине базиса менее 50 м измерения производят компарированной рулеткой, а при больших длинах применяют параллактический метод измерения при помощи тахеометра и дальномерной базисной рейки. В последнее время для этой цели иногда стали использовать ручные безотражательные дальномеры типа ММ30—31, обеспечивающие измерение с необходимой точностью расстояний от 0,2 до 100 м.

Измеряют горизонтальные и вертикальные углы при двух положениях круга теодолита со средними квадратическими ошибками: для горизонтальных углов не более ±15″ и для вертикальных — не более ±30″.

По мере накопления экспонированных пластинок производят фотолабораторные работы с последующей оценкой фотографического и фотограмметрического качества негативов. Негативы неудовлетворительного качества подлежат пересъемке.

После получения негативов и контактных отпечатков производят топографическое дешифрирование, предназначенное для опознавания

и фиксации на снимках точек съемочного обоснования, корректурных точек, а также объектов и характерных контуров местности, подлежащих изображению на топографическом плане заданного масштаба. В необходимых случаях дешифрирование производят непосредственно в поле путем сличения снимков с местностью.

Основными объектами топографического дешифрирования являются:

пункты государственной геодезической сети, точки съемочного обоснования и корректурные точки;

элементы рельефа (например, обрывы, границы осыпей, скал и т. д.);

характерные контуры местности (например, леса, пашни, огороды, болота, озера и т. д.);

гидрографическая сеть;

дороги с элементами земляного полотна и дорожного водоотвода;

геологические выработки (например, скважины, шурфы, расчистки, точки геофизической разведки);

линии связи, электропередачи, кабели, нефтепродуктопроводы, газопроводы, водоводы и т. д.;

отдельные здания и сооружения.

После окончания полевых работ представляют следующие материалы и документы:

схему фототеодолитной съемки;

схему съемочного обоснования и корректурных точек;

комплект негативов фототеодолитной съемки;

отдешифрированные снимки и ведомости дешифрирования;

журнал фототеодолитной съемки;

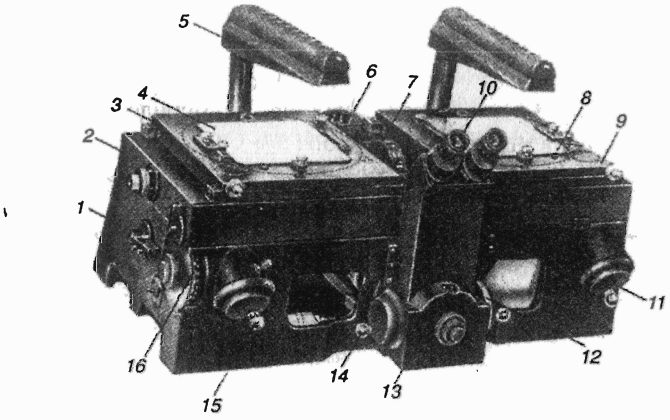
полевые журналы геодезических измерений;

журнал оценки качества негативов и другие материалы.

## 18.7. КАМЕРАЛЬНЫЕ РАБОТЫ

Камеральные работы при использовании материалов фототеодолитных съемок для проектирования объектов строительства выполняют прежде всего с целью составления крупномасштабных топографических планов местности и ЦММ, а также для решения других инженерных задач (например, для планово-высотного обоснования аэросъемок, ландшафтного проектирования автомобильных дорог, обследования существующих искусственных сооружений, при выполнении морфометрических работ на переходах через водотоки и т. д.).

В наземной фотограмметрии применяют три способа камеральной обработки стереопар: графический, графо-механический и аналитический.




Р и с. 18.11. Стереокомпаратор 1818:

*1* — станина; *2* — основная каретка; *3* — каретка левого снимка; *4* — левый снимок; *5* — осветительное устройство; *6* — счетчик поперечного параллакса *q*; *7* — счетчик продольного параллакса *p*; *8* — правый снимок; *9* — параллактическая каретка правого снимка; *10* — бинокулярная система; *11* — маховичок продольных параллаксов; *12* — винт поперечных параллаксов; *13* — счетчик аппликаты *z*; *14* — маховичок оси *Z*; *15* — маховичок оси *X*; *16* — счетчик координаты *x*

Независимо от используемого способа обработки материалов фототеодолитных съемок процессу подготовки топографических планов и ЦММ предшествует обязательный этап *корректуры* стереоскопической модели для исключения погрешностей, связанных с ошибками ориентирования прибора.

*Графический способ* применяют для составления топографических планов при отсутствии универсальных стереофотограмметрических приборов: стереокомпараторов с автоматической регистрацией и обработкой данных измерений, стереоавтографов, приборов типа Технокарт и т. д. Планы составляют путем рисовки ситуации и рельефа по характерным точкам местности, плановое и высотное положение которых определяют по стереопарам на стереокомпараторе (рис. 18.11), ручным измерением координат *x*, *z* и продольных параллаксов *p*. Съемочные точки наносят на прозрачную основу с помощью простейших приборов, графически решающих уравнения нормального и равноотклоненного видов съемки, с последующим копированием готового участка плана на планшет.

Существенным недостатком графического способа является низкая производительность труда и невозможность непосредственной подготовки ЦММ в ходе обработки стереопар.

*Графо-механический способ* применяют при наличии универсальных стереофотограмметрических приборов, обеспечивающих процесс изме-

рения снимков с одновременным вычерчиванием топографических планов на координатографе.

Несмотря на более высокую производительность при изготовлении топографических планов графо-механический способ (так же как и графический) не дает возможности непосредственной подготовки ЦММ в ходе измерения снимков, при этом качество топографических планов и производительность труда остаются существенно ниже, чем при автоматизированной компьютерной обработке с использованием графопостроителей.

*Аналитический способ* используют при измерениях наземных стереопар на стереофотограмметрических приборах с автоматической регистрацией результатов измерений, вычислением на компьютере координат точек местности и вычерчиванием топографических планов на графопостроителях с одновременной подготовкой массивов точек ЦММ.

При обработке снимков аналитическим способом измеряют фотограмметрические координаты и параллаксы характерных точек местности по стереопарам с записью их на магнитные носители либо непосредственно в память компьютера с последующим определением геодезических координат точек местности.

Аналитический способ стереофотограмметрических измерений обеспечивает наибольшую точность обработки материалов фототеодолитных съемок в связи с тем, что позволяет решать уравнения связи между геодезическими координатами точек местности и координатами их изображений на снимках практически с любой степенью точности. Поэтому погрешности аналитического способа обусловлены главным образом ошибками полевых измерений, искажениями снимков и ошибками измерений фотограмметрических координат и параллаксов точек на стереоскопических моделях.

Достоинствами стереофотограмметрической обработки стереопар фототеодолитных съемок аналитическим способом являются:

высокая степень автоматизации процесса подготовки топографических планов;

в ходе работ по подготовке топографических планов формирование массивов ЦММ;

высокая точность измерений и высокое качество топографических планов и ЦММ;

высокая производительность труда при обработке материалов фототеодолитных съемок.

Появление цифровой (электронной) фотографии еще более расширили возможности аналитического способа обработки стереопар, поскольку стереофотограмметрическую обработку материалов полевых съемок ведут непосредственно на компьютерах без использования каких-либо

стереофотограмметрических приборов. В гл. 20 (см. § 20.8) дано описание универсальной отечественной автоматизированной системы цифровой фотограмметрии (АСЦФ) «Photomod», обеспечивающей аналитическую стереофотограмметрическую обработку на персональных компьютерах материалов как наземных (фототеодолитных), так и аэрокосмических съемок местности.

Применение системы «Photomod» требует выполнения наземных фотосъемок с использованием специальных цифровых (электронных) фотокамер прецизионной точности либо сканирования стереопар, получаемых традиционной съемкой на фотоносителях (фотопластины, фотопленки, фотопозитивы) с разрешением не менее 1200 dpi.

# Глава 19. АЭРОФОТОСЪЕМКА. ПОЛЕВЫЕ РАБОТЫ

## 19.1. СУЩНОСТЬ АЭРОФОТОСЪЕМОК И ИХ НАЗНАЧЕНИЕ

*Аэрофотосъемкой* называют комплекс работ, выполняемых для получения топографических планов и цифровых моделей местности (ЦММ) с использованием материалов фотографирования местности с летательных аппаратов или из космоса.

В связи с произошедшим в стране переходом на технологию и методы системного автоматизированного проектирования объектов строительства (САПР) и резким в связи с этим увеличением объемов изыскательской информации, необходимой для проектирования в рамках САПР, аэрофотосъемка выступает как один из основных видов изыскательских работ, позволяющий при резком увеличении производительности полевых работ перенести основной объем работы по получению изыскательской информации о местности в камеральные условия с широким привлечением для этих целей средств автоматизации и компьютерной техники.

*Аэроизыскания* — комплекс специальных воздушных, наземных полевых и камеральных работ, направленных на получение исходной топографической, инженерно-геологической, гидрогеологической, гидрометеорологической, экономической и других видов информации, необходимой для разработки проектов объектов строительства.

Значительный опыт, накопленный в области применения аэрометодов при изысканиях, показывает их исключительную эффективность по сравнению с традиционными методами сбора информации как в части резкого снижения трудоемкости и сокращения сроков изысканий, так и в части широты охвата различных видов информации, необходимой для проектирования.

Методы аэрофотограмметрии, применявшиеся эпизодически при традиционном проектировании, являются уже обязательным и наиболее важным элементом технологии изысканий при проектировании на уровне САПР.

Аэроизыскания объектов строительства состоят из аэросъемочных, аэрогеодезических, аэрогеологических, аэрогидрологических и других специальных инженерных работ. Аэроизыскания выполняют в три этапа: подготовительный, полевой и камеральный.

В подготовительный период осуществляют сбор имеющейся на район изысканий топографической информации и материалов аэросъемок прошлых лет, на основании которых обосновывают полосу варьирования конкурентоспособных вариантов трассы и составляют проект производства полевых и камеральных аэрофотограмметрических работ.

В полевой период производят: наземные геодезические работы по созданию планово-высотного обоснования аэросъемок; закрепление и маркировку точек опорной сети; различные виды аэросъемочных работ; привязку и дешифрирование аэрофотоснимков.

В камеральный период выполняют полную обработку результатов геодезических измерений, стереофотограмметрические работы, аналитическую компьютерную фототриангуляцию, готовят топографические планы и ЦММ.

*Аэрогеодезические изыскания* осуществляют в поле наземными методами при создании опорной геодезической сети аэрофотосъемки и камерально при стереофотограмметрической обработке материалов аэрофотосъемки. При автоматизированном проектировании аэрогеодезические работы направлены главным образом на преобразование изображений земной поверхности для подготовки топографических планов и ЦММ в единой системе координат.

Важным этапом стереофотограмметрической обработки аэрофотоснимков является не только получение цифровой информации о рельефе местности, но и *дешифрирование* — выявление отдельных объектов и ситуационных особенностей местности (лесные угодья, пашни, болота, реки, озера, дороги, населенные пункты, отдельные строения и объекты и т. д.).

*Аэрогеологические изыскания* — комплекс наземных, воздушных и камеральных работ по установлению геологических, почвенно-грунтовых и гидрогеологических условий местности, включающие в себя также поиск и разведку местных дорожно-строительных материалов. Аэрогеологические изыскания оказываются особенно эффективными при совместном использовании наземных методов инженерно-геологических изысканий, с обязательным использованием геофизических методов разведки.

*Аэрогидрологические изыскания* направлены на выявление морфометрических, гидравлических и гидрологических характеристик водотоков, типа и интенсивности руслового процесса, ледового режима, характеристик малых водосборов и т. д. Эта информация необходима для проектирования мостовых переходов, малых водопропускных сооружений (например, водопропускных дорожных труб и малых мостов) и системы поверхностного водоотвода.

*Аэроэкономические изыскания* прежде всего позволяют установить характеристики транспортных потоков на существующей сети автомобильных дорог в разное время суток, разные дни недели, месяцы и годы (интенсивность и состав движения, скорости, плотности на различных участках дорог, распределение интервалов между автомобилями и т. д.), направления транспортных связей, границы и типы земельных и лесных угодий с последующей оценкой стоимостей их отвода и т. д.

Аэроизыскания производят с применением современного аэросъемочного, навигационного и стереофотограмметрического оборудования (в частности, систем спутниковой навигации «GPS») на базе широкого использования современных средств автоматизации и компьютерной техники.

## 19.2. ВИДЫ АЭРОФОТОСЪЕМОК

В зависимости от высоты аэросъемки, положения оптической оси и конструктивных особенностей применяемых аэрофотосъемочных аппаратов (АФА), используемых носителей информации, используемых зон спектра электромагнитных волн и в зависимости от способа организации работ, различают следующие виды аэросъемок:

### По высоте летательного аппарата

*Космическая съемка* высотой до 200 км. Выполняют из космоса с искусственных спутников Земли с использованием сверхдлиннофокусных АФА с высочайшей разрешающей способностью при практически отвесном положении оптической оси.

*Аэрофотосъемка* высотой до 2 км. Осуществляют с самолетов или вертолетов, специально оборудованных для этой цели АФА различных конструкций и специальными аэронавигационными приборами. Отклонение оптической оси от отвесной линии допускается не более $\alpha \leq 3°$.

*Крупномасштабная аэрофотосъемка* высотой до 200 м. Осуществляют с низко летящих летательных аппаратов — мотодельтапланов, оборудованных короткофокусными АФА. Отклонение оптической оси от отвесной линии допускается до $\alpha \leq 10°$.

Чем выше высота съемки, тем меньшие отклонения оптической оси АФА от отвесной линии допускаются и тем более длиннофокусные объективы камер используют.

### По положению оптической оси АФА

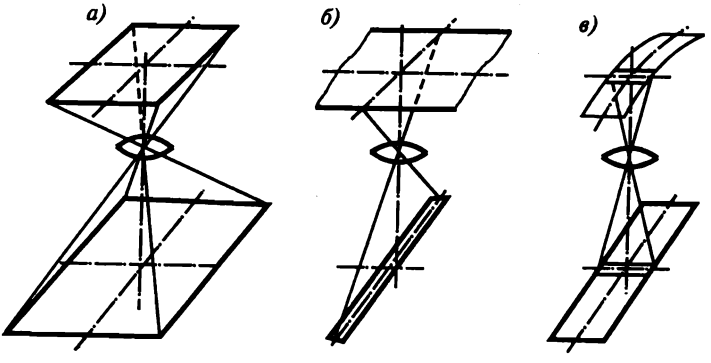
*Плановая аэрофотосъемка*, при которой оптическая ось АФА практически отвесна. Получила наибольшее распространение в практике изысканий. С использованием плановой аэросъемки получают наибольший объем информации о рельефе, ситуации и других особенностях местности.

*Перспективная аэросъемка* производится при наклонном положении оптической оси АФА. Перспективную аэрофотосъемку используют в процессе воздушных обследований и при воздушном дешифрировании плановой аэрофотосъемки. Кроме того, при автоматизированном проектировании автомобильных дорог перспективную аэросъемку широко применяют для целей ландшафтного проектирования, для решения различных экологических задач и других проблем.

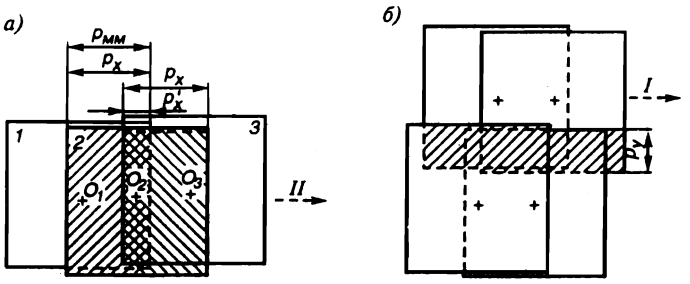
### По конструктивным особенностям используемых АФА

*Кадровая аэросъемка.* Фотопленка экспонируется с помощью затвора, открывающегося через заданный промежуток времени, с получением серии отдельных кадров (аэрофотоснимков) определенного размера (рис. 19.1, *а*)

Интервал открытия затвора АФА назначают в зависимости от высоты и скорости полета летательного аппарата при условии обеспечения не менее 60% взаимного продольного перекрытия и от 20 до 60% поперечного перекрытия аэрофотоснимков.




Р и с. 19.1. Схемы построения изображений различными аэрофотоаппаратами: *а* — кадровым; *б* — щелевым; *в* — панорамным




Р и с. 19.2. Продольное (*а*) и поперечное (*б*) взаимное перекрытие аэрофотоснимков. Зоны перекрытия:

$p_x$ — двойного; $p_x'$ — тройного; $p_y$ — поперечного. *I*, *II* — маршруты

*Перекрытие аэрофотоснимков* — это части смежных снимков, на которых отображена одна и та же местность, снятая с разных точек положения АФА (рис. 19.2).

*Щелевая аэросъемка*, при которой непрерывно передвигающаяся фотопленка экспонируется через постоянно открытую щель, расположенную в фокальной плоскости объектива специального АФА и перпендикулярную направлению полета (рис. 19.1, *б*). Регулирование экспозиции фотопленки осуществляют изменением ширины щели и диафрагмированием. Таким образом щелевой аэрофотоснимок представляется в виде сплошной ленты вдоль маршрута, в которой вдоль маршрута образуется ортогональная, а поперек — центральная проекции.

Скорость перемещения фотопленки устанавливают в зависимости от скорости и высоты полета.

*Панорамная аэросъемка*, при которой экспонирование фотопленки осуществляется движением элементов оптической системы специальной АФА поперек направления полета (рис. 19.1, *в*). При этом получают прямоугольные аэрофотоснимки с большим поперечным углом поля зрения и высокими изобразительными свойствами по всему полю снимка.

### По используемым носителям информации

*Аэрофотосъемка* производится на черно-белую, цветную трехслойную и цветную двухслойную — спектрозональную фотопленку.

*Электронная аэросъемка* осуществляется с использованием специальных телевизионных или сканирующих камер с записью информации на магнитные носители. Это качественно новый шаг в развитии стереофотограмметрии.

Разрешающая способность электронных аэрофотоснимков уже практически сравнялась с аэрофотоснимками. Получаемую информацию

о местности вводят непосредственно в память компьютера и производят аналитическую стереофотограмметрическую обработку стереопар без использования обширного парка дорогих и дефицитных стереофотограмметрических приборов. Все это делает электронную аэросъемку одной из наиболее перспективных.

**По использованию разных зон спектра электромагнитных волн**

*Черно-белая аэрофотосъемка* осуществляется на черно-белую фотопленку. Она позволяет получать достаточно надежную информацию о рельефе и контурах местности. Является самой простой, доступной и дешевой и поэтому получила наибольшее распространение в практике аэроизысканий.

*Цветная аэрофотосъемка* производится на трехслойную цветную фотопленку и передает окраску объектов в естественных цветах. Наиболее часто ее применяют в районах крупных населенных пунктов, на территориях с развитой сетью дорог, с обилием малоконтрастных и мелких объектов, в пустынных и горных районах со сложным геологическим строением.

*Спектрозональная аэрофотосъемка* на цветной двухслойной фотопленке (в одном слое получают одноцветное изображение для видимой части спектра, в другом — для невидимой инфракрасной части спектра) передает окраску объектов в условных цветах. Поскольку такая съемка чувствительна к малейшим изменениям оттенков объектов, ее применение эффективно в районах с различным растительным покровом при определении состава, влажности и типов грунтов, используя их связь с естественным растительным покровом.

Спектрозональную аэрофотосъемку применяют для оценки почвенно-грунтовых, гидрогеологических условий района изысканий, для нанесения на топографическую основу границ и типов земельных и лесных угодий с последующей оценкой стоимостей отчуждения земель под инженерные сооружения, а также для разведки местных строительных материалов.

*Многозональная аэрофотосъемка* производится с использованием нескольких соединенных и работающих синхронно аэрофотокамер, с различными комбинациями фотопленок. Применяют в районах со сложными инженерно-геологическими условиями, на оползневых, закарстованных участках местности, на конусах выноса и т. д.

*Инфракрасная (тепловая) аэрофотосъемка* производится с использованием специальных черно-белых или цветных приборов — *тепловизоров.* Используется инфракрасная область спектра электромагнитных волн.

Инфракрасную аэрофотосъемку применяют в районах с переувлажненными грунтами, в районах вечной мерзлоты, на заболоченных, оползневых участках, участках выхода грунтовых вод и т. д.

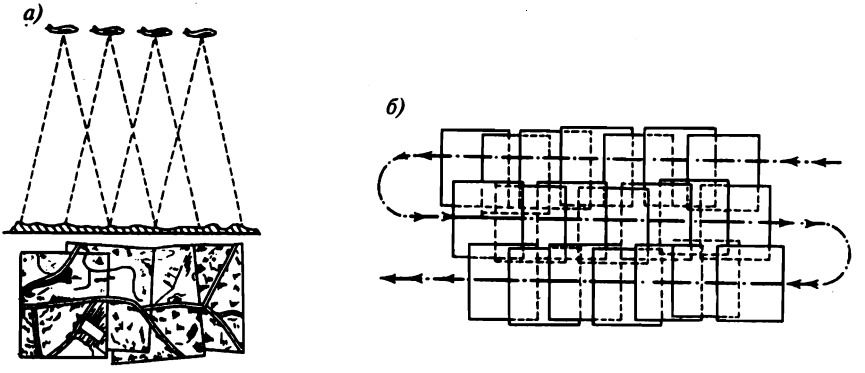
*Радиолокационная аэросъемка*, в ходе которой получают изображения по отраженным местностью электромагнитным волнам, записываемые на магнитные носители информации. Радиолокационную съемку можно выполнять как днем, так и ночью. Она практически не зависит от метеорологических условий местности и может производиться сквозь сплошной облачный покров.

**По способу организации работ**

*Маршрутная аэрофотосъемка*, при которой снимают относительно узкую полосу вдоль некоторого направления (например, вдоль трассы линейного сооружения — автомобильной дороги, канала, линии электропередачи и т. д.) и получают один маршрут, состоящий из аэрофотоснимков, имеющих только продольное взаимное перекрытие (рис. 19.3, *а*). Маршрутную аэросъемку применяли при традиционной технологии изысканий и проектирования автомобильных дорог вдоль априори выбранного, как правило, единственного варианта трассы.

*Площадная (многомаршрутная) аэрофотосъемка* в настоящее время является основным видом съемки как при изысканиях сосредоточенных, так и линейных объектов, поскольку в рамках САПР их изыскания производят на относительно широкой полосе варьирования (рис. 19.3, *б*).

При площадной аэрофотосъемке получают материалы фотографирования, представленные параллельными маршрутами, имеющими не только продольное, но и поперечное взаимное перекрытие аэрофотоснимков.




Р и с. 19.3. Виды аэросъемок:
*а* — маршрутная; *б* — площадная (многомаршрутная)

*Комбинированная аэрофотосъемка* представляет собой сочетание аэрофотосъемки и одного из видов наземных топографических съемок. Ее применяют в районах со слабовыраженным рельефом, при этом ситуационные особенности местности получают путем фотограмметрической обработки аэрофотоснимков, а рельеф — посредством обработки материалов наземной топографической съемки.

## 19.3. АЭРОФОТОСЪЕМОЧНОЕ ОБОРУДОВАНИЕ

Аэрофотосъемку производят с использованием специального аэрофотосъемочного и навигационного оборудования, устанавливаемого на самолете, вертолете или искусственном спутнике Земли. Современные аэрофотосъемочные системы — сложные устройства, состоящие из аэрофотоаппарата (АФА), аэрофотоустановки, обычно гиростабилизирующей для автоматического приведения оптической оси АФА в положение, близкое к отвесному, и управляющего (командного) прибора (рис. 19.4).

Собственно сам *аэрофотоаппарат АФА* (рис. 19.5) объединяет три основные части: объективную — *1*, камерную — *2* и кассетную — *3*.

В зависимости от высоты аэрофотосъемки используют АФА с объективами, имеющими различное фокусное расстояние $f_k$, и в связи с этим различают АФА:

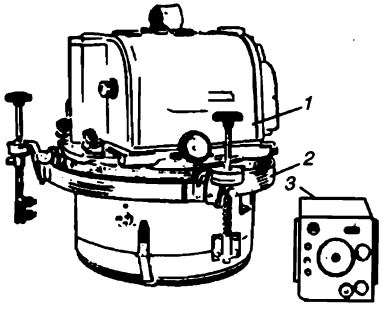
короткофокусные с $f_k$ = 50 мм; 70 мм;

среднефокусные с $f_k$ = 100 мм; 140 мм;

длиннофокусные с $f_k$ = 200 мм; 350 мм; 500 мм;

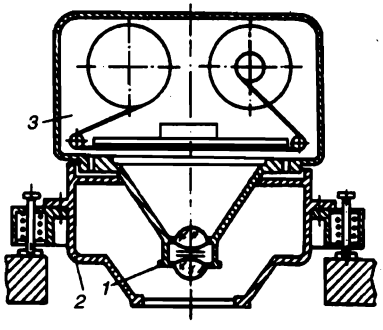
сверхдлиннофокусные с $f_k \geq 500$ мм.

При крупномасштабных аэросъемках обычно используют короткофокусные АФА, при аэрофотосъемках — среднефокусные и длиннофокусные и при космических съемках — сверхдлиннофокусные.




Р и с. 19.4. Общий вид аэрофотоаппарата (АФА):

*1* — аэрофотоаппарат; *2* — аэрофотоустановка; *3* — управляющий (командный) прибор




Р и с. 19.5. Основные части аэрофотоаппарата АФА:

*1* — объективная; *2* — камерная; *3* — кассетная

Экспонирующее устройство АФА обеспечивает автоматическую установку выдержки и диафрагмы в зависимости от чувствительности фотопленки и освещенности местности.

Объектив АФА формирует резкое и геометрически правильное изображение снимаемой местности в фокальной плоскости, в которой размещается прикладная рамка с координатными метками. Размеры прикладной рамки в современных АФА, определяющие формат кадра, обычно бывают 18х18, 23х23 и 30х30 см.

Наиболее часто используют АФА с форматом кадра 18х18 см. Кассеты, являющиеся съемной частью АФА, вмещают 60 м такой фотопленки и позволяют получать по 300 снимков. Двигательный механизм обеспечивает автоматическое перемещение фотопленки в ходе съемки в заданном режиме.

*Аэрофотоустановка* предназначена для крепления АФА к корпусу летательного аппарата, ориентирования положения оптической оси аэрофотокамеры и для ее амортизации. Обычно применяют гиростабилизирующие установки, автоматически обеспечивающие приведение оптической оси АФА в отвесное положение с ошибкой, не превышающей ±10′.

*Управляющий (командный) прибор* предназначен для дистанционного управления и контроля за работой основных узлов и механизмов АФА и, в частности, для открытия затвора через заданные интервалы времени для получения серии аэрофотоснимков с требуемым продольным взаимным перекрытием.

В состав навигационного аэрооборудования включают два типа приборов: радиовысотомеры или лазерные высотомеры и статоскопы, которые позволяют определять высоту полета летательного аппарата в момент производства аэрофотосъемки. При стереофотограмметрической обработке стереопар высота полета является одной из основных характеристик, используемых для вычисления координат точек местности и определения масштабов аэрофотоснимков.

*Радиовысотомеры* работают по принципу определения расстояний по скорости распространения радиоволн прямого и отраженного сигналов. Передающая часть радиовысотомера периодически, через очень короткие промежутки времени излучает импульсы электромагнитных волн, которые, отражаясь от поверхности Земли, улавливаются приемной частью высотомера. Показания радиовысотомера фиксируются на фотопленке.

Средняя ошибка определения высоты полета радиовысотомером составляет порядка ±1,5—2,0 м. Лазерные высотомеры обеспечивают точность измерения высот в пределах ±0,5—1,0 м.

*Статоскопы* барометрического принципа действия предназначены для определения колебаний в высоте полета летательного аппарата (воздушные ямы, восходящие потоки).

Точность определения колебаний высоты с помощью статоскопа составляет ±1,0—1,5 м.

В связи с появлением систем спутниковой навигации в настоящее время приемники «GPS» могут заменить весь комплекс навигационного оборудования аэрофотосъемок, поскольку позволяют определять в режиме реального времени (практически мгновенно) трехмерные координаты центра проекций (оптического центра объектива АФА), скорость летательного аппарата и вектор скорости.

## 19.4. ПЛАНОВО-ВЫСОТНОЕ ОБОСНОВАНИЕ АЭРОФОТОСЪЕМОК

Аэрофотосъемка, так же как и другие виды топографических съемок, требует создания планово-высотного обоснования, поэтому процессу летно-съемочных работ всегда предшествует комплекс наземных геодезических измерений по созданию геодезической основы аэросъемки.

Плановое положение контурных точек аэрофотоснимков устанавливают в камеральных условиях путем построения фототриангуляции. При этом в ходе полевых наземных геодезических работ устанавливают координаты соответствующего числа точек местности, необходимого для создания фототриангуляции.

Контурные точки аэрофотоснимков, координаты которых определены в результате наземных геодезических работ привязкой к пунктам государственной геодезической сети, называют *опознаками.*

Различают опознаки плановые и высотные.

*Плановые опознаки* устанавливают в местах четких контуров местности, легко опознаваемых на снимках, на спокойных участках рельефа и закрепляют деревянными знаками или бетонными монолитами. Число опознаков и среднее расстояние между ними зависит прежде всего от масштаба аэросъемки и рельефа местности.

Привязку плановых опознаков производят прямыми и обратными засечками, а также прокладкой теодолитных ходов. Возможные способы привязки плановых опознаков регламентированы в действующих руководствах по тахеометрическим съемкам.

Местоположение опознаков тщательно определяют и накалывают на аэрофотоснимках. Накол обводят красной тушью кружком радиусом 5 мм. На обратной стороне аэрофотоснимка составляют схему (абрис) расположения опознака по отношению к ближайшим четким контурам местности. Абрис сопровождают соответствующими поясняющими надписями. Для обеспечения необходимой точности последующего фото-

грамметрического сгущения ошибка в определении положения опознаков на аэрофотоснимках не должна превышать 0,1 мм.

При производстве камеральных стереофотограмметрических работ осуществляют рисовку горизонталей и подготовку ЦММ. Для обеспечения этого вида камеральных топографо-геодезических работ в поле выполняют комплекс наземных топографических измерений по созданию высотного обоснования аэросъемок. Для этой цели получают высоты ряда хорошо опознаваемых на аэрофотоснимках контурных точек, называемых *высотными опознаками.* Следует отметить, что при создании системы плановых опознаков на местности, как правило, определяют не только их координаты в плане, но и их высоты. Таким образом, плановые опознаки одновременно являются и высотными.

Привязку высотных опознаков производят к пунктам государственной нивелирной сети (или к трассе линейного сооружения) методами геометрического или тригонометрического нивелирования.

Высотные опознаки также закрепляют на местности стандартными деревянными столбами или бетонными монолитами. Часто высотные опознаки устанавливают на урезах воды рек и озер, что в ходе камеральной обработки дает возможность дополнительного сгущения высотной сети обоснования. Количество и точность высотных опознаков зависит от масштаба аэросъемки, рельефа местности, принятого метода обработки стереопар, а также от качества летно-съемочных работ. Ошибка в определении высот опознаков допускается не более 1/5 высоты сечения горизонталей для равнинного рельефа и не более 1/3 высоты сечения — для горного.

Обнаруженные на аэрофотоснимках высотные опознаки накалывают и закрепляют черной тушью кружком радиусом 5 мм. На обратной стороне снимка изображают абрис расположения опознака с поясняющими надписями.

В последние годы при создании планово-высотных обоснований аэросъемок стали широко применять методы наземной стереофотограмметрии (фототеодолитные съемки).

Опознанные на аэрофотоснимках пункты государственной геодезической сети закрепляют тушью в виде красного треугольника со стороной 10 мм.

При использовании приемников спутниковой навигации «GPS» геодезического класса точности при создании геодезического обоснования отпадает необходимость привязки опознаков к пунктам государственной геодезической сети, поскольку плановые и высотные координаты опознаков легко определяются через орбитальный комплекс навигационных искусственных спутников Земли, являющихся по сути подвижными аналогами пунктов государственной геодезической сети.

## 19.5. ОРГАНИЗАЦИЯ ЛЕТНО-СЪЕМОЧНОГО ПРОЦЕССА

Аэросъемочный процесс состоит из подготовительных, летно-съемочных, топографо-геодезических, фотолабораторных и контрольно-сдаточных работ.

В *подготовительный период* прежде всего решают вопросы объемов и сроков выполнения аэросъемочных работ. В частности, при проектировании объектов строительства на уровне САПР (с использованием специального программного обеспечения) обосновывают полосу варьирования трассы, т. е. ту территорию, в пределах которой могут разместиться конкурентоспособные варианты трассы линейного сооружения. Для уточнения границ аэрофотосъемки используют топографические карты, материалы инженерно-геологических, гидрометеорологических, экономических изысканий и материалов аэросъемок прошлых лет. В отдельных случаях прибегают к рекогносцировочным воздушным обследованиям по принципиальным вариантам направления трассы.

В зависимости от стадии проектирования (технико-экономическое обоснование — ТЭО, инженерный проект — ИП или рабочий проект — РП) устанавливают необходимые масштабы аэросъемок, намечают аэросъемочные маршруты, составляют полетную карту и знакомятся с районом аэросъемочных изысканий.

В подготовительный период производят также установку, поверки и юстировку аэрофотосъемочного и навигационного оборудования.

*Летно-съемочные работы* осуществляют с мотодельтапланов, самолетов, вертолетов или из космоса с искусственных спутников Земли в благоприятное для съемок время. При этом аэросъемочные работы производят при полном отсутствии облачности (при солнечном освещении) либо, наоборот, при сплошной высокой облачности. В залесенных районах аэросъемку производят весной или поздней осенью при отсутствии лиственного покрова. При производстве аэрогидрометрических работ на мостовых переходах аэросъемочный процесс приурочивают к периоду прохождения на изучаемых водотоках паводков и т. д.

На современном этапе, в связи с переходом на технологию и методы системного автоматизированного проектирования линейных объектов строительства и сбора информации на широкой полосе варьирования, основным видом аэросъемки, в отличие от технологии традиционных изысканий, становится плановая (многомаршрутная) аэросъемка.

После набора необходимой высоты руководитель аэросъемочных работ определяет параметры полета самолета (вертолета) по съемочным маршрутам и рассчитывает режим работы аэросъемочного оборудова-

ния. Фотооператор устанавливает съемочную аппаратуру в нужный режим работы и включает ее при входе летательного аппарата на маршрут. Кроме АФА оператор включает также гиростабилизирующую установку и навигационное оборудование. В конце маршрута аэросъемочное оборудование выключается и вновь включается после разворота самолета (вертолета) и захода на следующий маршрут и т. д.

По окончании собственно летно-съемочного процесса выполняют *фотолабораторные работы*, состоящие из проявления аэрофильмов и получения на их основе аэрофотоснимков и диапозитивов.

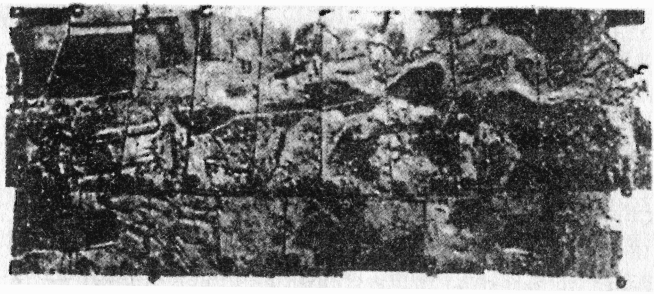
*Контрольно-сдаточные* работы заключаются в оценке качества полученного материала и пересъемке тех маршрутов, где это качество не отвечает требуемым стандартам.

## 19.6. ФОТОЛАБОРАТОРНЫЕ РАБОТЫ. НАКИДНОЙ МОНТАЖ

После завершения аэрофотосъемочного процесса кассеты с отснятыми аэрофильмами направляют в полевую или стационарную лабораторию, где пленки проявляют, закрепляют, промывают и сушат. Каждому негативу присваивают свой порядковый номер и шифр, после чего на светокопировальных станках получают соответствующее количество отпечатков.

Использование в процессе фотолабораторных работ современных светокопировальных станков, позволяющих автоматически выравнивать различную плотность отдельных участков негативов, обеспечивает получение аэрофотоснимков и диапозитивов высокого фотографического качества.

Фотолабораторной обработке подвергают также и фотопленки, на которых зафиксированы показания аэронавигационных приборов.



Р и с. 19.6. Накидной монтаж

Накладывая аэрофотоснимки друг на друга перекрывающимися частями и прикрепляя их к твердой основе, получают *накидной монтаж.* Накидной монтаж затем фотографируют и получают его копию на фотобумаге, называемую *репродукцией накидного монтажа* (рис. 19.6).

Накидной монтаж позволяет выполнить оценку качества летно-съемочных работ.

## 19.7. ОЦЕНКА КАЧЕСТВА ЛЕТНО-СЪЕМОЧНЫХ И ФОТОЛАБОРАТОРНЫХ РАБОТ

При оценке качества аэросъемки по снимкам накидного монтажа оценивают отдельно качество каждого маршрута. При этом оценивают отклонения полученных продольных и поперечных взаимных перекрытий смежных аэрофотоснимков от допустимых значений, неизменность высоты фотографирования, прямолинейность маршрута и другие показатели аэросъемки.

Качество аэросъемки считают приемлемым при следующих минимальных значениях взаимных перекрытий смежных аэрофотоснимков: продольного — 55%, поперечного — 15%.

Высота полета может меняться в пределах 5%. Прямолинейность маршрута на накидном монтаже оценивают измерением расстояний от главных точек аэрофотоснимков до прямой, соединяющей главные точки начального и конечного снимков маршрута. Отклонения от прямой линии не должны превышать 3% от общей длины маршрута.

Оценивают фотографическое качество аэрофотоснимков, степень их разномасштабности на маршруте и между маршрутами, параллельность сторон аэрофотоснимков направлению маршрутов, качество выравнивания фотопленки в плоскость и т. д.

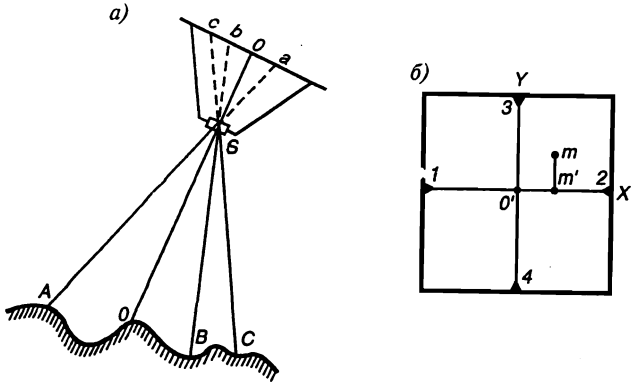
Результаты оценки качества летно-съемочных и фотолабораторных работ заносят в паспорт залета. Кроме этого заносят сведения по испытанию АФА и аэронавигационного оборудования, сведения об условиях полета, характеристики условий аэросъемки и ряд других данных.

От качества выполненных залетов во многом зависит и качество последующих фотограмметрических работ, а следовательно, и качество получаемой конечной продукции: топографических планов и ЦММ. Именно по этой причине при обнаружении отклонений от требований, предъявляемых к качеству аэросъемки, забракованные маршруты переснимают вновь.

# Глава 20. СТЕРЕОФОТОГРАММЕТРИЧЕСКАЯ ОБРАБОТКА МАТЕРИАЛОВ АЭРОФОТОСЪЕМОК

## 20.1. АЭРОФОТОСНИМКИ И ИХ МАСШТАБЫ

Основной продукцией аэросъемочного процесса являются аэрофотоснимки местности. Каждый аэрофотоснимок представляет собой центральную проекцию участка местности, образованную связкой проектирующих лучей, проходящих через центр проекции $S$ — объектив фотокамеры (рис. 20.1).

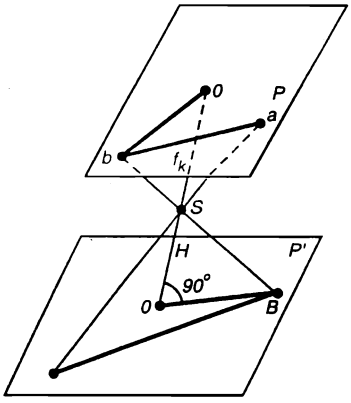



Р и с. 20.1. Схема определения положения точек местности на аэрофотосъемке: *а* — центральная проекция аэрофотоснимка; *б* — оси координат аэрофотоснимка

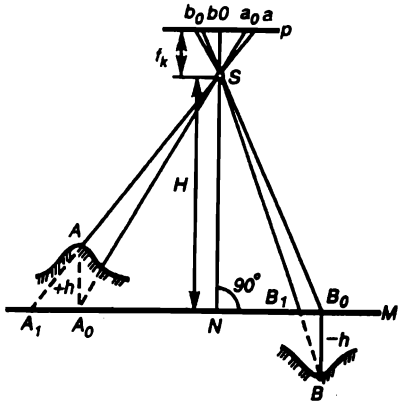
Как следует из рис. 20.1, *а*, изображение на снимке каждой точки земной поверхности *A*, *O*, *B*, *C* (на снимке соответственно точки *c*, *o*, *b*, *a*) получается в результате пересечения соответствующих лучей с плоскостью аэрофотоснимка. Луч *OSo*, перпендикулярный плоскости аэрофотоснимка, называют *главным лучом* (оптической осью АФА), а основание перпендикуляра *OSo* (точку *o*) называют *главной точкой аэрофотоснимка.* Главная точка снимка находится на пересечении линий, соединяющих противоположные координатные метки аэрофотоснимка (рис. 20.1, *б*).

Положение любой точки местности на аэрофотоснимке определяют, как и на наземных снимках, в фотограмметрической системе координат. Для определения положения точки на аэрофотоснимке используют плоскую прямоугольную систему координат (см. рис. 20.1, *б*), обозначенную через *O'XY*. Ось абсцисс *X* принимают совпадающей с прямой 1—2, а ось ординат *Y* — с прямой 3—4. Тогда положение точки на аэрофотоснимке определится координатами

$$x = o'm'; \; y = m'm. \qquad (20.1)$$




Р и с. 20.2. Схема определения масштаба аэрофотоснимка




Р и с. 20.3. Смещение изображений точек на аэрофотоснимке в плане из-за рельефа

В зависимости от высоты полета летательного аппарата $H$ и фокусного расстояния АФА $f_k$ получают аэрофотоснимки различных масштабов. Отношение длины отрезка на аэрофотоснимке к длине того же отрезка на местности называют *численным масштабом аэрофотоснимка.* Как следует из рис. 20.2, масштаб аэрофотоснимка будет равен

$$\frac{ab}{AB} = \frac{f_k}{H}, \tag{20.2}$$

где $f_k$ — фокусное расстояние АФА; $H$ — высота фотографирования.

Таким образом, если местность практически горизонтальна, а аэросъемка произведена при строго отвесном положении оптической оси АФА, то аэрофотоснимок подобен местности и масштаб его равен

$$\frac{1}{M} = \frac{f_k}{H}. \tag{20.3}$$

При наклонном положении оптической оси АФА, а также при пересеченном или горном рельефе снимаемой местности масштаб аэрофотоснимка для разных его частей будет неодинаков. В частности, при отклонении оптической оси АФА от отвесной линии на угол $\alpha_0$ масштаб аэрофотоснимка в разных его точках можно определить по формуле

$$\frac{1}{M} = \frac{f_k}{H}\left(1 - \frac{3}{2}\frac{\sin\alpha_0}{fk}\, y\right). \tag{20.4}$$

При пересеченном и горном рельефах местности масштаб аэрофотоснимка будет переменным также в связи с искажениями из-за рельефа. Как

следует из рис. 20.3, если точка $A$ имеет превышение $(+h)$ и точка $B$ $(-h)$ относительно условного (среднего) горизонта, а точки $A_0$ и $B_0$ их ортогональные проекции, то точки $a_0$, $a$ и $b_0$, $b$ являются соответственно центральными проекциями этих точек на аэрофотоснимке $P$.

Как видно, в этом случае расстояние $aa_0 = \delta_{ha}$ и $bb_0 = \delta_{hb}$ являются смещениями точек $a$ и $b$ на аэрофотоснимке за счет соответствующих превышений. Только в одной точке $N$ аэрофотоснимка — *точке надира* (см. рис. 20.3), являющейся проекцией отвесной линии, проходящей через центр объектива, искажений из-за рельефа не будет, т. е. $\delta_h = 0$. В связи со сказанным при рисовке горизонталей и контуров местности в положение соответствующих точек необходимо вводить поправки за рельеф местности $\delta_h$ по направлению к главной точке при положительном превышении и в обратную сторону — при отрицательном.

## 20.2. ЭЛЕМЕНТЫ ОРИЕНТИРОВАНИЯ АЭРОФОТОСНИМКОВ

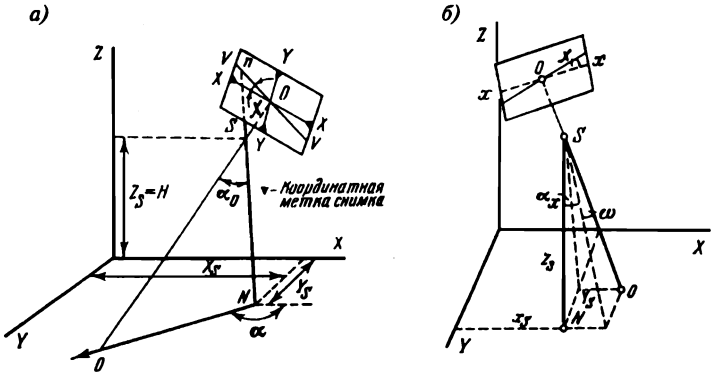
Параметры, определяющие положение плоскости аэрофотоснимка относительно центра проекций $S$, называют *элементами внутреннего ориентирования*. К ним относят координаты главной точки аэрофотоснимка $x_0, y_0$ и фокусное расстояние объектива аэрофотоаппарата $f_k$. Элементы внутреннего ориентирования позволяют восстановить положение связки лучей относительно плоскости аэрофотоснимка, существовавшее в момент фотографирования.

При юстировке АФА стремятся к тому, чтобы главная точка аэрофотоснимка практически совпадала с началом фотограмметрических координат. Тогда $x_0 = 0$ и $y_0 = 0$ и, следовательно, элементы внутреннего ориентирования будут представлены только фокусным расстоянием объектива АФА $f_k$.

Параметры, определяющие положение аэрофотоснимка в пространстве в момент фотографирования в общей системе геодезических координат, называют *элементами внешнего ориентирования.*

В аэрофотограмметрии различают две системы внешнего ориентирования аэрофотоснимков.

К первой системе внешнего ориентирования относят следующие параметры (рис. 20.4, *а*): $X_S, Y_S, Z_S$ — геодезические координаты центра проекций; $\alpha_0$ — угол отклонения главного луча (оптической оси АФА) в момент фотографирования от отвесной линии; $\alpha$ — дирекционный угол главного луча, т. е. угол между осью $X$ и проекцией главного луча на плоскость $XY$; $\chi$ — угол поворота снимка.

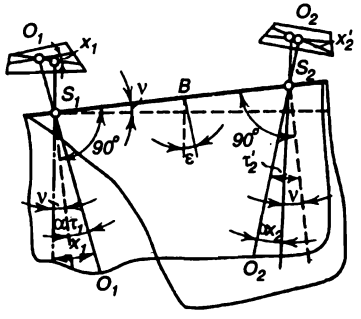



Р и с. 20.4. Системы внешнего ориентирования аэрофотоснимков: *а* — первая; *б* — вторая

Ко второй системе элементов внешнего ориентирования аэрофотоснимков относят (рис. 20.4, *б*): $X_S$, $Y_S$, $Z_S$ — геодезические координаты центра проекций; $\alpha_X$ — продольный угол наклона снимка, заключенный между осью $Z$ и проекцией главного луча на плоскость $XZ$, $\omega$ — поперечный угол наклона снимка, составленный главным лучом и плоскостью $XZ$; $\chi$ — угол поворота снимка.

Аналогично наземным снимкам аэрофотоснимки имеют девять элементов ориентирования: три элемента внутреннего ориентирования и шесть элементов внешнего.

Из рассмотренных выше систем внешнего ориентирования первую используют при фотограмметрической обработке одиночных аэрофотоснимков, вторую — стереопар.




Р и с. 20.5. Элементы взаимного ориентирования аэрофотоснимков. Вид аэросъемочного маршрута сбоку

Если положение одного аэрофотоснимка в общей системе геодезических координат определяют шесть элементов внешнего ориентирования, то положение стереопары определяют уже 12 элементов.

$$X_{S1},\ Y_{S1},\ Z_{S1},\ \alpha_{X1},\ \omega_1,\ \chi_1;$$
$$X_{S2},\ Y_{S2},\ Z_{S2},\ \alpha_{X2},\ \omega_2,\ \chi_2.$$

Различают две системы взаимного ориентирования аэростереопар:

в первой системе положение аэрофотоснимков стереопары устанавливают по расположение правого снимка от-

носительно левого (аналогично наземной фототеодолитной съемке) (рис. 20.5).

При этом определяют: взаимный продольный угол наклона фотоснимков $\Delta\alpha_X = \alpha_{X2} - \alpha_{X1}$; взаимный поперечный угол наклона $\Delta\omega = \omega_2 - \omega_1$; взаимный угол разворота $\Delta\chi = \chi_2 - \chi_1$; $B$ — базис фотографирования; $\psi$ — дирекционный угол базиса фотографирования; $\nu$ — угол наклона базиса к горизонту. Следовательно, элементы внешнего ориентирования в этом случае будут представлены следующими параметрами:

$$X_{S1},\ Y_{S1},\ Z_{S1},\ \alpha_{X1},\ \omega_1,\ \chi_1,\ B,\ \psi,\ \nu,\ \Delta\alpha_X,\ \Delta\omega,\ \Delta\chi;$$

во второй — по расположению аэрофотоснимков относительно базиса фотографирования (см. рис. 20.5). В базисной системе взаимного ориентирования стереопары положение аэрофотоснимков устанавливают относительно базиса фотографирования. Для этого определяют: $\tau_1$, $\tau_2$ — продольные углы наклона аэрофотоснимков относительно нормали к базису; $\varepsilon$ — взаимный поперечный угол наклона главных базисных плоскостей между собой; $\chi_1$, $\chi_2$ — углы поворота снимков в своих плоскостях.

Таким образом, для этого случая элементы внешнего ориентирования будут представлены следующими параметрами:

$$X_{S1},\ Y_{S1},\ Z_{S1},\ \alpha_{X1},\ \omega_1,\ \chi_1,\ \mathrm{B},\ \tau_1,\ \tau_2,\ \chi_1,\ \chi_2,\ \varepsilon.$$

В каждой из рассмотренных систем взаимного ориентирования аэрофотоснимков первые семь величин определяют положение двух смежных снимков и поэтому являются элементами геодезического ориентирования стереопары, а последние пять — элементами взаимного ориентирования.

## 20.3. ФОТОСХЕМЫ

Приближенный план местности, составленный из аэрофотоснимков путем монтирования их рабочих частей по идентичным контурам, называют *фотосхемой*.

Фотосхема представляет собой сплошное фотографическое изображение снятого участка местности. Однако фотосхемы, монтируемые из нетрансформированных аэрофотоснимков, имеют существенные погрешности вследствие искажения аэрофотоснимков, разномасштабности и неточности монтажа. Эти погрешности выражаются, в частности, в расхождении одноименных контуров в местах соединения аэрофотоснимков. Рамки планшетов наносят на фотосхемы приближенно по имеющимся на район изысканий топографическим картам.

Фотосхемы монтируют на твердой основе, наклеивая снимки целлулоидным клеем. Для этой цели закрепляют фотоснимки накидного монтажа грузиками и разрезают их скальпелем в средних частях их зон перекрытия.

Разрезы при монтаже фотосхем проводят на фотоснимках по участкам однородной тональности, как правило, в удалении от четких контуров местности, при этом разрезы при пересечении контуров местности делают в местах их наилучшего совпадения. С целью равномерного распределения погрешностей монтаж фотосхем начинают с середины маршрута.

В практике аэроизысканий объектов строительства иногда используют *уточненные фотосхемы*, составленные из аэрофотоснимков, приведенных к одинаковому масштабу.

При изысканиях и проектировании линейных объектов в отдельных случаях используют стереофотосхемы, позволяющие почти непрерывно изучать стереоскопическую модель местности на большом протяжении. Стереофотосхемы состоят из двух частей: первая из них представляет собой обычную фотосхему, составленную из частей правых аэрофотоснимков стереопар, а вторая — набор участков-вкладышей, изготовленных из частей левых аэрофотоснимков стереопар.

Для изучения стереомодели местности вдоль трассы линейного объекта используют простейшие стереоскопические приборы — *стереоскопы*. Стереоскоп устанавливают на фотосхему таким образом, чтобы изучаемый участок местности располагался под левым зеркалом прибора, а под правое зеркало размещают соответствующий участок-вкладыш. Перемещаясь таким образом по фотосхеме, изучают стереоскопическую модель местности по всему маршруту. Однако следует иметь в виду, что получаемые с помощью фотосхем стереоскопические модели непригодны для производства измерительных работ и служат лишь для общей обзорной оценки местности и трассы линейного сооружения.

Фотосхемы используют в качестве промежуточного материала для дешифрирования, нанесения рельефа, предварительного трассирования и для решения других общих инженерных задач, не требующих точного знания координат точек местности.

## 20.4. ФОТОТРИАНГУЛЯЦИЯ

Основной задачей камеральных работ является стереофотограмметрическая обработка аэрофотоснимков с последующим получением топографических планов и ЦММ. Однако для этой цели требуются аэрофотоснимки, исправленные от искажений и приведенные к одному масштабу.

Для трансформирования и монтажа аэрофотоснимков для каждого из них необходимо знать координаты по меньшей мере четырех контурных точек. Очевидно, задача была бы решена, если бы в процессе наземных полевых работ по планово-высотному обоснованию аэросъемки было бы создано необходимое количество опознаков. Однако для этого требуются слишком большие затраты труда и времени, поэтому на практике ограничиваются минимальным числом опознаков, а дальнейшее сгущение опорных контурных точек осуществляют камерально.

Методы сгущения опорных контурных точек в камеральных условиях, необходимых для трансформирования аэрофотоснимков, называют *фототриангуляцией.*

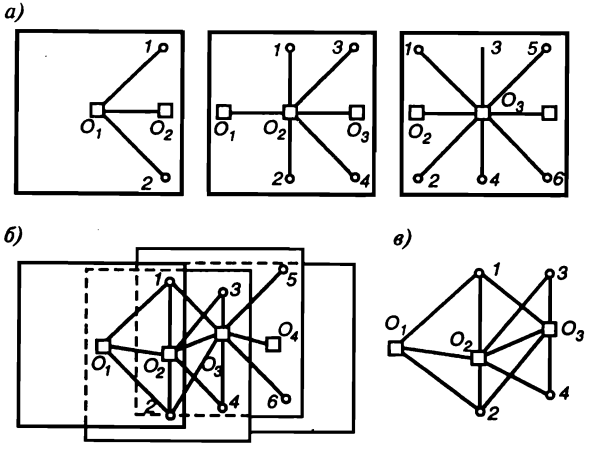
Метод плановой фототриангуляции основан на том свойстве аэрофотоснимков, что углы между направлениями, проведенными из точки нулевых искажений, равны горизонтальным углам между теми же направлениями на местности.

При плановой аэрофотосъемке, когда углы отклонения оптической оси АФА от отвесной линии не превышают 3°, при относительно спокойном рельефе местности вполне допустимо вместо точки нулевых искажений использовать главную точку снимка либо любую рядом лежащую контурную точку на расстоянии, не превышающем $\frac{f_k}{50}$, мм. Такие контурные точки называют *центральными.* И только при построении фототриангуляции в горных районах в качестве вершины углов обязательно принимают *точку надира.*

Построение фототриангуляции (в частности, маршрутной) непосредственно по аэрофотоснимкам возможно лишь при продольном их взаимном перекрытии не менее 55%. В этом случае на каждом аэрофотоснимке будет *зона тройного перекрытия* и главная точка каждого снимка изобразится на смежных снимках (рис. 20.6). Например, точка $O_2$ снимка *II* изобразится на снимках *I* и *III.*

На каждом снимке накалывают центральную точку и центральные точки соседних аэрофотоснимков. Линии, соединяющие эти точки на каждом снимке, называют *базисами.* Затем в зоне тройного перекрытия выбирают контурные точки 1, 2 и 3, 4 и т. д., называемые *связующими* (рис.20.6, *б*). Из центральной точки каждого аэрофотоснимка проводят направления на все связующие точки (рис. 20.6, *а*).

На листе бумаги строят первый базис (например, $O_1O_2$) и при помощи кальки или восковки переносят с аэрофотоснимков направления на связующие точки, прочерченные с концов этого базиса. Пересечения соответствующих направлений определит плановое расположение связующих точек 1, 2 и 3, 4 и т. д. (рис. 20.6, *в*). Таким образом получают сеть неориентированной плоской триангуляции в масштабе базиса $O_1O_2$.




Р и с. 20.6. Маршрутная фототриангуляция:

*а* — центральная точка снимка с поперечными направлениями; *б* — базис; *в* — построение на плане базиса и плановых опорных точек

Для использования полученной таким образом сети фототриангуляции при трансформировании аэрофотоснимков и составлении фотопланов ее *редуцируют*, т. е. приводят к заданному масштабу и ориентируют относительно принятой системы координат. Для редуцирования фототриангуляционной сети необходимо иметь среди ее точек не менее двух с известными координатами, полученными в результате выполненных наземных геодезических работ, при этом эти точки должны размещаться по возможности в начале и конце триангуляционной сети.

В настоящее время в связи с развитием электронной стереофотограмметрии вместо графической фототриангуляции стали применять аналитическую с использованием специального программного обеспечения и компьютерной обработки.

## 20.5. ТРАНСФОРМИРОВАНИЕ АЭРОФОТОСНИМКОВ. ФОТОПЛАНЫ

Для подготовки топографических планов местности и ЦММ по материалам аэрофотосъемки требуются аэрофотоснимки, исправленные от искажений и приведенные к одному требуемому масштабу.

Процесс преобразования аэрофотоснимков, полученных при наклонном положении оптической оси АФА в положение, соответствующее отвесному ее направлению с одновременным приведением изображения к заданному масштабу, называют *трансформированием.*

Сущность трансформирования заключается в преобразовании центральной проекции аэрофотоснимка, имеющего наклон в момент съемки,

в проекцию, соответствующую горизонтальному положению аэрофотоснимка при заданной высоте фотографирования. В процессе трансформирования исключают ошибки, связанные с наклоном аэрофотоснимков и неравенством высот фотографирования. Кроме того, сводятся к минимуму искажения, связанные с рельефом местности, посредством выбора надлежащей плоскости трансформирования.

Практическая задача трансформирования состоит в восстановлении того положения аэрофотоснимка, которое он занимал относительно плоскости местности в момент фотографирования. Из существующих методов трансформирования еще нередко используют фотомеханический способ с применением специальных приборов — *фототрансформаторов* (рис. 20.7), которые имеют станину *1*, осветитель *2*, кассету *3*, объектив *4* и экран *5*.

Для автоматического сохранения резкости изображения при перемещении кассеты *3*, объектива *4* и экрана *5* относительно друг друга современные фототрансформаторы снабжены специальными устройствами — *инверсорами.*

Искажения аэрофотоснимков за счет наклона оптической оси АФА в момент фотографирования исключаются за счет придания кассете и экрану фототрансформатора взаимного положения, соответствующего наклону снимка в момент фотографирования. Необходимый масштаб трансформированного снимка устанавливают изменением расстояния от объектива фототрансформатора до экрана.

Фотомеханическое трансформирование аэрофотоснимков может быть реализовано одним из следующих способов:

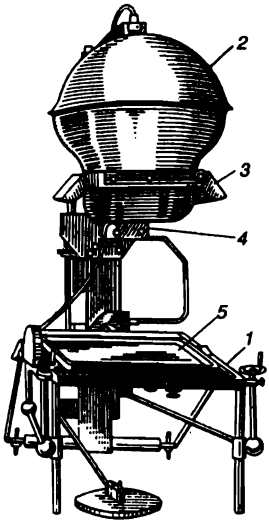
по известным элементам внешнего ориентирования каждого аэрофотоснимка;

по опорным точкам фототриангуляционной сети.

Суть второго, наиболее часто используемого способа состоит в совмещении четырех опорных точек на негативе с четырьмя соответствующими точками на основе. При таком совмещении негатив автоматически занимает положение, которое он имел в момент фотографирования относительно снимаемой местности. Заменив на экране фототрансформатора основу с опорными точками фототриангуляции на фотобумагу, производят экспонирование и получают аэрофотоснимок, не имеющий искажений за наклон оптической оси АФА и приведенный к заданному масштабу.

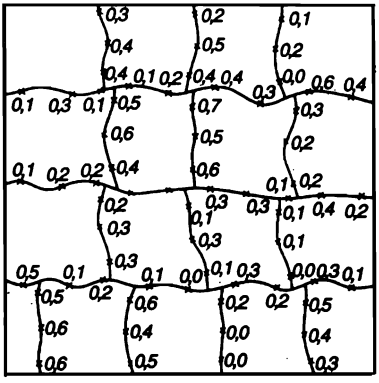
*Фотопланом* называют уменьшенное фотографическое изображение местности, построенное из трансформированных аэрофотоснимков.

Фотоплан монтируют на твердой основе из трансформированных снимков. Для этого в местах опорных точек пуансоном пробивают отверстия. Монтаж фотоплана ведут помаршрутно, устанавливая на основе по-




Р и с. 20.7. Общий вид фототрансформатора:

*1* — станина; *2* — осветитель; *3* — кассета; *4* — объектив; *5* — экран



Р и с. 20.8. Корректурный лист фотоплана

ложение каждого снимка по опорным точкам с закреплением грузиками. После проверки контрольными проколами смещения одноименных контуров (допускаемое смещение до 0,5 мм) оба снимка разрезают скальпелем по средней части перекрытия и приклеивают к основе. Затем переходят к монтажу следующего снимка и т. д.

После монтажа второго маршрута делают общий разрез по середине поперечного перекрытия. Аналогичным образом монтируют последующие маршруты. Фотоплан обрезают по рамке трапеции и оставляют за рамкой поля определенной ширины.

По окончании монтажных работ осуществляют корректуру фотоплана и окончательное его оформление. Корректуру производят посредством оценки смещения одноименных контуров по порезам между снимками, по рамкам соседних трапеций и по опорным точкам (рис. 20.8).

Различают фотопланы контурные (без рельефа) и топографические (с изображением рельефа горизонталями) — фотокарты.

## 20.6. ДЕШИФРИРОВАНИЕ АЭРОФОТОСНИМКОВ

Процесс опознания на аэрофотоснимках объектов местности, выявление их свойств, определение качественных и количественных характеристик называют *дешифрированием*.

Дешифрирование осуществляют на фотосхемах, фотопланах либо непосредственно на аэрофотоснимках. Различают дешифрирование полевое, камеральное и комбинированное.

При *полевом дешифрировании* визуально сличают изображения объектов на аэрофотоснимках с местностью. В ходе полевого дешифрирования фиксируют также объекты, не отобразившиеся на снимках, а также получают дополнительную информацию о местности, которую невозможно получить изучением только одних материалов аэросъемок (названия населенных пунктов, проходимость болот, скорости течений, глубины бродов, размеры малых водопропускных сооружений и т. д.). Полевое дешифрирование является наиболее полным и достоверным, однако требует больших затрат труда и времени. В ряде случаев полевое дешифрирование осуществляют с воздуха. В этом случае его называют *воздушным*.

*Камеральное дешифрирование* базируется на анализе дешифровочных признаков изображения различных контуров и объектов местности. При камеральном дешифрировании, кроме собственно материалов аэросъемок, широко применяют и другие документы и материалы, содержащие топографическую, инженерно-геологическую, гидрометеорологическую, экономическую и другие виды информации о местности. Камеральное дешифрирование основано на учете дешифровочных признаков, раскрывающих содержание, характер объектов и контуров местности. К таким признакам относят прежде всего форму изображений, его размеры и тон. Форма изображаемых на снимках объектов и контуров местности является наиболее надежным дешифровочным признаком.

Размеры изображенных на аэрофотоснимках объектов дают о них дополнительную информацию, учитывающую и, в частности, количественную информацию. Тон изображения объекта в сочетании с другими признаками дает существенное повышение качества и надежности камерального дешифрирования.

Различают прямые и косвенные признаки дешифрирования.

К *прямым признакам* относят форму, размеры, тень, цвет, тон объекта, своеобразное распределение тональности по его поверхности и т. д.

К *косвенным признакам* относят отразившиеся на аэрофотоснимках существующие в природе взаимообусловленность и взаимосвязи между явлениями и объектами: геоморфологические, геоботанические, гидроморфологические и другие. Например, по характеру растительного покрова можно судить о почвенно-грунтовом и гидрогеологическом строении местности, по очертанию русла реки в плане можно судить о типе руслового процесса, по староречьям о его темпе и т. д.

Существенно расширяют возможности камерального дешифрирования использование в сочетании с плановой других видов аэросъемок:

перспективной, цветной, многозональной, тепловой и радиолокационной.

В табл. 20.1 представлены характерные дешифровочные признаки основных объектов топографического дешифрирования.

Таблица 20.1

| № п/п | Объекты топографического дешифрирования | Главные дешифровочные признаки |
|---|---|---|
| 1 | Пашня | В зависимости от увлажненности и типа растительности изменяется тон от светло-серого до серого. Искусственные прямолинейные границы контуров. |
| 2 | Луг | Серый тон, криволинейные очертания, сухой луг светлее заливного |
| 3 | Еловый лес | Пестрый рисунок из-за разновысотности деревьев. Кроны светлее и меньше, чем промежутки между ними. Стереофотограмметрический прибор выявляет конусообразность деревьев |
| 4 | Сосновый лес | Однообразный светло-серый рисунок, характерный для примерно одинаковой высоты деревьев. Кроны закругленные |
| 5 | Лиственный лес | Значительно светлее хвойных, небольшие промежутки между кронами |
| 6 | Кустарник | Более слыбый тон по сравнению с лесом, короткие тени. Нет густого сплошного массива, нет просек |
| 7 | Сады | Четкие ряды деревьев, которые изображаются на снимках в виде черных точек |
| 8 | Тропинки | Тонкие светло-серые линии |
| 9 | Проселочные дороги | Извилины, неровные края земляного полотна, переменная его ширина |
| 10 | Автомобильные дороги | Очень светлые широкие полосы, обрамленные светлыми полосками (обочинами, кюветами). Геометрически правильные закругления |
| 11 | Железные дороги | Светлые полосы с плавными закруглениями, с прилегающими широкими полосами (полосами отвода) |
| 12 | Мосты на дорогах | Изменение ширины полотна. Тени от опор и пролетных строений |
| 13 | Скаты | Различная освещенность. Скаты, обращенные к солнцу, светлее ровных мест и скатов, наклоненных от солнца |
| 14 | Линии электропередачи и связи | На залесенных участках опознаются по просекам, на открытых местах — по незапаханным местам, на пашне — по теням |
| 15 | Водная поверхность | Водная поверхность глубоких и спокойных водоемов отображается черным тоном, который заметно светлее в мелких местах с песчаным дном, в водоемах с мутной водой, с поверхностью, покрытой рябью от ветра |

| № п/п | Объекты топографического дешифрирования | Главные дешифровочные признаки |
|---|---|---|
| 16 | Колодцы | Темные пятнышки (мокрые места) и ведущие к ним тропинки |
| 17 | Броды | Большое количество дорожек и тропинок, выходящих к берегу реки. В самом русле видны отмели светлого тона |
| 18 | Геодезические знаки (сигналы и пирамиды) | Сигналы и пирамиды на аэроснимках М 1 : 50 000 совершенно не опознаются; в М 1 : 35 000 они могут быть опознаны при расположении их на пашне по наличию незапаханной под знаком площади. На аэроснимках М 1 : 18 000 можно различить тень от знака, а в М 1 : 8 000 непосредственно опознается сам знак |

При *комбинированном дешифрировании* наиболее рационально используют возможности камерального и полевого наземного и воздушного дешифрирования. При этом камерально определяют бесспорно опознаваемые объекты местности. Остальные объекты и дополнительную информацию о местности получают на основе дополнительных полевых наземных и воздушных обследований.

При комбинированном дешифрировании полевому обследованию нередко подвергают лишь некоторые характерные участки местности — *эталоны*, что в значительной мере облегчает задачу камерального дешифрирования трасс линейных объектов большой протяженности.

В последние годы в стране стали применять при дешифрировании материалов аэросъемок новые средства автоматизации и вычислительной техники.

## 20.7. СТЕРЕОФОТОГРАММЕТРИЧЕСКАЯ ОБРАБОТКА АЭРОФОТОСНИМКОВ

Стереофотограмметрическая обработка материалов аэрофотосъемок необходима для получения топографических карт, электронных карт (ЭК), топографических планов и цифровых моделей местности (ЦММ).

До недавнего времени эти задачи решались исключительно с использованием универсальных стереофотограмметрических приборов, обеспечивающих последовательное решение всех задач процесса подготовки топографических карт, планов и ЦММ:

внутреннее ориентирование аэрофотоснимков, т. е. построение связок проектирующих лучей;

взаимное ориентирование снимков стереопар, т. е. построение геометрической модели местности;

внешнее ориентирование геометрической модели местности;

определение координат точек местности, съемку контурных линий и рельефа.

Когда известны элементы внешнего ориентирования, то на универсальных стереофотограмметрических приборах решают прямую фотограмметрическую засечку, т. е. снимки в стереоприборе устанавливают по известным элементам внешнего ориентирования. В результате получают стереоскопическую модель местности, фотограмметрическая обработка которой дает возможности подготовки топографических карт, планов и ЦММ.

Для подготовки топографических планов в автоматическом режиме на графопостроителях и ЦММ используют стереофотограмметрические приборы с автоматической регистрацией измеряемых координат точек местности с непосредственной их записью в память компьютера или на магнитные носители информации (дискеты, компакт-диски).

Универсальные стереофотограмметрические приборы позволяют осуществлять сгущение опорной геодезической сети аэрофотосъемки, т. е. строить фототриангуляционные сети.

В зависимости от конструкции в стереофотограмметрических приборах используют разные принципы построения связей проектирующих лучей, поэтому их разделяют на две группы: приборы со связками проектирующих лучей, *подобными* существующим в момент фотографирования; приборы с *преобразованными* связками проектирующих лучей.

По конструктивным особенностям стереофотограмметрические приборы разделяют на оптические, механические, оптико-механические, аналитические и автоматизированные стереофотограмметрические системы.

*Оптические* универсальные стереофотограмметрические приборы (двойные проекторы, мультиплексы, стереопланиграфы) имеют по меньшей мере две проектирующие системы, с помощью которых создают стереоскопические модели местности.

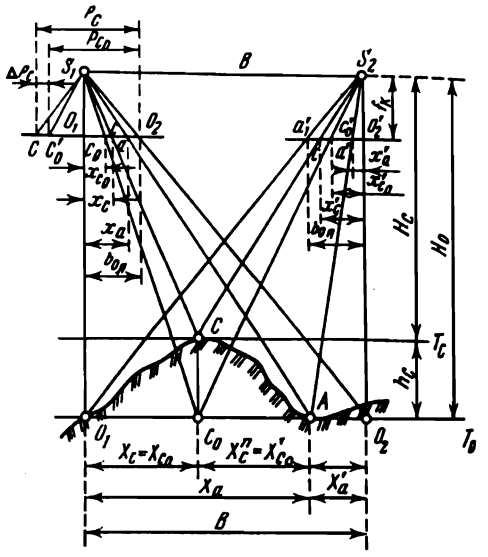
*Механические* универсальные стереофотограмметрические приборы (стереоавтографы, стереопроекторы, стереокартографы, стереометрографы) обеспечивают построение связок лучей и стереоскопических моделей посредством системы прецизионных рычагов и линеек.

В *оптико-механических* универсальных приборах (фотостереографы) связки проектируемых лучей получают оптическим путем, а стереоскопические модели — посредством механизмов.

На *аналитических* универсальных стереофотограмметрических приборах (аналитические плоттеры) в ходе стереофотограмметрической обработки стереопар осуществляется вычисление и регистрация геодезиче-

ских координат точек местности на компьютере, которые используются для подготовки топографических карт, планов и ЦММ.

И наконец, при использовании электронных стереоскопических изображений местности уже нет необходимости в использовании каких-либо стереофотограмметрических приборов вообще, поскольку стереофотограмметрическая обработка электронных стереопар осуществляется непосредственно на компьютере с использованием *автоматизированных систем цифровой фотограмметрии* (АСЦФ), обеспечивающих аналитическое решение любых фотограмметрических задач, включая автоматизированную подготовку топографических карт, планов и ЦММ.




Р и с. 20.9. Схема определения превышений на стереопаре горизонтального случая аэросъемки

Фотограмметрические измерения аэрофотоснимков при проектировании объектов строительства сводятся главным образом к измерению длин линий, горизонтальных углов, превышений и определению трехмерных координат характерных точек местности.

Самым универсальным способом измерений является определение трехмерных координат точек местности ($X$, $Y$, $H$). Очевидно, зная геодезические координаты соответствующих точек, можно вычислить горизонтальные расстояния между ними, дирекционные углы и превышения. Кроме того, координаты точек служат непосредственной информацией как для подготовки ЦММ, так и для автоматического оформления топографических планов на графопостроителях.

Превышения и высоты точек местности по аэрофотоснимкам плановых аэросъемок устанавливают по продольным параллаксам. Схема к определению превышений для двух горизонтальных аэрофотоснимков стереопары представлена на рис. 20.9.

*Продольные параллаксы точек* представляют собой разности абсцисс изображений на левом и правом снимках стереопары в фотограмметрической системе координат, для которой ось $x$ ориентирована по направле-

нию базиса фотографирования, а ось $y$ — по перпендикуляру влево от главных точек аэрофотоснимков.

Как следует из рис. 20.9, продольные параллаксы любых точек (например, $A$ и $C$) могут быть выражены базисом фотографирования $b_0$ в масштабе изображения на аэрофотоснимке:

$$p_a = \frac{Bf_k}{H_a}; \qquad p_c = \frac{Bf_k}{H_c}, \tag{20.5}$$

при этом продольные параллаксы точек местности, размещающихся на одной и той же горизонтальной плоскости, будут одинаковы. Например, для случая, представленного на рис. 20.9, $H_a = H_{c0}$ из выражения (20.5) имеем:

$$p_a = p_{c0}. \tag{20.6}$$

Этим свойством пользуются при съемке рельефа местности. Очевидно, что продольные параллаксы точек, расположенных на разных горизонтальных плоскостях, будут разными, а разность продольных параллаксов будет характеризовать превышения между ними:

$$\Delta p_{ac} = p_c - p_a = \frac{Bf_k}{H_0 - h_{ac}} - \frac{Bf_k}{H_0} = \frac{Bf_k h_{ac}}{H_0(H_0 - h_{ac})}. \tag{20.7}$$

Если представить $B = b_0 \dfrac{H_0}{f_k}$, то величина превышения $h_{ac}$ между точками $A$ и $C$ определится

$$h_{ac} = \frac{\Delta p_{ac} H_0}{b_0 + \Delta p_{ac}}, \tag{20.8}$$

где $b_0$ — базис фотографирования в масштабе аэрофотоснимка; $p_a$ и $p_c$ — продольные параллаксы точек $A$ и $C$ местности соответственно; $f_k$ — фокусное расстояние аэрофотокамеры.

С использованием представленных зависимостей по стереомоделям местности решают такие задачи, как фотограмметрическое нивелирование трасс линейных сооружений, рисовку горизонталей, определение высотного положения характерных точек местности для подготовки ЦММ и автоматического вычерчивания топографических планов местности.

Так как в общем случае плановая аэрофотосъемка отлична от горизонтальной (аэрофотоснимки имеют небольшой наклон к горизонту), то

для получения истинных значений разностей параллаксов $\Delta p$ аэрофотоснимки необходимо трансформировать.

Целесообразно использовать и другой путь определения превышений и высот точек местности, заключающийся в измерениях на стереофотограмметрических приборах разностей продольных параллаксов $\Delta p'_{ac}$ с последующим введением поправок $\delta p_{ac}$, определяемых аналитическим путем на компьютере по известным элементам внешнего ориентирования, тогда

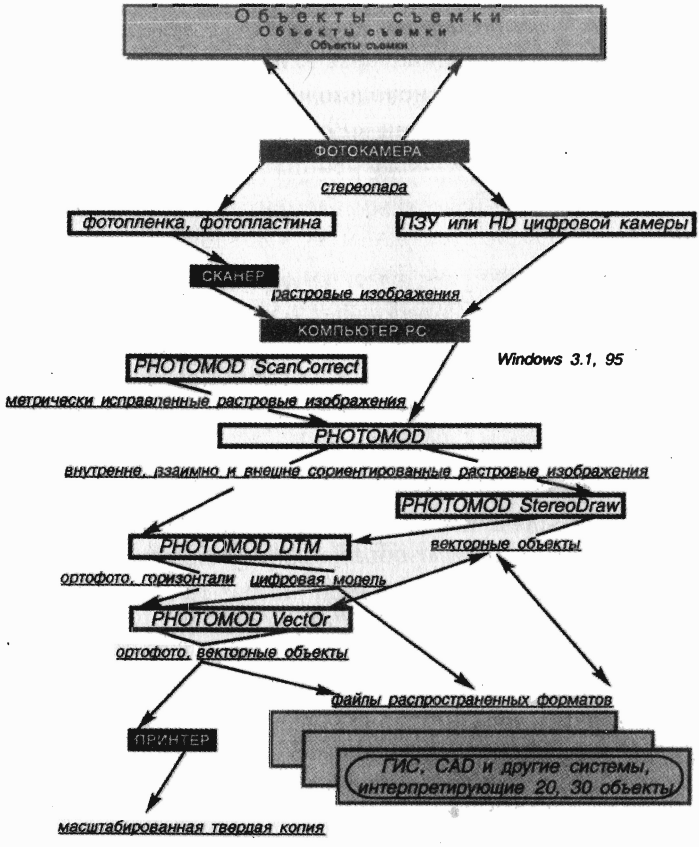
$$\Delta p_{ac} = \Delta p'_{ac} + \delta p_{ac}. \qquad (20.9)$$

При использовании универсальных стереофотограмметрических приборов (типа стереопроектора СПР-3) такие поправки вводятся автоматически в ходе измерений с помощью специальных механических приспособлений — корректоров.

## 20.8. АВТОМАТИЗИРОВАННАЯ СИСТЕМА ЦИФРОВОЙ ФОТОГРАММЕТРИИ «PHOTOMOD»

Многие современные технологии и методы, ранее практически нереализуемые, в связи с ускоренным развитием средств автоматизации и вычислительной техники в настоящее время становятся повседневным рабочим инструментом, доступным не только проектно-изыскательским организациям и фирмам, но и отдельным частным пользователям. Это относится прежде всего к ГИС-технологиям и системам автоматизированного проектирования САПР.

Наиболее важной, но и весьма трудоемкой операцией при использовании этих технологий является подготовка исходной информации для проектирования (топографические крупномасштабные планы и ЦММ) и пространственная интерпретация исходных данных с точки зрения технологичности, наглядности и информативности. В этом плане наиболее трудоемкой является *фотограмметрическая обработка* стереопарных фотографических изображений местности. Тем не менее сравнительно небольшой объем изыскательских работ, выполняемых методами наземных фототеодолитных и воздушно-космических аэросъемок, был обусловлен прежде всего огромной стоимостью даже минимального комплекса стереофотограмметрических приборов, их размерами и весом, сложностью технического обслуживания и ремонта и, главное, потребностью в квалифицированных кадрах, обладающих профессиональным опытом работы с конкретным парком таких приборов.




Р и с. 20.10. Принципиальная технологическая схема обработки стереопарных изображений с использованием АСЦФ «Photomod»

Синтез компьютерных технологий обработки растровых изображений местности и методов фотограмметрической обработки стереопар привел к появлению *автоматизированных систем цифровой фотограмметрии* (АСЦФ). Одной из таких АСЦФ является отечественная система «Photomod».

Автоматизированная система цифровой фотограмметрии «Photomod», работающая в операционной среде WINDOWS, реализуется на персональных компьютерах с умеренными характеристиками. Система максимально автоматизирована, обеспечивает возможность работы оператора в режиме стереоскопической визуализации и предназначена для решения

широкого круга задач, начиная с обработки материалов космических и аэросъемок до решения задач ближней стереофотограмметрии.

На рис. 20.10 дана принципиальная технологическая схема обработки стереопарных изображений с использованием автоматизированной системы цифровой фотограмметрии «Photomod».

Структура АСЦФ «Photomod» и принципы ее функционирования следующие.

*База данных* (БД) является одним из основных структурных элементов системы, обеспечивающая связь программных модулей, управление их работой и хранение исходных данных и результатов измерений. БД включает в себя растровые изображения стереопары, параметры ориентирования и точек планово-высотного обоснования съемки, промежуточные и окончательные результаты расчетов и изображения.

*Внутреннее ориентирование и дополнительные параметры.* В качестве исходных данных осуществляют ввод координат главных точек снимков и фокусного расстояния фотокамеры $f_k$. Ввод главных точек осуществляют непосредственно с изображения снимков путем позиционирования маркера либо с помощью координатных меток или вводом пиксельных или физических координат. Дополнительными параметрами являются: тип и ориентация системы координат, таблицы дисторсии, единицы измерений и т. д.

*Данные планово-высотного обоснования стереофотосъемки.* Для внешнего ориентирования стереопар и получения результатов измерений в абсолютной системе координат пользователь должен ввести данные о точках планово-высотного обоснования. В системе используются два типа опорных данных: точки изображения с известными трехмерными координатами (пункты государственной геодезической сети, опознаки, точки съемочного обоснования, корректурные точки и т.д) и (или) опорные отрезки (пары точек изображения с известными расстояниями между ними). Для получения данных в абсолютной системе координат необходимо ввести минимум 3—4 опорные точки для каждой стереопары. В случае ввода только опорных отрезков (минимум 1—2 отрезка) пользователь может получать данные в условной системе координат.

*Взаимное и внешнее ориентирование стереопар.* Взаимное и внешнее ориентирование стереопар в рамках системы производится в автоматическом режиме при условии задания (можно приблизительного) пользователем как минимум трех соответственных точек на левом и правом снимках, далее система автоматически уточняет положение точек с субпик-

сельной точностью и находит дополнительное количество соответственных точек. После субпиксельного трансформирования изображений пользователь может производить измерения трехмерных координат точек местности.

Системой предусмотрена возможность работы при недостатке или полном отсутствии данных о внутреннем ориентировании (например, при неизвестном фокусном расстоянии камеры), однако для этого пользователь должен ввести данные не менее чем о 5 опорных точках.

*Стереоскопическая визуализация и измерения.* Все измерения трехмерных координат характерных точек снимаемого участка местности могут осуществляться в двух режимах: автоматическом, с использованием курсора, следующего по рельефу, и ручном — в стереоскопическом режиме визуализации. В последнем случае пользователь может перемещать маркер в трехмерном пространстве и позиционировать его в точку наблюдения с помощью клавиатуры компьютера и манипулятора — «мышь».

*Реализация стереоскопической визуализации.* В системе «Photomod» для реализации стереоскопической визуализации снимаемого объекта могут быть задействованы два метода. *Анаглифический метод*, когда изображение со специальной смешанной палитрой рассматривают через специальные очки с цветными (красным и циановым) светофильтрами. Метод позволяет выдавать стереоскопические изображения на цветной плоттер. С использованием *затворных жидкокристаллических очков*, обеспечивающих раздельную передачу на правый и левый глаза наблюдателя соответствующих растровых изображений за счет синхронизации мигания развертки экрана и срабатывания затворов.

*Построение и редактирование ЦММ.* Система обеспечивает построение цифровых моделей местности (ЦММ) в автоматическом режиме. Для этой цели пользователь задает размеры и положение сетки в плоскости изображения, на основе которой система будет строить трехмерную сеточную модель рельефа местности или исследуемого объекта. В системе предусмотрены три типа таких моделей: регулярная, адаптивная и гладкая, которые выбираются пользователем в зависимости от конкретной решаемой задачи. На основе полученных ЦММ производится расчет горизонталей и готовятся топографические планы местности. Сеточные ЦММ могут экспортироваться в любые распространенные форматы.

*Векторизация по растру* (отображение ситуационных особенностей местности) служит для создания и редактирования векторных объектов

на растровой основе. В качестве объектов можно использовать: точки, полилинии, полигоны, прямоугольники и текстовую информацию с возможностью измерения длин линий и площадей как в плане, так и в продольном или поперечном профиле. Системой предусмотрена возможность создания, измерения, печати и экспортирования до 5-ти слоев векторных объектов.

*Векторизации в стереоскопическом режиме.* Служит для создания и редактирования векторных объектов в стереоскопическом режиме визуализации. Предусмотрен режим векторизации с использованием только манипулятора — «мышь», при этом движение маркера в плоскости экрана осуществляется перемещением «мыши», а управление маркером по высоте — ее клавишами.

Краткая характеристика основных программных модулей АСЦФ «Photomod».

*Корреляционный модуль* является одной из важнейших частей системы. Он позволяет автоматически определять соответственные точки снимков стереопары с субпиксельной точностью, многократно увеличивая производительность труда оператора при проведении ориентирования, измерениях и построении ЦММ и топографических планов. Определение соответственных (опорных) точек легко осуществляется даже при работе с изображениями плохого качества.

*Модуль взаимного ориентирования и трансформирования снимков* позволяет придавать снимкам то взаимное угловое расположение, которое они занимали в момент фотографирования, и преобразовывать исходные изображения в трансформированные (выполнение функций фототрансформатора). Существенным преимуществом этого программного модуля является возможность проведения взаимного ориентирования стереопары при неточном знании параметров элементов внутреннего ориентирования, что обеспечивает функционирование системы при решении задач с неполным набором исходных данных.

*Модуль абсолютного (внешнего) ориентирования снимков.* В зависимости от набора исходных данных позволяет работать как в абсолютной, так и в условной системах геодезических координат. Введение данных об избыточном количестве опорных точек позволяет компенсировать ошибки, внесенные на этапе взаимного ориентирования из-за неточности параметров внутреннего ориентирования.

*Модуль построения ЦММ и ортоизображений (топографических планов).* Достоинством этого модуля является возможность построения ЦММ в автоматическом режиме с последующим (если необходимо) руч-

ным редактированием. Позволяет вычислять реальные метрические характеристики векторных объектов (координаты, длины, площади). Модуль позволяет строить полутоновые изображения поверхности рельефа, производить высотную окраску рельефа, «натягивать» реалистическое (левое) изображение на сеточную модель и визуализировать полученную поверхность в произвольном ракурсе.

*Основные задачи, решаемые с использованием системы «Photomod»:*

проведение высокоточных трехмерных измерений;

создание ЦММ;

автоматические расчет и визуализация горизонталей;

построение точных ортоизображений (топографических планов и карт);

цветная стереоскопическая визуализация;

векторизация (создание векторных объектов) планов и карт;

обучение основам современной фотограмметрии.

*Точность получаемых результатов зависит от следующих факторов:*

масштаба съемки;

качества фотопленки и съемочной аппаратуры;

качества полученных негативов;

точности координат используемых опорных точек;

числа опорных точек в пределах зоны взаимного перекрытия каждой стереопары;

разрешающей способности и геометрической точности используемого сканера;

квалификации оператора.

Следует отметить чрезвычайную значимость этапа сканирования фотоснимков в технологии цифровой фотограмметрии. Поэтому во всех случаях целесообразно использование высокоточных (и, к сожалению, очень дорогих) фотограмметрических сканеров или в крайнем случае относительно недорогих полиграфических сканеров (типа AGFA, UMAX и т. д.) после их обязательной калибровки.

Например, если снимок масштаба 1:10 000 отсканирован с разрешением 600 dpi, цена пиксела на местности составит 10 000 x 42,3 мкм ≅ 42 см, соответственно ошибка модели составит не более 40 см, что соответствует точности плана масштаба 1:5000. При сканировании того же снимка с разрешением 1200 dpi цена пиксела составит порядка 21 см, а ожидаемая ошибка — не более 20 см, что соответствует точности плана масштаба 1:2000.

# Глава 21. НАЗЕМНО-КОСМИЧЕСКАЯ СЪЕМКА МЕСТНОСТИ

## 21.1. ОБЩЕЕ ПОНЯТИЕ О СИСТЕМАХ СПУТНИКОВОЙ НАВИГАЦИИ «GPS»

Уровень традиционных технологий производства топографо-геодезических работ в настоящее время уже существенно не соответствует современным требованиям выполнения инженерных изысканий и системного автоматизированного проектирования по объемам, срокам и стоимости производства работ, требованиям к инженерно-геодезическому сопровождению строительных процессов и эксплуатации инженерных сооружений и, наконец, не соответствует современному уровню развития средств автоматизации и вычислительной техники.

*Спутниковые Навигационные Системы (СНС)* — специальный комплекс космических и наземных технических средств, программного обеспечения и технологий, предназначенных для решения широкого круга актуальных задач, связанных прежде всего с оперативным и точным определением местоположения относительно Земного сфероида человека, транспортных средств, технических систем и объектов при решении навигационных, оборонных, инженерно-геодезических, геолого-разведочных, экологических и других задач.

Спутниковые навигационные комплексы, созданные впервые в США — «NAVSTAR» и в СССР — «ГЛОНАСС» (ГЛОбальная НАвигационная Спутниковая Система), вошли в международную практику решения военных, навигационных, инженерных и других проблем под названием «Global Positioning System» («GPS») или дословно — Глобальная Система Позиционирования (местоопределения). Поэтому в дальнейшем Спутниковые Навигационные Системы (СНС) будем называть, используя международную аббревиатуру («GPS»).

Возможность оперативного определения координат местоположения имеет столь существенное значение в жизни современного человечества, что системы «GPS» рассматривают как «Новое достояние цивилизации». Появление спутниковых навигационных систем, уже ставших доступными рядовому пользователю, безусловно, предопределит в ближайшем будущем качественное изменение содержания и методов производства большинства видов инженерно-геодезических работ.

Принципы функционирования «GPS» основаны на определении местоположения по расстояниям до группы высокоорбитальных навигационных искусственных спутников Земли, выполняющих роль точно координированных точек отсчета (подвижных пунктов геодезической сети).

Каждая из систем спутниковой навигации состоит из трех самостоятельных подсистем: **А**, **Б** и **В**.

**А** — подсистема орбитального комплекса, состоящая из высокоорбитальных искусственных спутников Земля (ИЗС) и средств вывода их на орбиты. Каждый спутник имеет на борту несколько высокоточных атомных часов — эталонов частоты. Спутники постоянно транслируют координатные радиосигналы и навигационные сообщения и создают тем самым единое глобальное навигационное поле.

Создание в нашей стране орбитального комплекса «ГЛОНАСС» штатного состава из 24 навигационных спутников было начато в октябре 1982 г. и завершено в декабре 1995 г. Искусственные спутники «ГЛОНАСС» равномерно распределены в трех орбитальных плоскостях, разнесенных относительно друг друга на 120°. Плоскостям соответственно присвоены номера 1, 2 и 3 с возрастанием в сторону вращения Земли, при этом номинальные значения абсолютных долгот идеальных плоскостей зафиксированы:

$$215°15'00'' + 120°(i-1), \qquad (21.1)$$

где $i$ — номер орбитальной плоскости.

Номинальные расстояния между соседними спутниками «ГЛОНАСС» по аргументу широты составляют 45°. Спутникам 1-й орбитальной плоскости присвоены номера с 1 по 8, спутникам 2-й орбитальной плоскости — с 9 по 16 и спутникам 3-й орбитальной плоскости — с 17 по 24. Орбитальные плоскости сдвинуты относительно друг друга по аргументу широты на 15°.

Навигационные спутники системы NAVSTAR размещены в шести орбитальных плоскостях, по четыре спутника в каждой.

Высота орбиты навигационных спутников системы «ГЛОНАСС»-19100 км, системы «NAVSTAR»-20180 км.

Период обращения спутников системы «ГЛОНАСС» — 11 часов 15 минут 44 секунды, системы «NAVSTAR» — 12 часов.

Наклонение орбиты системы «ГЛОНАСС» — 64,8°, системы «NAVSTAR» — 55,0°.

Такая конфигурация орбитальной структуры спутниковых навигационных систем обеспечивает глобальную и непрерывную зоны действия системы, а также оптимальную геометрию взаимного расположения спутников для повышения точности определения координат.

Навигационные спутники систем «GPS» непрерывно излучают радиосигналы различной точности. Так, для системы «ГЛОНАСС» предусмотрены навигационные сигналы двух типов:

Высокой точности (ВТ) — предназначен исключительно для решения задач Министерства Обороны РФ.

Стандартной точности (СТ) — доступен всем потребителям.

Для системы «NAVSTAR» предусмотрены навигационные сигналы трех типов:

Protected (P-code) — защищенный, предназначенный прежде всего для нужд МО США.

Selective Availability (S/A) — избирательной доступности, преднамеренно создавая значительный и непредсказуемый уход спутниковых часов создает значительные ошибки в определении местоположения для общегражданского круга пользователей.

Clear Acquisition (C/A) — легкой распознаваемости, т. е. — это общегражданский код.

**Б** — наземная подсистема контроля и управления состоит из группы станций слежения, нескольких станций загрузки на ИЗС и главной станции. Эта подсистема осуществляет мониторинг целостности системы и является первичным источником информации, поставляемой пользователям. Ее основными задачами являются:

контроль за работой навигационных ИЗС;

сбор информации для определения и прогноза орбит (эфемерид);

формирование единой временной системы всего орбитального комплекса и ее синхронизация относительно Всемирного времени и экспортирование данных в память бортовых компьютеров навигационных ИЗС.

Эфемеридно-временная информация закладывается в память ИЗС дважды в сутки, что обеспечивает высокую точность навигационных определений.

**В** — подсистема пользователей состоит из комплекса аппаратно-программных средств, реализующих основное назначение «GPS» — определение координат для геодезического применения.

Главными факторами широкого использования аппаратуры пользователей «GPS» являются:

всепогодность;

оперативность первого определения координат (менее 3 минут от включения приемника);

непрерывность определения координат (каждые 0,5 с);

малые габариты и вес приемников;

малая энергоемкость;

простота эксплуатации;

высокая точность;

сравнительно небольшая стоимость.

Данные позиционирования представляются в любом удобном для пользователя цифровом виде: в различных географических системах ко-

ординат или в любой прямоугольной системе координат с возможностью описания и систематизации объектов позиционирования.

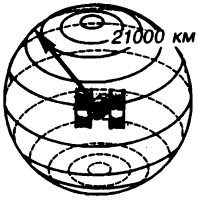
В настоящее время спутниковые навигационные системы уже нашли широкое применение в следующих областях: военной; на космическом, воздушном, морском, речном, автодорожном, железнодорожном и других видах транспорта; в геодезии, картографии, океанографии; при производстве геофизических и геолого-разведочных работ; в лесном хозяйстве и землеустройстве; рыболовном хозяйстве; в экологическом мониторинге; в научно-исследовательских работах, в том числе, фундаментальных и других сферах человеческой деятельности.

В части инженерной геодезии и инженерного дела это безусловно революционный прорыв в будущее, который влечет за собой как радикальное изменение парка инженерно-геодезического оборудования, так и технологий и методов производства работ.

## 21.2. ПРИНЦИПЫ ОПРЕДЕЛЕНИЯ КООРДИНАТ ТОЧЕК МЕСТНОСТИ С ИСПОЛЬЗОВАНИЕМ «GPS»

*Основной принцип «GPS»* — использование навигационных искусственных спутников Земли в качестве подвижных геодезических пунктов (точно координированных точек отсчета) для определения расстояний до них по времени распространения излучаемых ими радиосигналов и вычисления координат на Земле на основе тригонометрических соотношений.

Если предположить, что точное местоположение любого используемого навигационного спутника системы в любой момент времени известно, и известно, как определить расстояния до каждого из них, то основополагающая идея «GPS» оказывается простой.

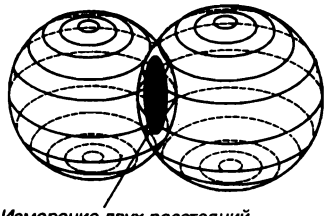



Р и с. 21.1. Определение области местоположения точки по одному навигационному спутнику Земли

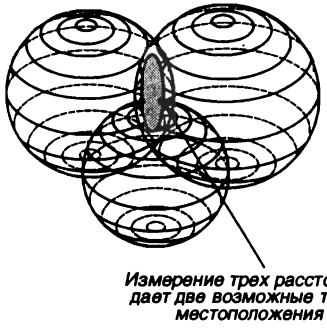
Допустим, мы не знаем своих координат и пытаемся их определить, используя для этой цели навигационный спутник **А**, находящийся в настоящий момент времени на расстоянии 21 000 км от нас (рис. 21.1).

Очевидно, область нашего местонахождения в космическом пространстве резко сократится и нас следует искать где-то на сфере с центром в спутнике **А** и радиусом 21 000 км.

Если же при этом известно, что расстояние от искомой точки до второго навигационного спутника




Р и с. 21.2. Определение области местоположения точки по двум навигационным спутникам Земли




Р и с. 21.3. Определение местоположения точки по трем навигационным спутникам Земли

**B** составляет 22 000 км, то единственной областью местонахождения будет линия пересечения двух сфер с центром в спутнике **A** и радиусом 21 000 км и с центром в спутнике **B** и радиусом 22 000 км, т. е. окружность (рис. 21.2).

И наконец, если измерить расстояние еще и до третьего навигационного спутника **C**, равное скажем 23 000 км, то возможное местоположение искомой точки уже будет сведено всего к двум точкам, находящимся на пересечении сферы с радиусом 23 000 км с окружностью, полученной от пересечения сфер с радиусами 21 000 и 22 000 км (рис. 21.3).

Обычно одно из двух возможных решений является нереальным — например, точка расположена слишком далеко от поверхности Земли, либо имеет неправдоподобно большую скорость. Поэтому, программное обеспечение компьютеров приемников «GPS» автоматически выделяет истинное местоположение искомой точки из двух возможных. Таким образом, чтобы определить точное местоположение точки, *теоретически* достаточно трех измерений до трех навигационных спутников. Однако, как будет установлено далее, существует техническая причина, по которой для точного определения местоположения точки требуется еще и, как минимум, четвертое измерение до четвертого навигационного спутника.

Определив расстояния как минимум до четырех навигационных спутников (подвижных геодезических пунктов), в дальнейшем для определения координат (местоположения) точки, решают обычную задачу обратной трилатерации, т. е. обратной линейной засечки.

## 21.3. ИЗМЕРЕНИЕ РАССТОЯНИЙ ДО НАВИГАЦИОННЫХ СПУТНИКОВ «GPS»

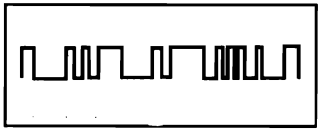
В связи с тем, что любая «GPS» основана на определении расстояний до навигационных спутников, очевидно должны быть разработаны и соответствующие методы их определения.

*Основной принцип* определения расстояний до навигационных спутников состоит в измерении времени, за которое радиосигнал спутника достигает приемника на Земле, и в последующем вычислении по этому времени искомого расстояния.

Поскольку радиоволны распространяются с огромной скоростью, т. е. со скоростью света (около 300 000 км/с), нужно уметь очень точно определять момент выдачи сообщения навигационным спутником и момент его приема приемником «GPS» на Земле. Очевидно разница (сдвижка) во времени выдачи сигнала спутником и его приемом на Земле даст время распространения сигнала а, следовательно, и расстояние до данного спутника. При таком подходе часы в системе должны быть исключительно точными и совершенными. Действительно, при ошибке в определении времени распространения радиосигнала всего на 0,01 с ошибка в определении расстояния составит порядка 3000 км.

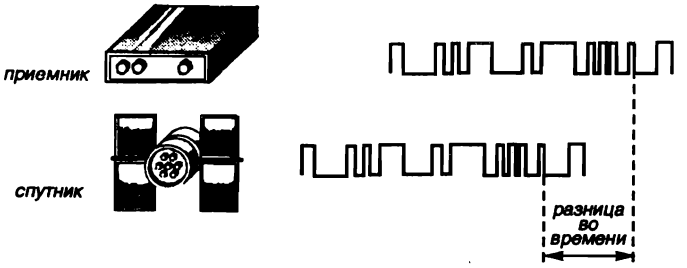
На каждом навигационном спутнике, в связи с этим, установлен комплект из 4-х самых точных *атомных часов*, которые чрезвычайно дороги и громоздки. На всех приемниках «GPS» вынужденно, устанавливают очень дешевые и компактные *кварцевые часы*, которые, однако, существенно уступают по точности хода атомным.

Главной трудностью определения времени распространения радиосигнала является точное выделение момента времени, в которое радиосигнал был передан со спутника. В системах «GPS» эта задача решена синхронизацией сигналов навигационных спутников в Космосе и приемников «GPS» на Земле таким образом, чтобы они точно в одно и то же время генерировали один и тот же бинарный (двоичный) код. Бинарный код — это очень сложная, тщательно подобранная и кажущаяся случайной последовательность логических нулей и единиц, которая повторяется каждую миллисекунду. Такие специально усложненные коды (для надежности и однозначности их сравнения) называют *псевдослучайными кодами* (рис. 21.4).



Р и с. 21.4. Псевдослучайный код

Учитывая, что псевдослучайные коды на спутниках и приемниках строго синхронизированы, для определения времени распространения радиосигнала и, следовательно, расстояния до данного спутника, достаточно принять от него радиосигнал и




Р и с. 21.5. Определение времени распространения радиосигнала по сдвижке псевдослучайных кодов

сопоставить его с точно таким же псевдослучайным кодом приемника. Сдвиг одного кода по отношению к другому будет соответствовать времени прохождения радиосигнала от навигационного спутника до приемника «GPS» (рис. 21.5).

Поскольку точность измерения времени распространения радиосигнала кварцевыми часами приемников существенно уступает точности хода атомных часов навигационных спутников, возникает проблема устранения смещения шкалы времени приемников «GPS».

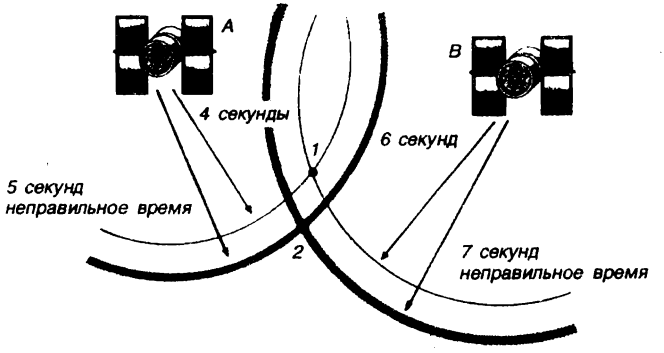
Можно легко установить, что если *три точных* измерения времени распространения радиосигналов спутников позволяют определить точное местоположение точки в трехмерном пространстве, то то же самое обеспечивают *четыре неточных* измерения времени.

Для облегчения понимания этого принципа рассмотрим решение этой задачи в двухмерном пространстве, т. е. на плоскости, временно исключив одно измерение.

Представим себе, что мы находимся на расстоянии в 4 с от спутника **А** и в 6 с от спутника **В**. Этих двух точных измерений было бы достаточно для однозначного определения местоположения точки *1* на плоскости (рис. 21.6, *1*).

Таким образом, местоположение точки *1* было бы установлено, если бы часы приемников «GPS» были бы столь же совершенны, как и атомные часы на навигационных спутниках. Теперь представим себе, что условно часы в приемниках отстают на одну секунду. Тогда расстояния до искомой точки были бы установлены с соответствующими ошибками и составили соответственно до спутника **А** — 5 с и до спутника **В** — 7 с. В результате положение искомой *точки 1* было бы ошибочно определено в точке *2* (рис. 21.6, *2*).

Следует иметь в виду, что внешне это бы выглядело абсолютно правильным результатом, поскольку у нас нет возможности установить, что часы приемника отстают.

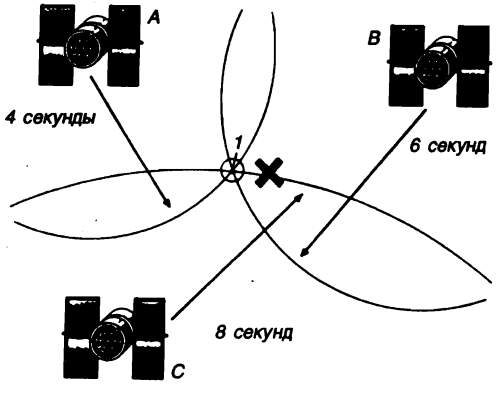



Р и с. 21.6. Определение местоположения точки на плоскости по двум измерениям: *1* — по двум точным измерениям; *2* — ошибочное определение местоположения точки по двум неточным измерениям

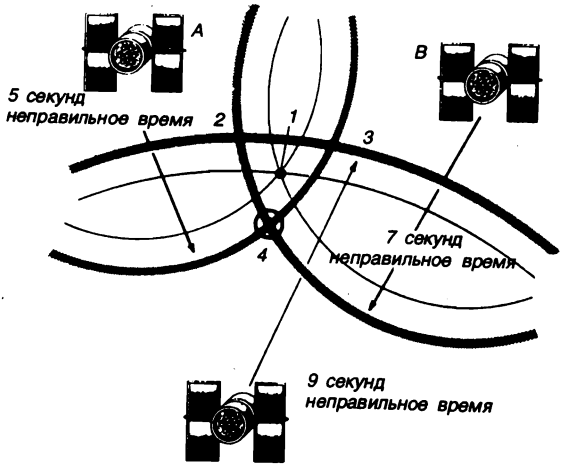
Если к этим построениям добавить еще одно измерение, что в двухмерном пространстве означает измерение расстояния до спутника **C**, равного, скажем, 8 с, то все три точных измерения дадут положение искомой точки *1* на пересечении трех соответствующих окружностей (рис. 21.7).

Если учесть, что часы приемника несколько отстают, то в результате трех неточных измерений будут получены три возможных местоположения одной искомой точки (точки *2*, *3* и *4*), которая может одновременно находиться на расстояниях 5, 7 и 9 с соответственно от спутников **A**, **B** и **C**, что физически невозможно (рис. 21.8).

Штриховые окружности на рисунках соответствуют не истинным дальностям, а так называемым «псевдодальностям», т. е. расстояниям, измеренным по неточным часам приемников «GPS». Если начать изме-




Р и с. 21.7. Определение местоположения точки *1* на плоскости по трем точным измерениям




Р и с. 21.8. Определение местоположения точки на плоскости по трем неточным измерениям:

*1* — точное местоположение точки; *2,3,4* — варианты ошибочного определения местоположения

нять ошибочные расстояния с некоторым одинаковым шагом (в данном случае уменьшать), то можно в конце концов прийти не к трем, а к единственному правильному решению в точке *1*. Точное местоположение точки *1* можно также установить решив систему из трех уравнений с тремя неизвестными (правильными расстояниями до спутников). Таким образом, в двумерном пространстве (на плоскости) три неточных измерения дают тот же точный результат, что и два точных измерения.

Программное обеспечение компьютеров приемников «GPS» построено таким образом, что когда в них поступают измерения, не дающие пересечения в одной точке, то в результате решения по меньшей мере четырех уравнений с четырьмя неизвестными (для трехмерного пространства) находится единственная точка, соответствующая исправленным значениям расстояний до четырех навигационных спутников, т. е. таким образом устраняется неточность хода часов приемника.

*Для определения точного местоположения* искомой точки в трехмерном пространстве требуется по меньшей мере четыре неточных измерения расстояний (псевдодальностей) до четырех навигационных спутников.

Для определения с необходимой точностью местоположения точек, в системах «GPS» учитывают и другие возможные источники ошибок.

Поскольку в системах «GPS» навигационные искусственные спутники Земли используются как точки отсчета (т. е. как подвижные пункты геодезической сети), то орбиты спутников и местоположение каждого из

них на орбитах (эфемериды) должны быть в любой момент времени точно известны. Поэтому каждый приемник «GPS» содержит в памяти своего компьютера «альманах», т. е. непрерывно обновляемый справочник, из которого может быть определено точное местоположение любого спутника орбитального комплекса на любой момент времени.

Незначительные отклонения местоположения навигационных спутников от теоретических орбит (ошибки эфемерид), связанные с влиянием гравитационного поля Солнца и Луны, а также давления солнечного света, обнаруживаются наземными контрольными станциями слежения. Вычисленные поправки к орбитам передаются обратно на спутники, заменяя собой прежнюю информацию в памяти бортовых компьютеров. Спутники помимо непрерывной подачи кодовых радиосигналов ежеминутно передают на Землю поправки к своему орбитальному положению, обновляя альманахи каждого приемника «GPS».

И наконец, в системах «GPS» учитывают погрешности, связанные с задержками прохождения радиосигналов через ионосферу и тропосферу Земли. Эти погрешности учитывают либо введением усредненных поправок, либо использованием специальных приемников, работающих на двух радиосигналах разной частоты. В последнем случае *ионосферные и тропосферные задержки* прохождения радиосигналов определяются непосредственно в ходе измерений, поскольку они *обратно пропорциональны квадрату частоты радиоизлучения.*

Необходимость для определения местоположения точек измерения расстояний по меньшей мере до четырех навигационных спутников, необходимость учета разнообразных погрешностей измерения расстояний, а также назначение производимых измерений предопределили большое разнообразие конструкций приемников «GPS».

## 21.4. ПРИЕМНИКИ «GPS»

Все, получившие распространение в практике производства инженерных работ приемники, можно условно разделить на две обширные группы.

К *первой группе* относят приемники, работающие по принципу последовательного (поочередного) отслеживания и измерений расстояний до навигационных спутников рабочего созвездия.

Ко *второй группе* — приемники, отслеживающие и обеспечивающие измерение расстояний одновременно до четырех и более навигационных спутников, т. е. ведущие измерения параллельно.

Внутри каждой из этих двух групп существует большое разнообразие GPS-приемников различного назначения и конструктивных особенностей.

*Одноканальные приемники,* наиболее экономичные и дешевые, используют в тех случаях, когда не требуется вести измерения «в режиме реального времени», т. е. непрерывно и не требуется измерения скорости объекта, на котором установлен приемник. Прежде чем вычислить координаты местоположения, одноканальный приемник должен выполнить последовательно четыре отдельных измерения до четырех различных спутников. Вся операция по определению координат одной точки может занимать от 2 до 30 с, что во многих случаях может оказаться вполне приемлемым.

Тем не менее одноканальным приемникам свойственны некоторые недостатки:

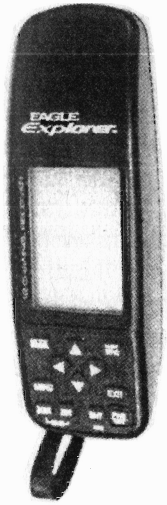
с помощью такого приемника нельзя производить измерения с подвижного объекта (например, с автомобиля при кинематической съемке плана и продольного профиля автомобильной дороги);

в ходе каждого цикла из четырех измерений приемник должен оставаться неподвижным;

работа одноканальных приемников по определению координат прерывается в моменты, когда навигационные спутники передают свои информационные сообщения, прием и расшифровка каждого из которых занимает около 30 с.

*Двухканальные приемники* работают по следующему принципу. Когда один канал приемника производит обработку результатов временных измерений до одного спутника, другой канал устанавливает радиоконтакт с очередным спутником для проведения измерений. Закончив цикл частичной обработки данных, первый канал мгновенно переключается на измерения до очередного спутника без потери времени на его «захват» и «прослушивание». Тем временем второй канал, называемый *административным,* обращается к следующему спутнику и т. д. Административный канал используется для приема информационных сообщений спутников без прерывания процесса определения координат местоположения и может быть использован для обработки временных измерений. Кроме того, современные двухканальные приемники программируются для слежения за более чем четырьмя спутниками и в тех случаях, когда за одним из рабочих спутников оказывается потерян контроль, мгновенно используется другой, без перерыва процесса определения координат. Все это существенно ускоряет работу приемников.

*Многоканальные приемники (непрерывного слежения).* Такие приемники одновременно отслеживают 4 и более спутников. Многоканальные приемники, используемые при производстве инженерно-геодезических работ, могут иметь 4, 6, 8, 10, 12 и даже 24 канала слежения. Кроме очевидного преимущества — непрерывного определения координат в режиме реального времени, скорости и траектории движения, многоканаль-




Р и с. 21.9. Одночастотный 12-канальный GPS-приемник навигационного класса точности «Eagle Explorer»

ные приемники могут обрабатывать сигналы всех спутников рабочего созвездия, видимых в настоящий момент на небосклоне, а некоторые приемники одновременно и спутников разных орбитальных систем: NAVSTAR (США) и ГЛОНАСС (Россия).

*Одночастотные и двухчастотные приемники.* Кроме приемников (одно/двухканальных и многоканальных), работающих на одной частоте радиоволн в практике инженерно-геодезических работ используют и многоканальные двухчастотные приемники, работающие с использованием кодов на двух частотах: 1575,72 MHz и 1227,6 MHz. Приемники такого уровня обеспечивают более точное определение координат точек местности, в связи с возможностью дифференцированного учета для каждого рабочего спутника ионосферных и тропосферных задержек, а также обеспечивают быструю инициализацию (присваивание начальных значений) приемника, что особенно актуально в местах, где могут часто блокироваться сигналы спутников.

По точности определения координат и назначению различают приемники следующих классов:

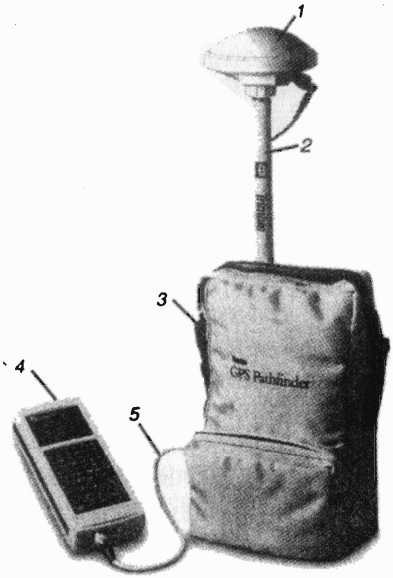
*навигационного класса* с точностью определения координат 150—200 м;

*класса картографии и ГИС* с точностью определения координат 1—5 м;

*геодезического класса* с точностью определения координат до 1 см.

Приемники навигационного класса дешевы и компактны (рис. 21.9).

Приемники навигационного класса точности призваны решать главным образом навигационные задачи на транспорте, в народном хозяйстве (например, при поиске полезных ископаемых и т. д.) и отдыхе.




Р и с. 21.10. Одночастотный 12-канальный GPS-приемник класса точности картографии и ГИС «Pathfinder ProXL»:

*1* — компактная антенна с обтекателем; *2* — полуметровая сборная стойка; *3* — сумка для переноса системы; *4* — накопитель TDC1; *5* — кабель загрузки данных

Приемники класса точности картографии и ГИС также относительно дешевы и доступны проектно-изыскательским и строительным организациям (рис. 21.10).

Точность приемников класса картографии и ГИС может быть существенно повышена при базовом варианте их использования в случае применения базовых станций (см. ниже п. 21.5) и они могут быть использованы при решении большинства инженерно-геодезических задач, включая задачи, решаемые в режиме реального времени (например, съемка плана и продольного профиля существующей автомобильной дороги с движущегося автомобиля).

Приемники геодезического класса точности весьма недешевы, однако даже в автономном режиме работы обеспечивают определение координат точек местности с точностью до 1—3 см в кинематическом режиме и до 1 см при статических измерениях, и поэтому применимы для решения практически любых инженерно-геодезических задач.

При огромном многообразии приемников «GPS», обеспечивающих выполнение инженерно-геодезических задач на изысканиях и в строительстве, нужно стремиться приобретать приемники и геодезические системы, работающие не только с орбитальным комплексом США «NAVSTAR», но, прежде всего, работающие с отечественной навигационной системой «ГЛОНАСС».

## 21.5. ОРГАНИЗАЦИЯ ГЕОДЕЗИЧЕСКИХ РАБОТ С ИСПОЛЬЗОВАНИЕМ БАЗОВЫХ СТАНЦИЙ «DGPS»

Использование сравнительно недорогих GPS-приемников класса точности определения координат картографии и ГИС, дающих ошибки до нескольких метров оказывается возможным и для измерений геодезического класса точности (до 1 см), если использовать методику дифференциального (относительного) позиционирования в режиме работы с базовыми станциями, получившими название «Differential GPS» — «DGPS».

Технология дифференциального позиционирования основана на том, что ошибки определения абсолютных координат разными приемниками одних и тех же марок в пределах одного локального участка местности практически одинаковы. Тогда, если установить DGPS-приемник (базовую станцию) в точке с точно известными координатами, можно определять разницу между эталонными и GPS-координатами и ретранслировать поправки по радиоканалам на другие (ведомые) GPS-приемники.

Базовую DGPS-станцию устанавливают на точке с точно известными высотой и плановыми координатами (например, на пункте государственной геодезической сети) либо на пункте, специально созданном в любом

удобном месте и привязанном традиционными методами наземной геодезии к пунктам государственной геодезической сети.

Сверхточные измерения с использованием приемников относительно невысокой точности сводятся к непрерывному сбору данных в течение некоторого отрезка времени при неподвижном приемнике и точном знании координат некоторой «опорной» точки, в которой установлена DGPS-станция. Современные GPS-приемники геодезического класса и даже класса картографии и ГИС уже позволяют выполнять съемочные работы в режиме «кинематической съемки», т. е. в режиме перемещения реечников от точки к точке, в каждой из которых координаты мгновенно регистрируются геодезистом на магнитные носители простым нажатием кнопки. То же самое можно делать и при выполнении съемки в реальном масштабе времени плана и профиля существующих автомобильных дорог при их реконструкции с движущегося автомобиля при скорости до 30 км/ч.

Высокую точность определения координат точек местности при использовании базовых DGPS-станций можно обеспечить приемниками умеренной точности, находящимися на расстоянии в пределах до 10 км от базовой DGPS-станции. Корректирующий сигнал автоматически устраняет все возможные ошибки системы, независимо от того, связаны ли они с неточностью хода часов, ошибками эфемерид или ионосферными и тропосферными задержками радиосигналов. Именно по этой причине в качестве ведомых могут использоваться не только дорогие двухчастотные, но и относительно дешевые одночастотные приемники (рис. 21.11).

Работу с базовыми опорными DGPS-станциями организуют двумя способами.

В *первом способе* с опорной станции по телеметрическим каналам ведомым приемникам передаются сообщения об ошибках, а затем их компьютеры обрабатывают эти сообщения совместно с собственными данными о местоположении, определенном по спутниковым сигналам.

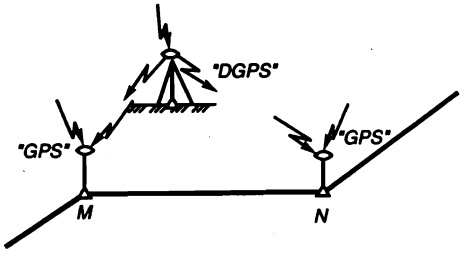



Рис. 21.11. Схема геодезических измерений с использованием базовой станции «DGPS»

Во *втором способе* базовая DGPS-станция работает в режиме «псевдоспутника». Станция передает сигналы той же структуры, что и спутники, т. е. содержащие псевдослучайные коды и информационные сообщения. Ведомые приемники обрабатывают сигналы базовой станции в одном из своих

неиспользованных каналов, т. е. получают данные коррекции тем же путем, что и данные об эфемеридах от навигационных спутников орбитального комплекса.

## 21.6. ИСПОЛЬЗОВАНИЕ GPS-ТЕХНОЛОГИЙ ПРИ ИЗЫСКАНИЯХ АВТОМОБИЛЬНЫХ ДОРОГ

В рамках современной технологии изысканий автомобильных дорог при проектировании на уровне САПР-АД, а также при традиционных изысканиях, наряду с широким применением электронной наземной геодезии (электронные тахеометры, светодальномеры, регистрирующие нивелиры и т. д.), аэрофотосъемки и наземной стереофотограмметрии GPS-технологии в настоящее время стали находить все более широкое применение для решения следующих задач:

топографические крупномасштабные съемки местности на полосе варьирования трассы и для проектирования различных сооружений автомобильных дорог;

привязка геологических выработок и пунктов геофизических измерений на полосе варьирования трассы;

создание планово-высотных обоснований аэросъемок, фототеодолитных и тахеометрических съемок местности;

использование в качестве аэронавигационного оборудования при производстве аэросъемок различных видов и назначения;

разбивка трасс автомобильных дорог с продольным GPS-нивелированием;

съемка поперечников;

привязка геологических выработок и точек геофизических измерений по трассе автомобильных дорог;

привязка водопостов, съемка гидростворов и морфостворов, GPS-сопровождение гидрометрических работ (подводные съемки, измерения направлений, скоростей течения и расходов воды в реках, измерения расходов руслоформирующих наносов и т. д.);

планово-высотная привязка следов выдающихся и исторических паводков на местности;

съемка пересечений коммуникаций;

кинематические (с движущегося автомобиля) съемки плана и профиля дорог при изысканиях реконструируемых автомобильных дорог;

измерение траекторий автомобилей, параметров и режимов движения транспортных потоков на существующих автомобильных дорогах.

Следует иметь в виду, что в ближайшем будущем GPS-технологии будут постепенно вытеснять традиционные методы и технологии производства изыскательских работ на автомобильных дорогах.

## 21.7. ИСПОЛЬЗОВАНИЕ GPS-ТЕХНОЛОГИЙ ПРИ СТРОИТЕЛЬСТВЕ АВТОМОБИЛЬНЫХ ДОРОГ

В современном строительстве автомобильных дорог и сооружений на них, наряду с широким использованием средств и методов электронной и лазерной геодезии, GPS-технологии стали находить все более широкое применение для решения следующих задач:

детальная разбивка трасс автомобильных дорог;

детальная разбивка земляного полотна;

геодезическое сопровождение строительных процессов;

управление работой строительных машин и механизмов;

создание разбивочных сетей при строительстве мостов, путепроводов, наземной тоннельной триангуляции;

GPS-сопровождение строительных работ при сооружении опор, береговых устоев, монтаже пролетных строений и сооружении мостового полотна мостов и путепроводов;

контроль точности и качества строительно-монтажных работ.

## 21.8. НАЗЕМНО-КОСМИЧЕСКАЯ ТОПОГРАФИЧЕСКАЯ СЪЕМКА МЕСТНОСТИ

Наземно-космические топографические съемки местности с использованием технических средств и технологий спутниковых навигационных систем «NAVSTAR» (США) и отечественной «ГЛОНАСС» производят в системе координат 1942 г. (с эллипсоидом Ф.Н.Красовского в качестве поверхности относимости и прямоугольной проекции Гаусса—Крюгера). Высоты точек местности определяются в Балтийской системе высот 1971 г.

Топографическая съемка местности с использованием GPS-систем уровня точности картографии и ГИС типа «Pathfinder Pro XL» (см. рис. 21.10) может осуществляться по нескольким технологическим схемам.

*Топографическая съемка открытой местности.* Планово-высотное обоснование этой съемки заключается в установке дифференциальной базовой DGPS-станции на одном из пунктов государственной геодезической сети, либо на специальном пункте сети сгущения, размещаемом на возвышенном месте с привязкой его к пунктам государственной геодезической сети традиционными методами наземной геодезии.

Базовая DGPS-станция обеспечивает ретрансляцию поправок к собственным измерениям координат переносными GPS-приемниками по псевдодальностям до рабочего созвездия спутников. Съемкой охватывается участок местности в радиусе до 10 км с субдециметровой точностью,

достаточной для подготовки крупномасштабных планов инженерного назначения и цифровых моделей местности ЦММ. Число реечников ограничивается только количеством имеющихся в наличии у организации производящей работы GPS-приемников. Съемочные работы можно производить практически при любых погодных условиях: в туман, дождь, при снегопаде, сильной запыленности и в темное время суток.

Для обеспечения работы по производству топографических съемок в реальном масштабе времени (т. е. в движении) необходимо перед началом съемочных работ произвести инициализацию (присвоение начальных значений) переносных GPS-приемников, которую осуществляют с помощью контроллера, где кроме того выбирают единицы измерений и системы координат, в которых предполагается выполнение топографической съемки.

Реечники перемещаются по заранее намеченным маршрутам, фиксируя как при обычной тахеометрической съемке все характерные точки местности (переломные точки рельефа, ситуационные и другие характерные точки местности). Координаты точек местности, появляющиеся на дисплее контроллера, записываются на магнитные носители информации простым нажатием кнопки.

Получение информации о местности в цифровом виде на магнитных носителях информации обеспечивает возможность проведения постизмерений в камеральных условиях для уточнения полученных результатов и последующую автоматизированную подготовку топографических планов на плоттерах и подготовку ЦММ для автоматизированного проектирования.

Схему *опережающего создания съемочных геодезических сетей* используют при производстве топографических съемок в закрытой местности, где необходима рубка визирок и просек, установка и закрепление точек съемочного планово-высотного обоснования. Дальнейшая топографическая съемка в лесу может осуществляться комбинированным способом, т. е. с использованием традиционных методов и схем наземной тахеометрии и методами GPS-съемки с использованием GPS-систем, типа «Pathfinder Pro XL», обеспечивающих работу под кронами деревьев.

Схему *постизмерений* используют по окончании полевых работ, для чего информацию с подвижных GPS-приемников и базовых DGPS-станций заносят в память компьютера и с использованием специального программного обеспечения добиваются повышения точности спутникового позиционирования.

# Раздел второй

# ПРИКЛАДНАЯ ГЕОДЕЗИЯ

## Глава 22. ОСОБЕННОСТИ ГЕОДЕЗИЧЕСКИХ РАБОТ ПРИ ИЗЫСКАНИЯХ И СТРОИТЕЛЬСТВЕ ИНЖЕНЕРНЫХ ОБЪЕКТОВ

### 22.1. НАЗНАЧЕНИЕ ГЕОДЕЗИЧЕСКИХ РАБОТ ПРИ ИЗЫСКАНИЯХ И СТРОИТЕЛЬСТВЕ ИНЖЕНЕРНЫХ ОБЪЕКТОВ

Комплекс геодезических работ при инженерных изысканиях для составления проектов строительства выполняют в соответствии с требованиями СНиП 1.02.07—87[1].

Состав и объем инженерных изысканий, масштабы съемок и точности измерений устанавливаются программой изысканий в соответствии с природными условиями района проектирования, стадией проектирования и характером проектируемого объекта.

Основное назначение геодезических работ при изысканиях для проектирования объектов строительства состоит в обеспечении необходимой топографо-геодезической информацией проектных подразделений для качественной разработки проекта и оценки сметной стоимости строительства.

Инженерно-геодезические изыскания выполняют специализированные изыскательские, проектно-изыскательские и проектные организации, которым предоставлено право выполнения таких работ.

В состав инженерно-геодезических изысканий входят:

сбор и анализ имеющихся на район строительства топографо-геодезических материалов прошлых лет;

создание планово-высотных съемочных геодезических сетей;

топографические съемки (наземные и аэрокосмические) в масштабах 1:500—1:10 000, включая съемки подземных и наземных сооружений;

---

[1] Строительные нормы и правила. Инженерные изыскания для строительства. СНиП 1.02.07-87. ЦИТП Госстроя СССР. М., 1987.

обновление топографических планов прошлых лет в масштабах 1:500—1:10 000;

подготовка цифровых моделей местности;

трассирование линейных сооружений и закрепление трассы и ее сооружений на местности;

привязка инженерно-геологических выработок, геофизических точек;

геодезические работы при производстве гидрометеорологических изысканий;

геодезические работы для изучения опасных геологических процессов (например, оползни, карсты, осыпи, переработка берегов водохранилищ и т. д.);

геодезические работы для проектирования реконструкции и технического перевооружения существующих предприятий, зданий и сооружений, включая съемки наземных и подземных сооружений, съемки существующих автомобильных дорог, гидромелиоративных систем и т. д.;

оформление и тиражирование материалов инженерно-геодезических изысканий.

Состав, объемы и точности геодезических работ при строительстве инженерных объектов должны обеспечивать при размещении и возведении объектов строительства соответствие их геометрических параметров содержанию проектной документации, требованиям строительных норм и государственных стандартов.

Геодезические работы являются неотъемлемой частью технологического процесса строительного производства и их осуществляют по единому графику для данного объекта строительства, увязанному со сроками выполнения строительно-монтажных и специальных работ.

При строительстве крупных и сложных инженерных объектов (например, тоннелей, титульных мостовых переходов, аэродромов) нередко требуется разработка проекта производства геодезических работ.

В состав геодезических работ для строительства входят:

создание геодезических разбивочных сетей объектов строительства;

разбивка внутриплощадочных, линейных сооружений и их элементов, временных зданий и сооружений;

создание внутренних разбивочных сетей зданий и сооружений (тоннелей, мостов, путепроводов и т. д.) и производство детальных разбивочных работ;

геодезическое сопровождение работой строительных машин и механизмов;

геодезический контроль строительно-монтажных работ и производство исполнительных съемок с подготовкой исполнительной геодезической документации;

геодезические наблюдения за деформациями зданий и сооружений и их частей.

## 22.2. ИНЖЕНЕРНО-ГЕОДЕЗИЧЕСКИЕ ИЗЫСКАНИЯ

Инженерно-геодезические изыскания должны обеспечивать проектирование объектов строительства топографо-геодезическими материалами и данными, а также обеспечивать выполнение других видов инженерных изысканий (экономических, гидрометеорологических, инженерно-геологических и т. д.).

Для выполнения инженерно-геодезических изысканий должны быть составлены и оформлены техническое задание, программа изысканий, смета и разрешение на производство работ.

На основании технического задания организация, призванная к выполнению изыскательских работ, разрабатывает программу инженерных изысканий, устанавливающую задачи, состав, объемы, методику и последовательность выполнения работ. Программу инженерных изысканий согласовывают с заказчиком в части ее соответствия техническому заданию, составу, очередности и сроков представления исходных данных для проектирования и определения объемов финансирования.

Состав и объемы инженерно-геодезических изысканий зависят не только от природных условий района проектирования и характера проектируемого объекта, но и в значительной мере от стадии проектирования (технико-экономическое обоснование — ТЭО; инженерный проект — ИП; рабочая документация — РД или рабочий проект РП).

Перечисленный выше в 22.1 состав инженерно-геодезических изысканий в определенной мере свойствен всем стадиям проектирования, но имеются и существенные различия:

на ранних стадиях проектирования (ТЭО) инженерно-геодезические работы приходится проводить на больших площадях, что требует использования аэрокосмических методов сбора информации, с последующей камеральной обработкой стереопар и получением топографических планов и ЦММ сравнительно мелких масштабов (1: 2000—1:10 000);

на каждой последующей стадии проектирования широко используют материалы изысканий, выполненных на предшествующих стадиях. При этом площадь обследуемой территории, на которой определяется наиболее рациональное размещение проектируемого объекта, суживается, а масштабы топографических съемок и детализация ЦММ существенно

возрастают и все больший объем топографо-геодезической информации собирают наземными методами;

на стадии предпостроечных изысканий (РД или РП) инженерно-геодезические изыскания выполняют в основном наземными методами с установлением и обозначением на местности осей и положения основных элементов проектируемого объекта.

При изысканиях трасс линейных сооружений (автомобильных и лесовозных дорог, каналов и т. д.) в ходе полевых изыскательских работ как правило выполняют:

полевое трассирование и закрепление трассы на местности;

планово-высотную привязку трассы к пунктам государственной геодезической сети;

топографическую съемку полосы местности вдоль трассы, либо досъемку текущих изменений при наличии топографических планов нужных масштабов и ЦММ необходимой точности;

геодезическое обеспечение других видов изысканий (инженерно-геологических, гидрометеорологических, экономических и т. д.).

При полевом трассировании осуществляют проложение теодолитных или тахеометрических ходов по оси трассы с закреплением вершин углов поворота и створных точек, установку реперов за пределами полосы отвода, разбивку и закрепление пикетажа, элементов кривых, геометрическое либо тригонометрическое нивелирование по трассе и поперечникам.

На застроенных территориях городов и населенных пунктов нередко вместо полевого трассирования выполняют крупномасштабные топографические съемки полосы по выбранной трассе с последующей окончательной камеральной ее укладкой по материалам съемки в принятой системе координат и высот.

Состав и объемы камеральных работ, выполняемых в полевых условиях, должны обеспечивать контроль качества и полноты топографо-геодезических материалов изысканий.

Произошедший переход на принципиально новые технологии и методы системного автоматизированного проектирования (САПР) потребовал и коренного изменения технологий и методов инженерно-геодезических и других видов изысканий объектов строительства. В частности, изыскания линейных сооружений для проектирования на уровне САПР имеют следующие особенности:

инженерно-геодезические и другие виды изысканий осуществляют на полосе варьирования, в пределах которой могут разместиться конкурентоспособные варианты трассы;

резко возрастают объемы собираемой в поле информации, что требует преимущественного применения современных высокопроизводительных методов сбора информации и соответствующих технических

средств: аэрокосмических методов, систем спутниковой навигации, электронной тахеометрии, наземной фотограмметрии, геофизических методов инженерно-геологической разведки и т. д.;

меняется соотношение удельных объемов полевых и камеральных изыскательских работ в сторону производства основного объема работ по сбору топографо-геодезической и других видов информации в камеральных условиях при широком использовании современных средств автоматизации и вычислительной техники;

наряду с традиционными материалами инженерно-геодезических изысканий в виде топографических планов при изысканиях для проектирования на уровне САПР на ту же территорию представляют топографическую информацию в электроном виде — цифровые модели местности (ЦММ);

трассирование линейных сооружений осуществляют камерально по крупномасштабным планам с получением исходных для проектирования продольных и поперечных профилей земли и инженерно-геологических разрезов компьютерными методами с использованием ЦММ.

## 22.3. ГЕОДЕЗИЧЕСКИЕ РАЗБИВОЧНЫЕ РАБОТЫ ПРИ СТРОИТЕЛЬСТВЕ

Геодезические работы при строительстве инженерных объектов начинают с создания геодезической разбивочной основы в виде сети закрепленных знаками геодезических пунктов, определяющих положение сооружения на местности и обеспечивающих выполнение последующих построений и измерений в ходе строительства с минимальными трудозатратами и с необходимой точностью.

Геодезическую разбивочную основу для строительства создают путем привязки к имеющимся в районе строительства пунктам государственной геодезической сети с учетом:

проектного и существующего размещения сооружений и инженерных сетей на стройплощадке;

обеспечение сохранности и устойчивости знаков, закрепляющих пункты разбивочной основы;

геологических процессов, температурно-климатических, динамических и других воздействий в районе строительства, которые могут оказать неблагоприятное воздействие на качество построения и сохранность разбивочных сетей;

использования геодезической разбивочной основы для последующей эксплуатации возводимого объекта, его реконструкции и развития.

Разбивочную сеть инженерного сооружения создают для выноса в натуру и закрепления проектных параметров сооружения, производства детальных разбивочных работ и производства исполнительных съемок.

В зависимости от вида сооружаемого объекта разбивочную сеть строительной площадки создают либо в виде линий регулирования застройки (например, при строительстве автомобильных дорог, мостовых переходов), либо в виде правильной строительной сетки, как правило, с размерами сторон 50, 100, 200 м (например, при строительстве аэродромов).

Высотное обоснование строительства создают в виде нивелирных сетей строительной площадки, опирающихся не менее чем на два репера государственной нивелирной сети. Пункты плановой и высотной разбивочных сетей обычно совмещают.

Построение геодезических разбивочных сетей инженерных сооружений осуществляют методами триангуляции, трилатерации, полигонометрии, засечек и другими методами.

Закрепление пунктов геодезической разбивочной основы строительства осуществляют закладкой геодезических знаков в соответствии с требованиями нормативных документов по геодезическому обеспечению строительства. Создание геодезической разбивочной основы, осуществляемое не менее чем за 10 дней до начала строительных работ, входит в обязанности заказчика. Приемка подрядчиком разбивочной основы для строительства оформляется соответствующим актом, при этом принятые знаки геодезической основы в ходе строительных работ находятся под постоянным наблюдением за их сохранностью и устойчивостью и не реже двух раз в год проверяются путем повторных геодезических измерений (обычно в весенний и осенне-зимний периоды).

Разбивочные работы в ходе строительства выполняют для выноса в натуру от пунктов геодезической разбивочной сети с заданной точностью осей сооружений и высот, определяющих в соответствии с рабочей документацией положение в плане и по высоте частей и конструктивных элементов сооружений.

Непосредственно перед началом строительных работ исполнитель должен проверить положение знаков разбивочной сети повторными геодезическими измерениями. В необходимых случаях (например, при строительстве тоннелей, титульных мостовых переходов и путепроводов) создают внутреннюю разбивочную сеть, посредством привязки к пунктам внешней разбивочной сети.

Точности создания разбивочных сетей при строительстве автомобильных, лесовозных дорог, подъездных путей и вертикальной планировке принимают:

угловых измерений — 30″;

линейных измерений — 1:2000;

определение превышений — 15 мм на 1 км нивелирного хода.

Точность выполнения геодезических работ при строительстве тоннелей, мостов, путепроводов, аэродромов, зданий и сооружений и т. д. принимают существенно выше.

Допустимые отклонения положения частей и элементов инженерных сооружений от проектных, определяемые контрольными геодезическими измерениями, не должны превышать:

$$\delta = tm, \tag{22.1}$$

где $\delta$ — предельно допустимое отклонение; $m$ — средняя квадратическая ошибка разбивочной геодезической сети; $t$ — величина, принимаемая равной 2; 2,5 или 3 в зависимости от вида объекта строительства в соответствии с проектом производства работ.

Определение высотного положения элементов и частей инженерных сооружений с соответствующей точностью, а также перенос высот с исходного горизонта на монтажные, осуществляют, как правило, методом геометрического нивелирования или другими методами, обеспечивающими необходимую точность.

При строительстве инженерных объектов все чаще стали находить применение лазерные геодезические приборы и системы, позволяющие не только осуществлять качественный геодезический контроль в ходе строительно-монтажных работ, но и обеспечивать автоматическое либо полуавтоматическое управление работой строительных машин и механизмов. Широкое внедрение лазерной техники в строительный процесс является непременным залогом существенного повышения производительности и качества строительно-монтажных работ.

## 22.4. ИСПОЛНИТЕЛЬНЫЕ СЪЕМКИ

На заключительном этапе строительного процесса выполняют исполнительные съемки с целью оценки фактического положения вновь построенных сооружений, их элементов, формы, размеров и их соответствия проектным данным.

В процессе строительства и после него ведут учет выполненных работ. Для определения положения в плане и по высоте возводимых сооружений и их частей производят специальные геодезические измерения, совокупность которых называют *исполнительной съемкой.*

Исполнительной съемке подлежат не все части сооружений, а только те, от которых зависит прочность, устойчивость сооружений, точность монтажа, а также последующие условия эксплуатации. Обычно в проекте производства работ устанавливают перечень тех частей сооружения, ко-

торые подлежат исполнительной съемке. Работу по производству исполнительных съемок выполняет заказчик, либо по его заданию — проектная организация, разрабатывавшая проект данного строительного объекта.

При проверке качества возведения тех частей сооружения, которые в процессе последующих строительных работ будут перекрыты другими частями и элементами, производят промежуточные исполнительные съемки с подготовкой необходимой отчетной документации (планы, профили и т. д.).

Исполнительные съемки производят с использованием геодезической разбивочной основы строительства. Геодезический контроль осуществляют измерением превышений, расстояний, углов относительно опорных осей и точек с записью результатов в специальные ведомости, либо на магнитные носители информации. В результате выполненных контрольных геодезических работ и исполнительных съемок устанавливают все отклонения построенного сооружения от проекта, намечают пути их устранения, принимают решение о продолжении последующих строительных работ, либо осуществляют приемку завершенного объекта с соответствующей оценкой качества строительства.

Погрешность измерений при исполнительных съемках допускается не более 0,2 величины отклонений, допускаемых строительными нормами и правилами, государственными стандартами или проектной документацией.

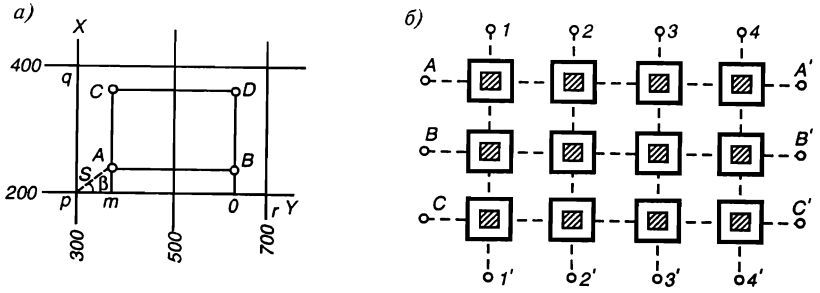
По результатам исполнительной съемки составляют генеральный исполнительный план, отмечая на нем все отклонения от проекта. Генеральный исполнительный план служит основным документом при приемке завершенного объекта, а также используется при последующей его эксплуатации и реконструкции.

# Глава 23. ГЕОДЕЗИЧЕСКИЕ РАБОТЫ НА СТРОИТЕЛЬНЫХ ПЛОЩАДКАХ

## 23.1. РАЗБИВКА ПРИ СТРОИТЕЛЬСТВЕ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ

Разбивку при строительстве зданий и сооружений ведут с соблюдением основного принципа геодезии «от общего к частному». Поэтому вначале определяют на местности положение главных разбивочных осей и только после этого приступают к детальной разбивке, сводящейся к определению на местности положения в плане и по высоте частей и элементов сооружения.

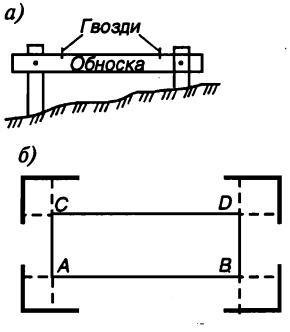
Как правило, основой для перенесения проекта в натуру служит строительная сетка, нанесенная на план и разбитая на местности. При




Р и с. 23.1. Строительная сетка дли разбивки зданий и сооружений:
*а* — главных осей; *б* — колонн каркаса зданий

этом для удобства выполнения разбивочных работ стороны сетки разбивают параллельно главным осям сооружения. В этом случае разбивочные работы сводятся к промерам от соответствующих сторон сетки (рис. 23.1, *а*). Для этого в системе координат строительной сетки вычисляют и наносят на чертеж координаты угловых точек сооружения. Например, положение на местности точек *A* и *B* с координатами $x_a$, $y_a$ и $x_b$, $y_b$ находят с помощью теодолита и мерной ленты относительно сторон сетки.

Для получения на местности точки *A* в вершине *p* строительной сетки устанавливают теодолит и ориентируют его на точку *r*. Вычислив расстояние *pm*, равное $pm = \Delta y = y_a - y_p$, откладывают его от вершины *p* с помощью мерной ленты и таким образом находят положение точки *m* на стороне строительной сетки *pr*. Установив теодолит в точке *m* и сориентировав его на дальнюю вершину *r* строительной сетки при двух кругах строят угол, равный 90°, и откладывают по этому направлению расстояния $mA = x_a - x_p$ и $AC = x_c - x_a$. Полученные таким образом точки *A* и *C* закрепляют на местности. Аналогичным образом находят и закрепляют точки *B* и *D*. Для контроля обязательно выполняют промеры всех сторон сооружения и диагоналей *AD* и *CB*, равенство которых свидетельствует о том, что углы в вершинах зданий *A*, *B*, *C* и *D* равны 90°.




Р и с. 23.2. Строительная обноска:
*а* — схема строительной обноски; *б* — план строительной обноски

Для разбивки тех же точек полярным способом через приращения координат $\Delta x$ и $\Delta y$ вычисляют полярные углы $\beta$ и расстояния от полюса до соответствующих точек *S*. Разбивку методом полярных координат удобно производить с помощью электронного тахеометра. Контрольные промеры длин сторон со-

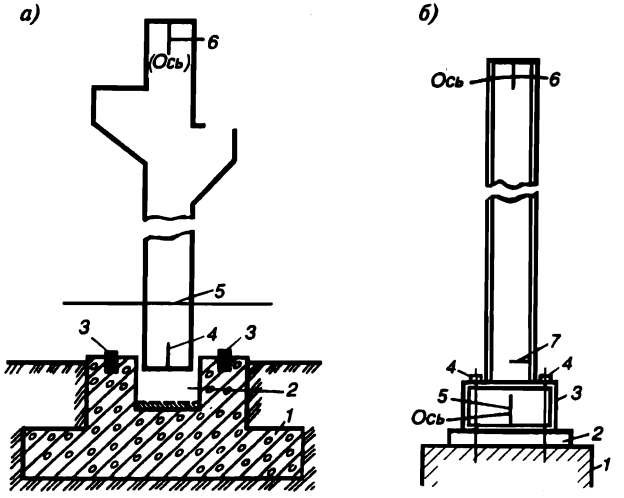
оружения в этом случае являются обязательными. Проверку взаимной перпендикулярности осей сооружения проверяют, устанавливая последовательно теодолит в закрепленных точках. Отклонения от прямого угла не должны превышать допустимых значений.

Для закрепления осей сооружения устраивают строительную обноску, для чего устанавливают столбы и к ним по уровню прибивают доску таким образом, чтобы верхний ее край был горизонтален (рис. 23.2, *а*).

Строительная обноска может быть сплошной вокруг сооружаемого объекта, а может быть только по его углам (рис. 23.2, *б*).

## 23.2. УСТАНОВКА КОЛОНН В ВЕРТИКАЛЬНОЕ ПОЛОЖЕНИЕ

Одной из ответственных задач при строительстве зданий и сооружений каркасного типа является разбивка и установка колонн в вертикальное положение. Используя плановую геодезическую основу (строительную сетку), разбивают оси колонн каркаса (рис. 23.1, *б*). Устанавливают положение осей фундаментов при помощи последовательно устанавливаемых двух теодолитов в точках *А, В, С* и *1, 2, 3, 4*. По вертикальному штриху сетки нитей теодолита на краях фундаментов намечают рисками и керном положение осевых точек. После подготовки колонну поднима-




Р и с. 23.3. Геодезический контроль установки колонн:

*а* — железобетонной колонны в стакан: *1* — фундамент; *2* — стакан; *3* — геодезические знаки; *4* и *6* — осевые риски; *5* — горизонтальная черта, от которой измеряют расстояния до верхних узлов колонны; *б* — металлической колонны: *1* — фундамент; *2* — опорная плита; *3* — башмак колонны; *4* — опорные болты; *5* — нижняя осевая риска; *6* — верхняя осевая риска; *7* — горизонтальная черта

ют краном и устанавливают в стакан фундамента таким образом, чтобы риски низа колонн совпали с рисками, нанесенными на фундаменте (рис. 23.3, *а*).

Перед окончательным закреплением по рискам вверху и внизу колонны отвесность ее поверяют при помощи двух тщательно поверенных теодолитов, устанавливаемых на двух взаимно перпендикулярных осях. Поверку отвесности колонн производят обязательно при двух кругах теодолита. Целесообразно для этих работ также использовать автоколлимационные теодолиты типа Т2А. Верх колонн должен иметь заданную высоту.

При установке металлических колонн их монтируют таким образом, чтобы анкерные болты вошли в соответствующие отверстия башмаков и чтобы осевые метки на кромке основания совпали с осями фундамента (рис.23.3, *б*).

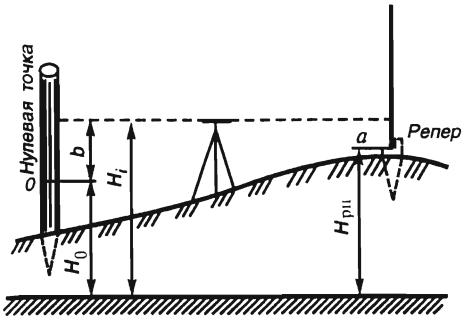
Отклонения в расположении отдельных элементов сооружения в плане и по высоте по отношению к осям или проектным плоскостям при монтаже конструкций не должны превышать ± 5 мм.

## 23.3. ВЫСОТНАЯ РАЗБИВКА ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ. ВЫНОС НА ОБНОСКУ СТРОИТЕЛЬНОГО НУЛЯ

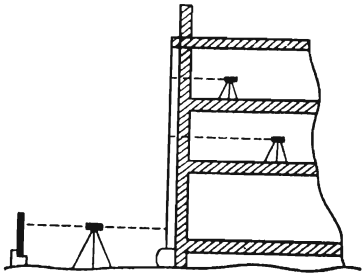
При установке колонн производят нивелирование их верха. Высоты плоскостей консолей и верха колонн иногда определяют путем нивелирования строительных нулей колонн (горизонтальная черта на рис. 23.3) и использования данных обмера до их монтажа.

При высотной разбивке отдельных частей зданий и сооружений (например, при установке балок и плит на этажах в горизонтальной плоскости) пользуются так называемым *строительным нулем*, за который принимают уровень чистого пола первого этажа, абсолютная высота которого $H_0$ известна. Для выноса строительного нуля на обноску (т. е. для нанесения черты, обозначающей строительный нуль) нивелир устанавливают между ближайшим репером и обноской и берут отсчет на репер $a$ (рис. 23.4). Тогда горизонт прибора определится как $H_i = H_{рп} + a$. Очевидно, что отсчет на рейку, если бы она была на строительном нуле, должен быть равен $b = H_i - H_0$. Вычислив отсчет $b$, устанавливают рейку рядом с доской обноски и перемещают ее соответственно вверх или вниз до тех пор, пока вычисленный отсчет $b$ не совпадет со средним штрихом сетки нитей нивелира. Получив нужный отсчет по пятке рейки на обноске проводят масляной краской горизонтальную черту, которую и принимают за строительный нуль.

Далее высотную разбивку зданий и сооружений (например, разбивку оконных и дверных проемов при возведении стен, разработку котлова-




Р и с. 23.4. Схема выноса строительного нуля на обноску

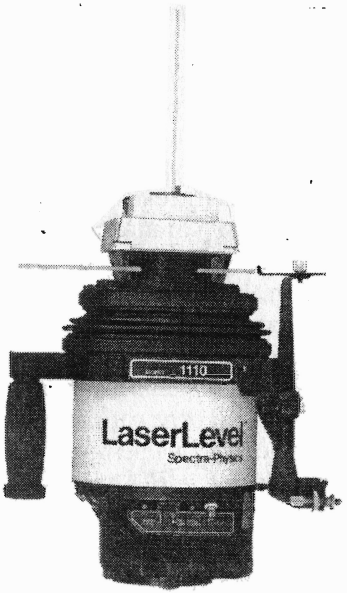


Р и с. 23.5. Схема передачи высот на этажи

нов, строительство фундаментов, монтаж межэтажных перекрытий и т. д.) осуществляют в условной системе высот, отсчитываемых от строительного нуля. Установку балок и плит в горизонтальной плоскости проверяют с помощью нивелира. Передачу высот на вышележащие этажи наиболее просто производить с помощью двух нивелиров и стальной рулетки. При этом для обеспечения неподвижности рулетки подвешенный к ней груз помещают в ведро с водой (рис. 23.5).

В последнее время все чаще при создании разбивочной основы зданий и сооружений (строительных сеток) при установке колонн в отвесное положение и монтаже частей и элементов сооружений стали применять современные лазерные установки, создающие в пространстве взаимно перпендикулярные световые горизонтальные направления и плоскости (рис. 23.6).

При монтаже сложных и уникальных сооружений применение лазерных установок является не только целесообразным, а в ряде случаев просто необходимым.

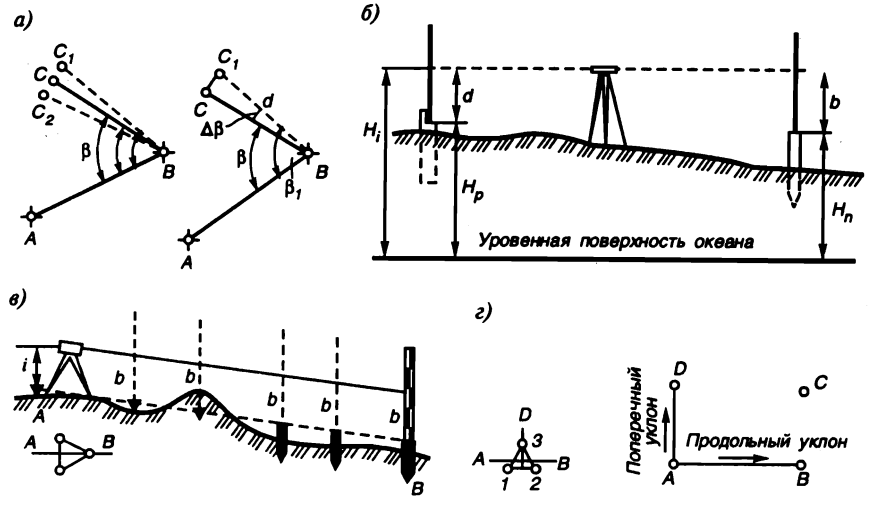



Р и с. 23.6. Лазерная установка «Laser Level — 1110» для монтажа строительных конструкций

## 23.4. ПЕРЕНОС НА МЕСТНОСТЬ УГЛА, ЛИНИИ, ПРОЕКТНОЙ ВЫСОТЫ, ПЛОСКОСТИ С ЗАДАННЫМ УКЛОНОМ

Основными элементами разбивочных работ при строительстве инженерных сооружений являются построение проектного горизонтального угла, отложение проектных расстояний, вынос в натуру проектных высот, а также линии и плоскости проектного уклона.

*Построение проектного горизонтального угла* β осуществляют от известного направления между пунктами разбивочной основы или от известной оси сооружения. Для этой цели устанавливают теодолит над вершиной переносимого в натуру проектного угла, приводят его в рабочее положение и берут отсчет по горизонтальному кругу при основном положении вертикального круга. К полученному отсчету прибавляют величину проектного угла β и открепив алидаду, устанавливают ее на этот вычисленный отсчет. На некотором удалении от прибора фиксируют в створе его визирной оси точку $C_1$ на местности (рис. 23.7, *а*). Аналогичным образом выполняют построение и при другом положении вертикального круга и получают точку $C_2$. В качестве искомого проектного угла принимают угол между исходным направлением и точкой $C$, отмеченной на местности между точками $C_1$ и $C_2$, полученными при двух полуприемах (см. рис. 23.7, *а*).




Р и с. 23.7. Основные инженерные геодезические задачи, решаемые в строительстве: *а* — схемы измерения и построения горизонтальных углов: *1* — способом приемов; *2* — способом совмещения нулей; *б* — схема выноса в натуру проектной высоты; *в* — схема построения линии заданного уклона; *г* — схема построения проектной плоскости

Для контроля правильности построения проектного угла его измеряют полным приемом.

Если для построения проектного угла высокой точности не требуется, нередко используют способ совмещения нулей. Для этого на горизонтальном круге устанавливают отсчет, равный 0°00′ и при закрепленной алидаде открепляют лимб и ориентируют прибор на исходное направление. Закрепив лимб и открепив алидаду, устанавливают на лимбе отсчет, равный значению проектного угла $\beta$ и полученную таким образом точку отмечают на местности. Аналогичным образом выполняют построение угла при другом положении вертикального круга. За окончательное положение берут точку $C$ в середине между двумя построенными.

Для построения на местности угла с повышенной точностью используют способ приближений (см. рис. 23.7, *а*). В этом случае строят угол на местности одним из изложенных выше способов, а затем измеряют его с заданной точностью (обычно способом повторений). Полученный результат $\beta'$ несколько отличается от проектного значения $\beta$. Определив отклонение $\Delta\beta = \beta - \beta'$, вычисляют длину отрезка $CC_1 = d\,\Delta\beta/\rho$ (где $\Delta\beta$ — отклонение угла от проектного значения в секундах; $\rho = 206265''$). Отложив на местности отрезок $CC_1$ нормально к линии $BC_1$, получают искомую точку $C$. И для окончательного контроля вновь повторяют измерение полученного угла с заданной точностью.

*Отложение проектного расстояния* в общем случае заключается в определении и закреплении на местности наклонного расстояния $D$, соответствующего проектному горизонтальному расстоянию $d$. Длину наклонной линии $D$, откладываемую на местности, определяют по известному проектному горизонтальному расстоянию $d$ и углу наклона линии к горизонту $\nu$:

$$D = d + 2d \sin^2 \frac{\nu}{2}. \tag{23.1}$$

Если известно превышение $h$ между начальной и конечной точками линии, то наклонное расстояние определяют как

$$D = d + \frac{h^2}{2d}. \tag{23.2}$$

Требуемые для вычисления расстояния $D$ наклона $\nu$ или превышение $h$ определяют путем непосредственных геодезических измерений на местности или по материалам проекта.

Если допустимая относительная ошибка отложения проектной длины не превышает 1:2000, то при углах наклона до 1° поправку за уклон местности можно не учитывать и принимать $D = d$.

*Вынос в натуру проектной высоты* $H_п$ обычно осуществляют геометрическим нивелированием. Положение искомой точки в плане должно быть обозначено на местности и вблизи ее должен располагаться временный или постоянный репер (точка $A$) с известной высотой $H_р$ (рис. 23.7, *б*). Установив нивелир приблизительно посередине между репером и точкой, проектную высоту которой нужно перенести на местность, по рейке, установленной на репере, определяют горизонт прибора

$$H_i = H_р + a, \tag{23.3}$$

а затем вычисляют отсчет $b$ по рейке на искомой точке $B$, соответствующий установке ее на проектной высоте $H_п$:

$$b = H_i - H_п. \tag{23.4}$$

В месте вынесения проектной высоты устанавливают рейку и опускают или поднимают ее таким образом, чтобы горизонтальный штрих сетки нитей нивелира отмечал расчетный отсчет $b$. Уровень пятки рейки при этом будет соответствовать проектной высоте $H_п$. На этот уровень забивают кол, а рядом устанавливают сторожок. При необходимости точку закрепляют капитальным знаком. В местах срезок грунта (например, в выемках) выкапывают ямки соответствующей глубины, где и закрепляют точку на соответствующей высоте. Для проверки правильности выноса проектной высоты выполняют повторное нивелирование.

*Построение линии с проектным уклоном* осуществляют при строительстве дорог, улиц, взлетно-посадочных полос аэродромов, подземных коммуникаций и т. д. Для этой цели устанавливают проектные высоты начальной $A$ и конечной $B$ точек линии и обозначают их на местности (рис. 23.7, *в*). Устанавливают нивелир непосредственно над точкой $A$ таким образом, чтобы один из подъемных винтов совпадал с направлением линии $AB$. Измеряют высоту прибора $i$ над точкой $A$. Наводят прибор на точку $B$ и наклоняют зрительную трубу прибора подъемным винтом до тех пор, пока отсчет по рейке, установленной в точке $B$, не окажется равным $b = i$. Еще лучше для выноса линии с проектным уклоном использовать теодолит с лазерной насадкой, лазерный нивелир или лазерный визир.

Таким образом, линия визирования нивелира, теодолита и луча лазера будет установлена параллельно проектной линии на расстоянии $b = i$. Перемещая рейку по линии в необходимых местах забивают колья таким образом, чтобы отсчеты по рейке во всех точках были бы равны высоте прибора $b = i$.

Построение проектной плоскости $ABCD$ осуществляют при планировке горизонтальных и наклонных площадок следующим образом. Вначале выносят в натуру точки $A$, $B$, $C$ и $D$, принадлежащие проектной плос-

кости, строят на местности их проектные высоты. Нивелир устанавливают над одной из точек (например, вблизи точки *A*) таким образом, чтобы два подъемных винта располагались параллельно линии *AB* (рис. 23.7, *г*). Измеряют высоту прибора *i* и подъемными винтами *1* и *2* наклоняют зрительную трубу так, чтобы отсчет по рейке в точке *B* был равен *i*. Установив затем рейку в точке *D*, вращением подъемного винта *3* устанавливают отсчет по рейке, равный *i*. Для контроля берут отсчет по рейке, установленной в точке *C*, который также должен быть равен *i*. В необходимых точках планируемого участка устанавливают рейку и забивают колья таким образом, чтобы отсчеты по рейке были равны *i*.

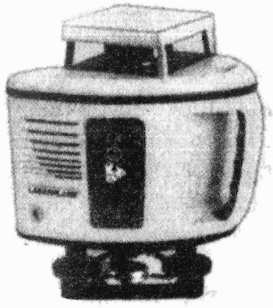


**Рис. 23.8. Лазерная установка «Laserplane 600»**

Построение проектной плоскости можно производить с помощью оптического теодолита, лазерного теодолита или нивелира с лазерной насадкой. Однако особенно эффективно использование для этой цели лазерных систем, создающих световые опорные горизонтальные либо наклонные плоскости. Например, для этой цели, при сравнительно небольших площадях планировки, можно использовать ротационный лазерный нивелир отечественного производства НЛ-30 (см. рис. 11.10), создающий видимую лазерную горизонтальную или наклонную плоскости с точностью ± 30″ (± 2 мм на каждые 15 м) и дальностью охвата по всем направлениям до 100 м. Одновременно нивелир может создавать и видимый, перпендикулярный к этой плоскости, лазерный луч диаметром около 5 мм.

При значительных площадях планировки целесообразно использовать лазерные компактные установки типа «Laserplane 600» (рис. 23.8).

Установка позволяет создавать видимую лазерную горизонтальную плоскость с точностью ± 8″ (около ± 2 мм на каждые 50 м) с дальностью охвата по всем направлениям до 600 м. При отключенном компенсаторе горизонтальной плоскости в ручном режиме можно создавать любые наклонные лазерные плоскости.

Использование лазерных установок при вертикальной планировке горизонтальных и наклонных площадок позволяет автоматизировать процесс управления работой одновременно многих машин и механизмов с соответствующим резким повышением производительности и качества планировочных работ.

## 23.5. ГЕОДЕЗИЧЕСКИЕ РАБОТЫ ПРИ ВЕРТИКАЛЬНОЙ ПЛАНИРОВКЕ ПЛОЩАДОК

Проекты вертикальных планировок входят составной частью в проекты городских улиц и дорог, автомобильных дорог, строительных площадок, аэродромов и т. д.

Основными задачами вертикальной планировки являются:

отвод поверхностных ливневых, талых и хозяйственных вод за пределы площадки, либо в систему подземной ливневой канализации;

приведение земной поверхности по направлению городских улиц и дорог, площадей, автомобильных дорог, взлетно-посадочных полос аэродромов к допустимым уклонам, обеспечивающим их нормальную эксплуатацию;

организация земной поверхности, определение и устранение дефектов рельефа для удобства размещения инженерных сооружений и их последующего функционирования;

проектирование всех наземных инженерных сооружений и подземных коммуникаций в их взаимной увязке.

Топографической основой для разработки проекта вертикальной планировки являются топографические планы и цифровые модели местности (ЦММ) различных масштабов. В зависимости от категории рельефа, характера проектируемого объекта и стадии проектирования масштабы топографических съемок принимают в пределах 1:2000—1:200 с высотой сечения горизонталей 1—0,25 м.

Топографические планы и ЦММ обычно получают в результате выполнения комплекса наземных полевых геодезических работ, включающего выполнение различного вида топографических съемок: тахеометрических, нивелирования по квадратам, комбинированных и т. д. Особое место в комплексе геодезических работ для обоснования проектов вертикальной планировки занимает топографическая съемка методом нивелирования по квадратам (см. гл. 17), обеспечивающая необходимую точность получаемой информации и быстроту подготовки регулярной ЦММ в узлах правильных прямоугольных сеток (см. гл. 5).

Обязательными элементами проекта вертикальной планировки являются вычисление объемов земляных работ и составление схемы перемещения грунта (см. гл. 29).

При переносе проекта вертикальной планировки в натуру выполняют следующий комплекс геодезических работ:

проверка существующих и восстановление утраченных знаков планово-высотного обоснования, созданного на этапе предпостроечных изысканий;

создание разбивочной основы строительства;

разбивка основных осей и элементов инженерных сооружений;

геодезический контроль за работой строительных машин и механизмов;

производство исполнительных съемок.

В современном строительном процессе при вертикальной планировке площадок совершенно необходимым является использование автоматизированных приборов и систем для контроля производства земляных работ и геодезического управления работой строительных машин и механизмов. Эти вопросы рассмотрены на примере строительства аэродромов в гл. 29.

## 23.6. ГЕОДЕЗИЧЕСКИЙ КОНТРОЛЬ ТОЧНОСТИ ВЫПОЛНЕНИЯ СТРОИТЕЛЬНО-МОНТАЖНЫХ РАБОТ

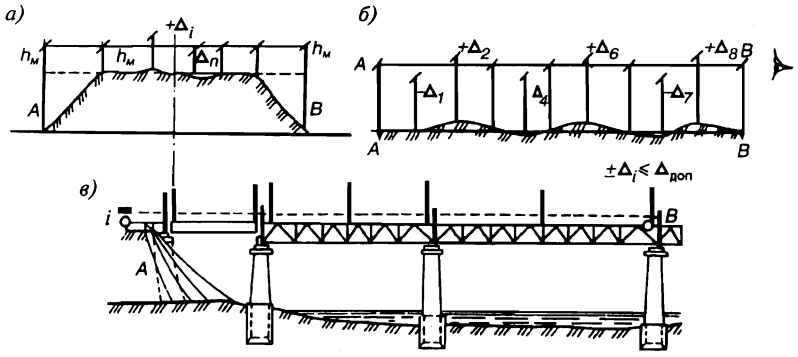
Геодезический контроль точности выполнения строительно-монтажных работ осуществляет подрядчик — строительная организация.

Геодезический контроль строительно-монтажных работ обычно осуществляют с помощью геодезических приборов (нивелиров, теодолитов, лазерных нивелиров, теодолитов и визиров) или визирок.

При контроле точности строительных работ с помощью визирок две из них устанавливают в точках $A$ и $B$, забитых на проектные высоты, а третью (контрольную) перемещают в створе по поверхности завершенного строительного участка. По величине занижения $-\Delta_i$ или завышения $+\Delta_i$ контрольной визирки относительно линии, соединяющей две опорные точки, судят о соответствии выполненных строительно-монтажных работ проекту и оценивают их качество (рис. 23.9, *а, б*).

Аналогичным образом контролируют точность и оценивают качество выполнения строительно-монтажных работ с использованием геодезических оптических либо лазерных приборов. Для этого прибор устанавливают над вынесенной в натуру точкой $A$, замеряют высоту прибора $i$ и ориентируют его на рейку, установленную на второй проектной точке $B$ с наведением на отсчет, равный высоте прибора. Затем рейку устанавливают в нужных точках проверяемого участка завершенного строительства и определяют фактические уклонения $\pm\Delta_i$ строительной поверхности относительно проектного положения (рис. 23.9, *в*).

При возведении строительных поверхностей (например, при вертикальной планировке), либо при монтаже конструкций и элементов относительно заданной проектной плоскости, визирную, либо лазерную плоскость геодезического прибора устанавливают параллельно проектной, и, таким образом, точность и качество строительно-монтажных работ оценивают по фактическим отклонениям от проектной поверхности, с учетом высоты прибора.




Р и с. 23.9. Геодезический контроль точности выполнения строительно-монтажных работ:

*а* — в поперечном профиле земляного полотна; *б* — в продольном профиле дороги; *в* — в продольном профиле моста

При недопустимых отклонениях положения конструкций, элементов и строительных поверхностей от проектного положения выполняют дополнительные работы по доводке и обеспечению требуемой точности и качества строительно-монтажных работ.

# Глава 24. ЭЛЕМЕНТЫ АВТОМОБИЛЬНЫХ ДОРОГ И СООРУЖЕНИЙ НА НИХ

## 24.1. ОБЩИЕ СВЕДЕНИЯ ОБ АВТОМОБИЛЬНЫХ ДОРОГАХ И ИХ КЛАССИФИКАЦИЯ

*Автомобильная дорога* — это комплекс различных по назначению и конструктивным особенностям инженерных сооружений, предназначенных для безопасного движения автомобильного транспорта с расчетными скоростями и нагрузками.

Автомобильные дороги в России в соответствии с действующими нормативами по административному и народнохозяйственному значению делят на:

общего пользования;

подъездные к промышленным предприятиям;

внутрихозяйственные;

временные (автозимники, дороги лесозаготовительных предприятий и т. д.).

Автомобильные дороги на всем протяжении или на отдельных участках в зависимости от расчетной перспективной интенсивности движения подразделяют на пять категорий:

| | |
|---|---|
| Свыше 7000 авт/сут. . . . . | I-а |
| » » | I-б |
| От 3000 до 7000 авт/сут. . . . . | II |
| От 1000 до 3000 авт/сут . . . . . | III |
| От 100 до 1000 авт/сут . . . . . | IV |
| До 100 авт/сут. . . . . | V |

*Дороги I а категории* — магистральные автомобильные дороги общегосударственного значения (в том числе международного сообщения). Это многополосные автомагистрали с разделительными полосами между разными направлениями движения, имеющие пересечения с автомобильными и железными дорогами любого значения, трамвайными линиями, пешеходными и велосипедными дорожками в разных уровнях (через путепроводы и тоннели).

*Дороги I б и II категорий* — автомобильные дороги общегосударственного, республиканского, областного (краевого) значения, имеющие пересечения в разных уровнях с автомобильными дорогами II и III категорий и с железными дорогами. Дороги I б категории — многополосные с разделительными полосами, а II категории — двухполосные без разделительных полос.

*Дороги III — IV категорий* — автомобильные дороги республиканского, областного (краевого) и местного значения, имеющие две полосы движения.

*Дороги V категории* — автомобильные дороги местного значения, имеющие 1—2 полосы движения.

Автомобильные дороги I — III категорий прокладывают, как правило, в обход населенных пунктов с устройством подъездов к ним.

Автомобильные дороги высоких (I—III) категорий имеют капитальные дорожные одежды: жесткие — с цементобетонными покрытиями и нежесткие — с асфальтобетонными покрытиями. Автомобильные дороги IV—V категорий могут иметь дорожные одежды с покрытиями облегченного капитального, переходного и низшего типов. Дорожные одежды устраивают на спланированном и уплотненном земляном полотне.

Кроме того, в состав комплекса сооружений автомобильных дорог входят: развязки движения в разных уровнях, включающие в себя путепроводы и эстакады; мостовые переходы, включающие большие и средние мосты, подходы и регуляционные сооружения; малые водопропускные сооружения, такие, как малые мосты с укрепленными подмостовыми

руслами, трубы круглые и прямоугольные, фильтрующие насыпи, переливаемые насыпи лоткового типа; сооружения системы дорожного водоотвода (боковые кюветы, нагорные канавы, прикромочные лотки, быстротоки, перепады, водобойные колодцы, дренажные устройства и т. д.); сооружения инженерного обустройства автомобильных дорог (автобусные остановки, площадки отдыха, дорожные знаки, разметка проезжей части и вертикальная разметка, ограждения, направляющие устройства, устройства освещения, снегозащитные полосы лесонасаждения и т. д.); здания и сооружения автотранспортной службы; на горных дорогах, кроме того, сооружают тоннели, лавинозащитные галереи, селепропускные сооружения и т. д.

Автомобильные дороги, их элементы и сооружения проектируют и строят в соответствии с действующими техническими условиями, нормами и правилами.

## 24.2. ЭЛЕМЕНТЫ ПЛАНА АВТОМОБИЛЬНЫХ ДОРОГ

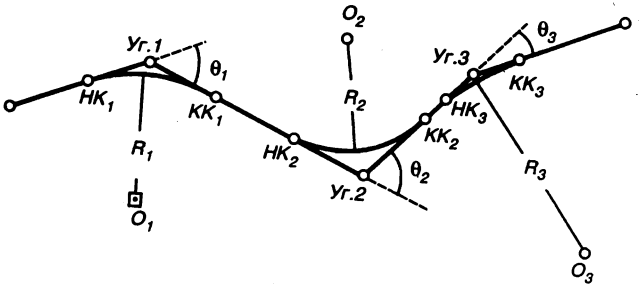
Автомобильная дорога, как и любое другое сооружение, может быть изображена в виде трех проекций: плана, продольного профиля и поперечных профилей.

Ось автомобильной дороги, представляющую собой в общем случае пространственную кривую, называют *трассой.*

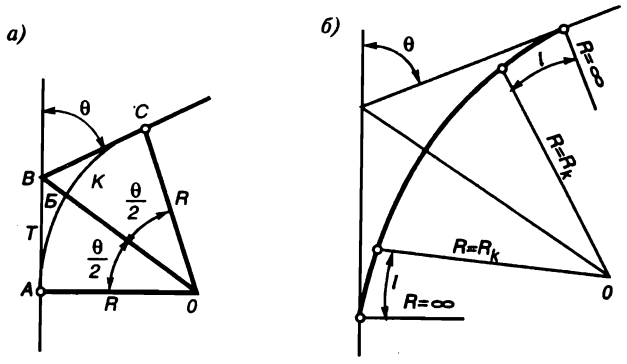
Проекцию оси автомобильной дороги на горизонтальную плоскость называют *планом трассы.*

В простейшем случае трассу дороги представляют ломаным тангенциальным ходом с вписанными в углы поворота круговыми кривыми (рис. 24.1).

Закругления трассы в этом самом простом случае представляются следующими элементами (рис. 24.2, *а*): углом поворота θ, радиусом *R*, кривой *К*, тангенсом *Т* и биссектрисой *Б*. Геометрические элементы про-




Р и с. 24.1. Простейшая трасса автомобильной дороги




Р и с. 24.2. Элементы простых закруглений:
а — круговая кривая; *б* — круговая кривая со вспомогательными переходными

стых закруглений трассы связаны между собой следующими тригонометрическими соотношениями:

тангенс

$$T = R \operatorname{tg} \frac{\theta}{2}; \tag{24.1}$$

кривая

$$K = R \frac{\pi\theta}{180^\circ}; \tag{24.2}$$

биссектриса

$$Б = R\left(\sec \frac{\theta}{2} - 1\right). \tag{24.3}$$

Измерение длины трассы автомобильных дорог производят по прямым линиям, т. е. по ломаному тангенциальному ходу. Очевидно, фактическая длина трассы в связи с наличием криволинейных участков будет меньше, чем измеренная. В связи с этим на каждом закруглении вычисляют величину поправки — домера, представляющего собой разницу длин по прямым (тангенсам) и по кривой:

$$Д = 2T - K. \tag{24.4}$$

Простые закругления в виде круговых кривых, вписанных в угол поворота, действующие нормы проектирования допускают применять при сравнительно больших радиусах кривых:

при $R > 3000$ м — на дорогах I категории;

при $R > 2000$ м — на дорогах II—V категорий.

При меньших радиусах кривых на участках въезда автомобилей на кривую и выезда с нее начинает проявляться несоответствие фактической траектории движения автомобиля и плана трассы автомобильной дороги. Это происходит в связи с тем, что водители, въезжая на кривую с прямого участка трассы, не могут мгновенно поставить передние колеса автомобиля под углом, соответствующим радиусу кривизны $R$ и, наоборот, то же самое — при выезде с кривой на прямую.

Поэтому при $R \leq 3000$ м — на дорогах I категории и при $R \leq 2000$ м — на дорогах II—V категорий прямолинейные участки автомобильных дорог сопрягают с круговыми кривыми сравнительно короткими переходными кривыми (рис. 24.2, *б*).

Переходные кривые удовлетворяют принципу постепенного уменьшения радиуса по ее длине от $R = \infty$ в начале и до $R = R_к$ в точке сопряжения переходной кривой с круговой радиуса $R_к$ (см. рис. 24.2, *б*). Этому принципу отвечают лемниската Бернулли, кубическая парабола, клотоида и разного рода кривые переменной скорости (ПЕРС). В практике проектирования и строительства автомобильных дорог получили распространение два последних типа переходных кривых.

Минимальные длины $l$ вспомогательных переходных кривых определяют из условия нормируемой величины нарастания центробежного ускорения:

$$l = \frac{v^3}{47IR}, \tag{24.5}$$

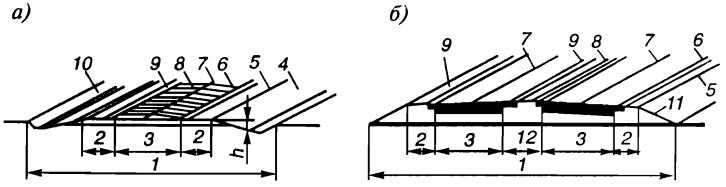
где $v$ — расчетная скорость движения автомобиля, км/ч; $R$ — радиус круговой кривой, м; $I = 0{,}5$ м/с$^3$ — нормируемая величина нарастания центробежного ускорения.

Длины вспомогательных переходных кривых традиционной, простой трассы сравнительно невелики и лежат в пределах $l = 20 \div 120$ м.

## 24.3. ЭЛЕМЕНТЫ ПОПЕРЕЧНЫХ ПРОФИЛЕЙ

*Поперечный профиль* — это сечение автомобильной дороги вертикальной плоскостью, перпендикулярной к ее оси.

На верхней части земляного полотна находится *проезжая часть,* т. е. та полоса, на которой устраивают дорожную одежду и непосредственно по которой происходит движение автотранспорта (рис. 24.3, *а*). На автомагистралях проезжую часть устраивают раздельно для обеспечения движения автомобилей в каждом направлении, предусматривая сооружение между ними *разделительной полосы* (рис. 24.3, *б*).




Р и с. 24.3. Элементы поперечного профиля автомобильных дорог:

*а* — с одной проезжей частью; *б* — с двумя проезжими частями и разделительной полосой: *1* — земляное полотно; *2* — обочина; *3* — проезжая часть; *4* — внутренний откос боковой канавы; *5* — бровка насыпи; *6* — кромка проезжей части; *7* — ось проезжей части; *8* — ось дороги; *9* — укрепленная полоса; *10* — внешний откос боковой канавы; *11* — откос насыпи; *12* — разделительная полоса

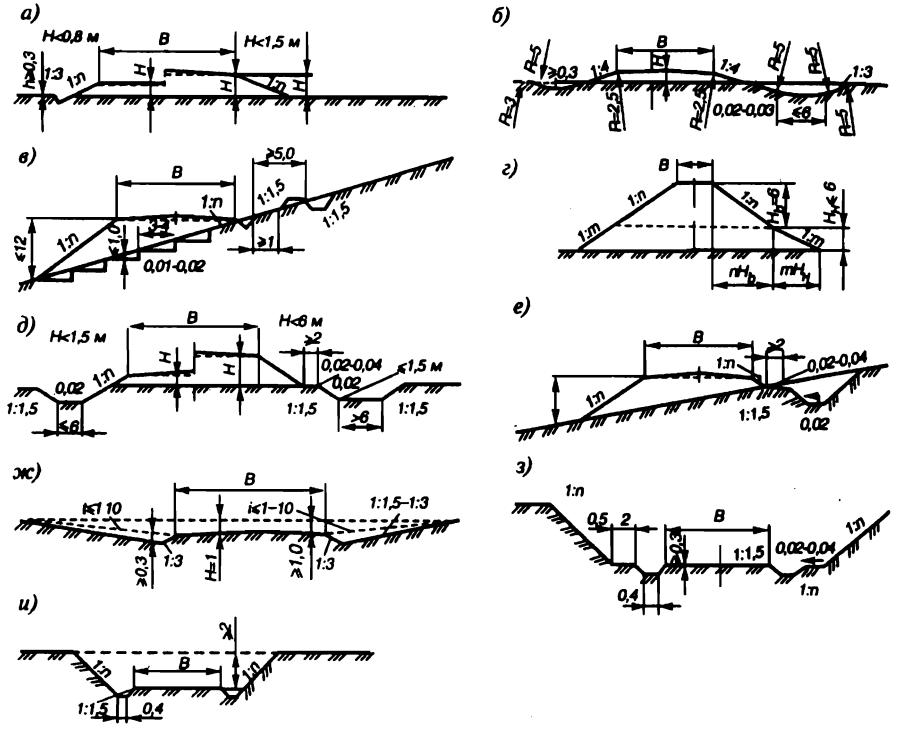
По бокам к проезжей части примыкают *обочины* — полосы земляного полотна, предназначенные для временной стоянки автомобилей, размещения дорожно-строительных материалов во время дорожных ремонтных работ и способствующие безопасности движения. Вдоль проезжей части на обочинах устраивают *укрепленные полосы*, предназначенные для предотвращения разрушения кромки проезжей части при случайных съездах колес автомобилей с проезжей части и позволяющие полностью использовать проезжую часть для проезда автомобилей.

Для обеспечения стока воды с верхней части земляного полотна, проезжей части и обочинам придают поперечные уклоны в обе стороны от оси дороги к бровкам земляного полотна. При устройстве виражей на закруглениях верхней части полотна автомобильных дорог придают односторонний поперечный уклон, направленный в сторону центра закругления.

Проезжая часть и обочины примыкают к прилегающей местности правильно спланированными плоскостями — *откосами*, крутизну которых назначают в зависимости от высоты насыпи или глубины выемки; обеспечения незаносимости дороги снегом; гармоничного сочетания ее с прилегающим ландшафтом; обеспечения безопасности движения устойчивости откосов и экономических соображений. Обычная крутизна откосов насыпей и выемок лежит в пределах от 1:1,5 до 1:4. При разработке земляного полотна в прочных скальных грунтах крутизна откосов может быть увеличена до 1:0,2, а внешних откосов мелких выемок для обеспечения переноса снега наоборот уменьшена до 1:5 и менее.

Поперечные профили земляного полотна автомобильных дорог (кроме случаев индивидуального проектирования) принимают по типовым проектам. Принципиальные типовые проектные решения поперечных профилей насыпей и выемок представлены на рис. 24.4.

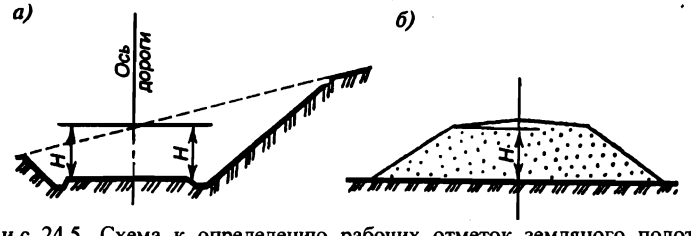
Все параметры поперечного профиля земляного полотна (число полос движения, ширина полосы движения, ширины укрепленных полос и обочин, ширина земляного полотна (в бровках), уклоны элементов поперечного профиля и т. д.) нормируются действующими строительными




Р и с. 24.4. Принципиальные схемы поперечных профилей типовых насыпей и выемок:

*а* — насыпь из привозного грунта; *б* — насыпь высотой до 1.5 м; *в* — насыпь на косогоре; *г* — насыпь высотой до 6 м; *д* — насыпь из боковых резервов; *е* — насыпь из бокового резерва на косогоре; *ж* — раскрытая выемка глубиной до 1 м; *з* — выемка глубиной от 2 до 12 м в слабых грунтах; *и* — выемка в глинистых грунтах

нормами и правилами. Ширину земляного полотна для автомобильных дорог различных категорий принимают: для 4-х полосных дорог I категории — 27,5—28,5 м, для дорог II категории — 15 м, для III категории — 12 м, для IV категории — 10 м и для V категории — 8 м.




Р и с. 24.5. Схема к определению рабочих отметок земляного полотна:

*а* — в выемке; *б* — в насыпи

Разницу между высотой (отметкой) поверхности земли по оси дороги и высотой (отметкой) бровки земляного полотна, определяющую высоту насыпи или глубину выемки, называют *рабочей отметкой* (рис. 24.5).

На участках закруглений в плане при устройстве виражей рабочие отметки обычно исчисляют по внутренней бровке земляного полотна.

## 24.4. ЭЛЕМЕНТЫ ПРОДОЛЬНОГО ПРОФИЛЯ

*Продольный профиль автомобильной дороги* — это развернутый в плоскости чертежа продольный разрез по оси дороги (рис. 24.6).

Продольный профиль автомобильной дороги изображают в виде специального чертежа (рис. 24.7), являющегося одним из основных документов, по которым осуществляют строительство автомобильной дороги, и представляемого обычно в следующих масштабах: горизонтальный — 1:5000, вертикальный — 1:500, геологический — 1:50.

Чертеж продольного профиля обязательнс содержит следующие данные о местности и проектных решениях:

изображение проектной линии продольного профиля по бровке земляного полотна (красная линия);

изображение черного профиля земли по оси дороги, представляемого двойной линией (на расстоянии 20 мм одна от другой);

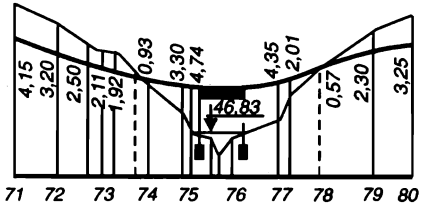
грунтово-геологический разрез по оси дороги;

проектные данные о системе поверхностного водоотвода, искусственных сооружениях (трубах, мостах, путепроводах), съездах и переездах;

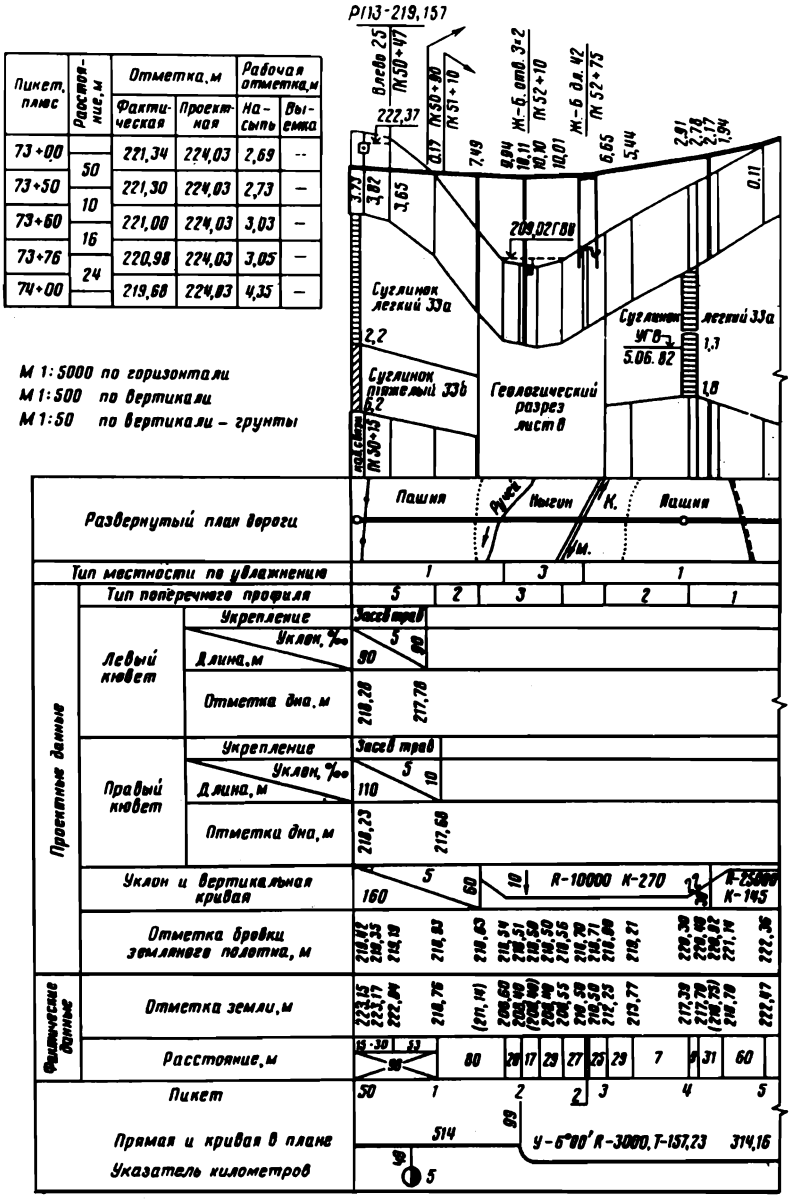
рабочие отметки и точки нулевых работ: рабочие отметки насыпей подписывают над проектной линией, выемок — под ней, а точки нулевых работ обозначают пунктирной ординатой;

специальную таблицу, содержащую 14 граф: развернутый план трассы; грунты верхней части земляного полотна; тип дорожной одежды; типы поперечных профилей земляного полотна; укрепления, уклоны и высоты (отметки) кюветов; уклоны и вертикальные кривые; проектные высоты (отметки) по бровке земляного полотна; высоты (отметки) земли по оси дороги; расстояния; пикеты, кривые, километры.

Проектную линию продольного профиля при традиционном проектировании представляют сопряженными между собой элементами в точках с одинаковыми продольными уклонами: параболическими кривыми и прямыми. Ус-




Р и с. 24.6. Продольный профиль автомобильной дороги




Р и с. 24.7. Пример оформления продольного профиля вновь проектируемой автомобильной дороги

ловные обозначения и возможные случаи сопряжения между собой элементов продольного профиля представлены на рис. 24.8.

Для аналитического расчета проектной линии продольного профиля используют следующие соотношения (рис. 24.9):
расстояние от начала вертикальной кривой до ее вершины

$$l_0 = Ri_1; \qquad (24.6)$$

превышение между точкой начала кривой и ее вершиной

$$h_0 = \frac{l_0^2}{2R}; \qquad (24.7)$$

превышение $h$ между точкой на произвольном расстоянии $l$ от вершины и вершиной вертикальной кривой

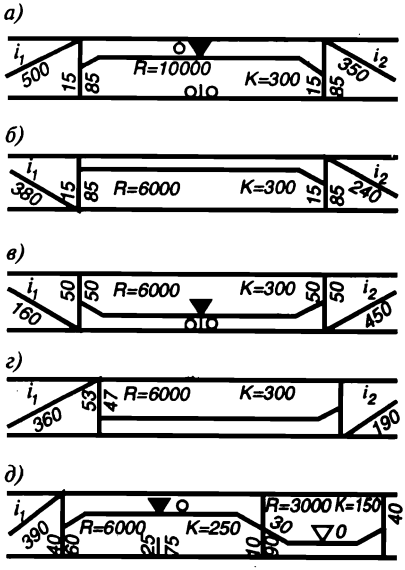
$$h = \frac{l^2}{2R}; \qquad (24.8)$$

уклон в той же точке

$$i = Rl; \qquad (24.9)$$

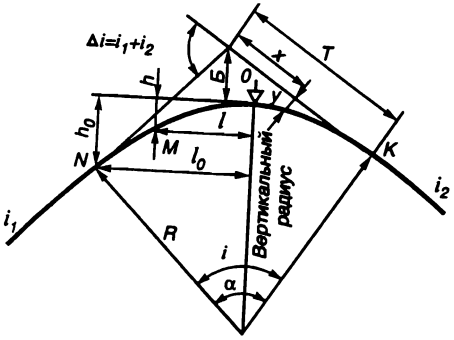
превышение между двумя точками прямой

$$h = li\ . \qquad (24.10)$$




Р и с. 24.8. Случаи сопряжения элементов продольного профиля:

*а* — выпуклая вертикальная кривая с восходящей и нисходящей ветвями; *б* — выпуклая кривая с нисходящей ветвью; *в* — вогнутая кривая с нисходящей и восходящей ветвями; *г* — вогнутая кривая с восходящей ветвью; *д* — сопряжение обратных вертикальных кривых




Р и с. 24.9. Схема к расчету проектной линии продольного профиля

При автоматизированном проектировании проектную линию продольного профиля представляют в виде плавных кривых переменного радиуса.

Параметры элементов плана и продольного профиля, нормируемые действующими строительными нормами и правилами, представлены в табл. 24.1.

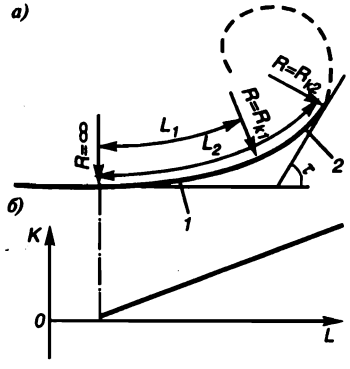
Таблица 24.1

| Расчетная скорость, м/с | Наибольшие продольные уклоны, ‰ | Наименьшие радиусы кривых, м | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| | | В плане | | В продольном профиле | |
| | | основные | в горной местности | выпуклые | вогнутые |
| 150 | 30 | 1200 | 1000 | 30 000 | 8000 |
| 120 | 40 | 800 | 600 | 15 000 | 5000 |
| 100 | 50 | 600 | 400 | 10 000 | 3000 |
| 80 | 60 | 300 | 250 | 5 000 | 2000 |
| 60 | 70 | 150 | 125 | 2 500 | 1500 |

## 24.5. КЛОТОИДНАЯ ТРАССА. ТИПЫ ЗАКРУГЛЕНИЙ КЛОТОИДНОЙ ТРАССЫ

Представленные на рис. 24.2 закругления традиционной трассы автомобильных дорог являются «жесткими» типами закруглений, поскольку при заданных величинах угла поворота θ и радиуса $R$ получают единственное положение трассы на местности, изменить которое можно только изменив соответственно угол или радиус.

На современном этапе к трассе автомобильных дорог предъявляется ряд обязательных требований (обеспечение зрительной плавности и ясности, гармоничное вписывание полотна дороги в окружающий ландшафт, обеспечение наилучших уровней удобства и безопасности движения), реализация которых методами традиционного трассирования практически невозможна.



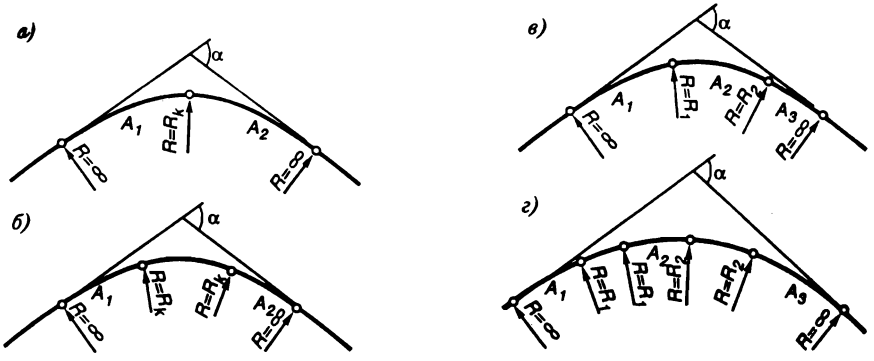

Р и с. 24.10. Изменение кривизны по длине клотоиды:

*а* — схема клотоиды: *1* — клотоида; *2* — отрезок клотоиды; *б* — диаграмма кривизны

Поэтому при проектировании автомобильных дорог как в РФ, так и за рубежом стали широко применять как самостоятельные элементы трассы переходные кривые типа клотоиды, линейный закон изменения кривизны которой по ее длине наилучшим образом отвечает условиям движения по ней автомобилей с постоянными скоростями. В параметрическом виде уравнение клотоиды имеет вид (рис. 24.10):

$$A^2 = RL, \qquad (24.11)$$

где $A$ — параметр клотоиды, м; $R$ — радиус клотоиды в точке на расстоянии $L$ от ее начала.




Р и с 24.11. Типы закруглений клотоидной трассы:

*а* — биклотоида; *б* — биклотоида с круговой вставкой; *в* — коробовая (составная) клотоида; *г* — комбинированное закругление

Радиус кривизны клотоиды меняется по линейному закону от $R = \infty$ при $L = 0$ до $R = 0$ при $L = \infty$. Теоретически *клотоиду* для использования ее как элемента трассы автомобильной дороги можно оборвать в любой ее точке, при этом клотоида длиною $L = L_1$ будет иметь радиус в конечной точке $R = R_{к1}$, а клотоида длиною $L = L_2$ будет иметь радиус в конечной точке $R = R_{к2}$, причем $R_{к1} > R_{к2}$. Часть переходной кривой, лежащую между точками $R_{к1}$ и $R_{к2}$, также можно использовать как самостоятельный элемент трассирования, это — *отрезок клотоиды* (см. рис. 24.10).

*Клотоидной трассой автомобильной дороги* называют трассу, представленную сопряженными между собой в точках с одинаковой кривизной, соизмеримыми по длине самостоятельными элементами: клотоидами, отрезками клотоид, круговыми кривыми и прямыми.

Точки сопряжения отдельных элементов трассы между собой называют *главными точками трассы.*

По сравнению с обычной трассой для клотоидной характерно наличие большего числа типов закруглений (рис. 24.11):

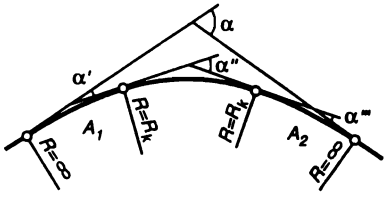
*биклотоида* (симметричная при $A_1 = A_2$; несимметричная при $A_1 \neq A_2$) (рис. 24.11, *а*);

*биклотоида с круговой вставкой* (симметричная при $A_1 = A_2$; несимметричная при $A_1 \neq A_2$) (рис. 24.11, *б*);

*коробовая* или *составная клотоида* (рис. 24.11, *в*);

*комбинированное закругление* (рис. 24.11, *г*).

По сравнению с «жесткими» закруглениями традиционной трассы закругления клотоидной трассы являются исключительно «гибкими», поскольку при одних и тех же значениях угла поворота θ и радиуса $R$ в точках сопряжения, меняя соотношения параметров $A$ смежных клотоид




Р и с. 24.12. Представление тангенциального хода по касательным к главным точкам клотоидной трассы:
О — главная точка

можно деформировать закругление в плане, наилучшим образом приспосабливая его к ситуационным особенностям и рельефу местности.

Однако следует иметь в виду, что биклотоиду и коробовую клотоиду целесообразно использовать лишь при относительно больших значениях параметров смежных клотоид и радиусов в точках сопряжения, поскольку при малых их значениях вблизи точек сопряжения возникает несоответствие траектории автомобиля и плана трассы, тем большее, чем больше скорость движения и чем меньше радиус кривой в точке сопряжения смежных клотоид. Закругления типа биклотоиды с круговой вставкой или комбинированного закругления таким недостатком не страдают.

Вынос клотоидной трассы в натуру при изысканиях и строительстве автомобильных дорог проще всего производить от тангенциального хода, касательного к главным точкам клотоидной трассы — точкам сопряжения элементов (рис. 24.12).

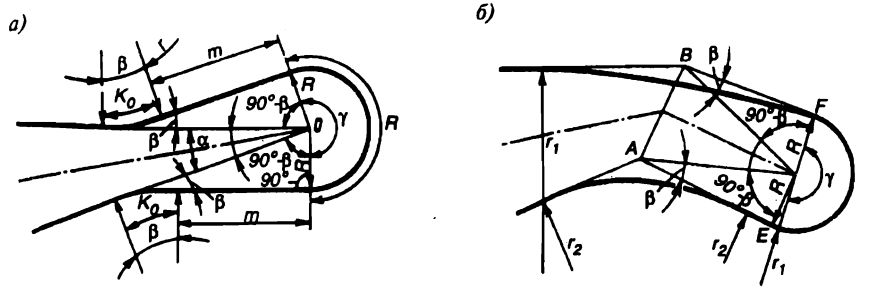
В САПР-АД предусмотрен также случай выноса клотоидной трассы в натуру от произвольного магистрального хода методами прямоугольных координат, полярных координат и способом засечек. Аналитический расчет трассы на компьютере при этом уже является обязательным.

## 24.6. СЕРПАНТИНЫ

При проектировании автомобильных дорог в горной местности с целью смягчения больших продольных уклонов на затяжных участках крутых склонов в некоторых случаях приходится развивать трассу, представляя ее зигзагообразной линией с острыми углами поворота. В таких случаях предусматривают сложные закругления с внешней стороны острых углов, называемые *серпантинами* (рис. 24.13).

Серпантины состоят из основной кривой $K$, огибающей с внешней стороны центральный угол $\gamma$, двух вспомогательных кривых (как правило, обратных) $K_0$ и вставками между основной кривой и вспомогательными $m$, необходимыми для размещения переходных кривых (если таковые нужны), отгонов виражей и уширений проезжей части.

Для устройства серпантин выбирают наиболее пологие, устойчивые участки местности. Проектирование серпантин заключается в назначении таких значений ее элементов, при которых обеспечивается размещение на местности земляного полотна со всеми его элементами с обеспече-




Р и с. 24.13. Серпантины:
*а* — симметричная первого рода; *б* — несимметричная второго рода

нием по возможности минимальных объемов строительных работ. Очертание серпантин обязательно приспосабливают к рельефу местности, стремясь, тем не менее, назначать возможно больший радиус основной кривой. Поэтому иногда устраивают не только серпантины со вспомогательными кривыми с выпуклостью во внутрь закругления (рис. 24.13, *а*) — *серпантины первого рода*, но и с выпуклостью в одну сторону (рис. 24.13, *б*) — *серпантины второго рода.*

При расчетах элементов серпантин задаются радиусом основной $R$ и вспомогательных кривых $r$, длиной вставки $m$ и в результате находят углы вспомогательных кривых β, тангенс вспомогательной кривой $T$ и полную длину серпантины $S$.

Углы вспомогательных кривых

$$\beta = \operatorname{arctg}\frac{R}{T+m}. \tag{24.12}$$

Тангенс вспомогательной кривой

$$T = \frac{r}{2r+r}\left(\sqrt{m^2 - R(2r+R)} - m\right). \tag{24.13}$$

Длины основной $K$ и вспомогательной кривой $K_0$:

$$K = R\frac{\pi\gamma}{180^\circ}; \quad K_0 = R\frac{\pi\beta}{180^\circ}. \tag{24.14}$$

Полная длина серпантины

$$S = 2(K_0 + m) + K. \tag{24.15}$$

Серпантины часто характеризуются применением кривых минимальных радиусов $R = 15 \div 30$ м, большими углами поворота трассы и сильным ее удлинением, что приводит к существенному снижению скоростей и безопасности движения. Поэтому, как правило, является более пред-

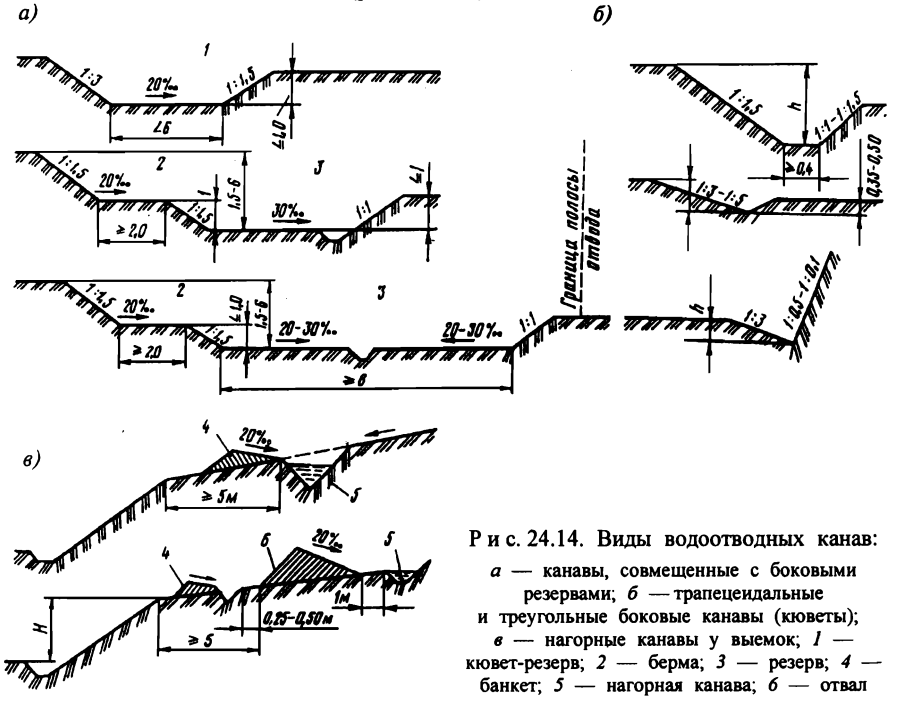
почтительным тот вариант трассы, который имеет по возможности меньшее число серпантин.

Детально серпантины проектируют по крупномасштабным топографическим планам, размещая все элементы в соответствии с особенностями рельефа местности. Наивыгоднейшее расположение и форму устанавливают в результате вариантной проработки.

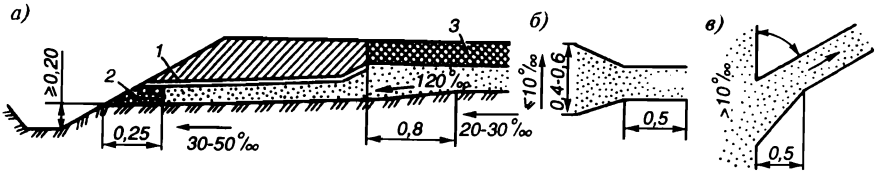
## 24.7. СИСТЕМА ПОВЕРХНОСТНОГО И ПОДЗЕМНОГО ДОРОЖНОГО ВОДООТВОДА

*Система дорожного водоотвода* состоит из ряда сооружений и отдельных конструктивных мероприятий, предназначенных для предотвращения переувлажнения земляного полотна.

*Поверхностный водоотвод.* Для отвода поверхностных вод с верхней части земляного полотна предусматривают следующее: дорожному покрытию и обочинам придают поперечные уклоны; устраивают боковые водоотводные канавы (кюветы) и резервы; устраивают нагорные канавы, перехватывающие воду, которая стекает по склонам местности к дороге; сооружают водопропускные трубы и мосты для пропуска водотоков и воды из боковых канав (рис. 24.14).




Р и с. 24.14. Виды водоотводных канав:
*а* — канавы, совмещенные с боковыми резервами; *б* — трапецеидальные и треугольные боковые канавы (кюветы); *в* — нагорные канавы у выемок; *1* — кювет-резерв; *2* — берма; *3* — резерв; *4* — банкет; *5* — нагорная канава; *6* — отвал

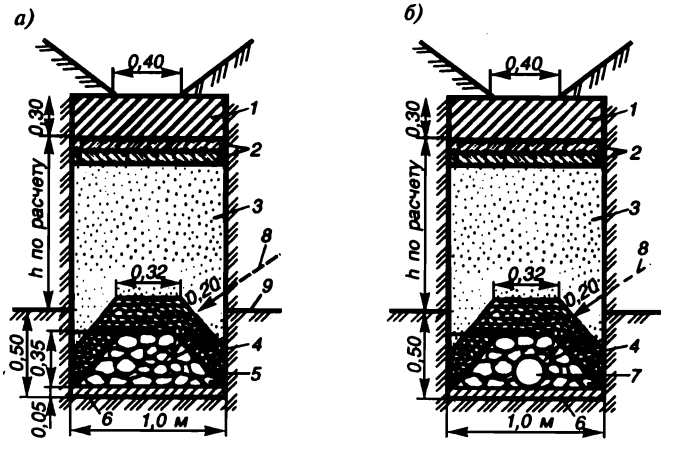



Р и с. 24.15. Конструкция дренирующего слоя дорожных одежд:

*а* — разрез по полотну дороги; *б, в* — примыкание воронки к дренирующему слою: *1* — прослойка дерна или мха; *2* — щебень или гравий; *3* — дорожная одежда

Во избежание заиления водоотводным канавам придают продольный уклон не менее 3÷5‰. При продольных уклонах более 10‰ дно и откосы канав укрепляют от размыва засевом трав, щебневанием, одерновкой, сборными железобетонными плитами, монолитным бетоном, асфальтобетоном, а при больших продольных уклонах устраивают железобетонные перепады, быстротоки и т. д.

*Подземный водоотвод.* Для предотвращения вредного воздействия грунтовых вод на земляное полотно и дорожную одежду в дорожных конструкциях предусматривают специальные дренирующие слои из песка, гравия и других крупнозернистых материалов для сбора и быстрого отвода воды, проникающей через обочины, швы и трещины в покрытиях. Вода выводится на откосы через сплошные дренажные прорези (рис. 24.15, *а*), либо при благоприятных гидрологических условиях через дренажные воронки (рис. 24.15, *б*).




Р и с. 24.16. Поперечные сечения закрытого дорожного дренажа:

*а* — с каменной (фильтрующей) засыпкой; *б* — с дренажной трубой; *1* — утрамбованная глина; *2* — два слоя дерна; *3* — крупнозернистый или среднезернистый песок; *4* — щебень или гравий крупностью 5—10 мм; *5* — щебень или гравий крупностью 40—70 мм; *6* — щебень, втрамбованный в грунт; *7* — керамическая или асбоцементная труба диаметром 15—20 см; *8* — кривая депрессии; *9* — водоупор

При высоких уровнях грунтовых вод для их снижения под боковыми канавами (кюветами) устраивают подземный дренаж в виде уложенной в грунт дрены — трубы (гончарной, керамической или бетонной) (рис. 24.16, *б*) или с каменной (фильтрующей) засыпкой (рис. 24.16, *а*).

## 24.8. МАЛЫЕ МОСТЫ И ТРУБЫ

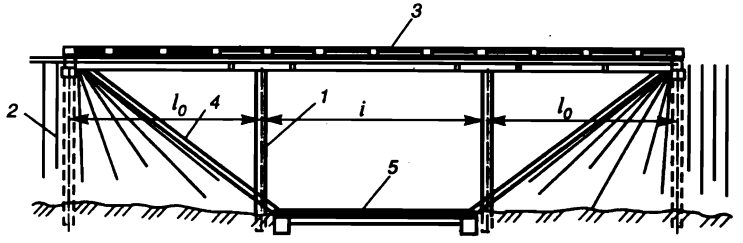
Малые мосты и трубы устраивают в местах пересечений автомобильных дорог с логами, ручьями, оврагами и балками, по которым стекает вода от таяния снега и дождей. Количество малых водопропускных сооружений на автомобильных дорогах зависит главным образом от рельефа местности и обычно лежит в пределах 1—2 сооружения на 1 км дороги.

*Малые мосты* (длиной до 25 м) устраивают как правило на постоянных водотоках из унифицированных сборных железобетонных конструкций заводского изготовления (рис. 24.17). В отличие от больших и средних мостов под малыми мостами размывов русел не допускают, поэтому их устраивают с обязательно укрепленными подмостовыми русла (сборными железобетонными плитами или монолитным бетоном) и с капитальным укреплением подводящих и отводящих русел со стороны верхнего и нижнего бьефов.

*Водопропускные трубы* — основной вид малых искусственных сооружений на дорогах (более 95%). Трубы на дорогах устраивают при любых сочетаниях плана и продольного профиля, они не стесняют проезжую часть и обочины и не требуют изменения типа дорожной одежды.

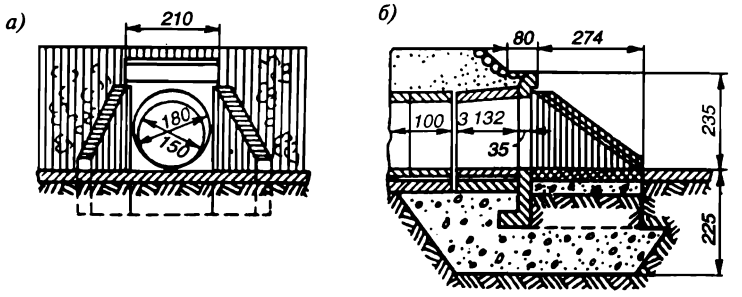
В современном дорожном строительстве наибольшее распространение находят железобетонные круглые либо прямоугольные трубы из сборных элементов стандартных размеров заводского изготовления.

Круглые трубы на автомобильных дорогах применяют со следующими диаметрами отверстий: $d = 0{,}75$; 1,0; 1,25; 1,50 и 2,0 м. Круглые трубы бывают одно-, двух- и трехочковые (рис. 24.18).

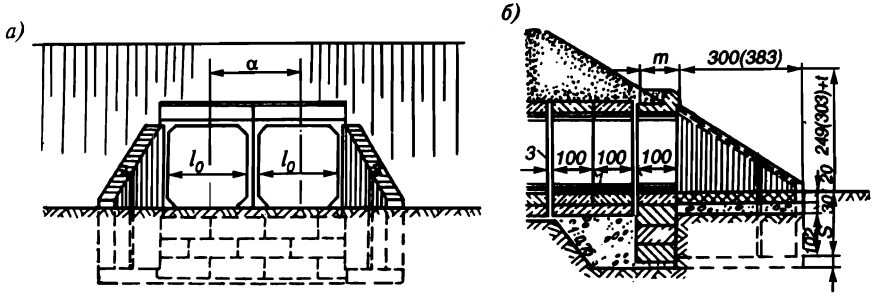



Р и с. 24.17. Малый мост:

*1* — промежуточные опоры; *2* — береговые опоры; *3* — пролетные строения; *4* — укрепленные конуса; *5* — укрепленное подмостовое русло




Р и с. 24.18. Круглая одноочковая железобетонная труба:
*а* — входной оголовок; *б* — продольный разрез



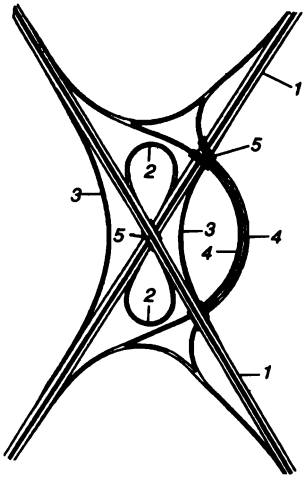

Р и с. 24.19. Прямоугольная двухочковая железобетонная труба:
*а* — входной оголовок; *б* — продольный разрез

Прямоугольные трубы, обычно применяют со следующими размерами отверстий: 2,0 × 2,0 м; 2,5 × 2,0 м; 3,0 × 2,5 м и 4,0 × 2,5 м. Прямоугольные трубы бывают одно- и двухочковые (рис. 24.19).

Отверстия дорожных труб и малых мостов определяют по расчету, исходя из ожидаемых расходов и объемов стока с водосборов (обычно повторяемость 1 раз в 50 лет). С этой целью для каждого водопропускного сооружения по топографическим картам или материалам аэросъемок проводят водораздельную линию, оконтуривающую водосбор до замыкающего створа (трассы автомобильной дороги) и определяют необходимые для гидрологических и гидравлических расчетов параметры ($F$ — площадь водосбора, км$^2$; $L$ — длину лога, км; $I$ — уклон водосбора; $I_л$ — уклон лога у сооружения).

## 24.9. ПЕРЕСЕЧЕНИЯ И ПРИМЫКАНИЯ АВТОМОБИЛЬНЫХ ДОРОГ В РАЗНЫХ УРОВНЯХ

*Транспортные развязки* на пересечениях и примыканиях автомобильных дорог в разных уровнях являются сложнейшими узлами автомобильных дорог с точки зрения проектирования плана соединительных рамп,




Р и с. 24.20. Схема сложной транспортной развязки в разных уровнях:

*1* — пересекающиеся автомагистрали; *2* — левоповоротные съезды; *3* — правоповоротные съезды; *4* — директивные левоповоротные съезды; *5* — путепроводы

продольного и поперечных профилей, вертикальной планировки, организации поверхностного водоотвода. Развязки в разных уровнях, устраиваемые прежде всего на автомобильных дорогах высоких категорий, призваны для исключения пересечения транспортных потоков разных направлений в одном уровне с соответствующим увеличением пропускной способности дорог, скоростей движения, уровней удобства и безопасности движения. На примере сложной транспортной развязки, представленной на рис. 24.20, показаны основные их элементы: пересекающиеся автомагистрали, левоповоротные, правоповоротные съезды, директивные левоповоротные съезды, путепроводы.

Тип и принципиальные схемы транспортных развязок движения определяются множеством факторов: категориями пересекающихся дорог, перспективной интенсивностью транспортных потоков по направлениям; рельефом и ситуационными особенностями местности в районе пересечения или примыкания и т. д.

Из всего многообразия разработанных схем транспортных развязок на пересечениях и примыканиях автомобильных дорог на рис. 24.21 представлены некоторые из них, находящие применение в практике транспортного строительства в РФ.

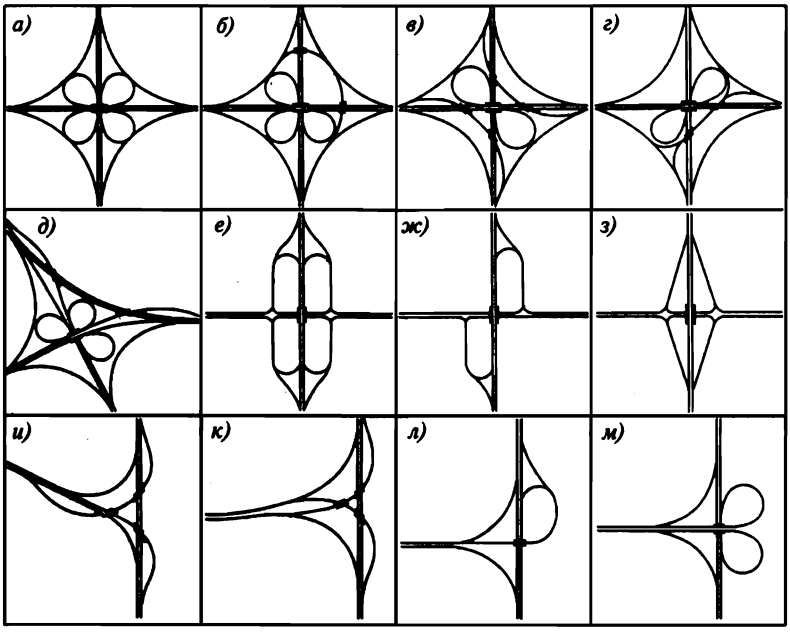
Со стороны действующих строительных норм и правил проектирования к развязкам движения предъявляют следующие требования:

схемы развязки движения в разных уровнях на дорогах I — II категорий не должны допускать пересечений левоповоротного движения с транспортными потоками основных направлений;

пересечения и примыкания на дорогах I — II категорий предусматривают не чаще, чем через 5 км, а на дорогах III категории — не чаще, чем через 2 км;

выезды с дорог I — III категорий и въезды на них осуществляют с устройством переходно-скоростных полос;

на участках ответвлений и примыканий съездов развязок движения используют особые типы переходных кривых, характеризуемых параболическим либо *S*-образным законами изменения кривизны и наилучшим




Р и с. 24.21. Схемы развязок движения на пересечениях и примыканиях автомобильных дорог в разных уровнях:

*а* — развязка «клеверный лист»; *б, в, г, д* — комбинированные клеверообразные развязки с директивными левоповоротными съездами; *е* — развязка «обжатый клеверный лист»; *ж* — развязка «обжатый неполный клеверный лист»; *з* — ромбовидное пересечение; *и, к* — примыкания с директивными левоповоротными съездами; *л* — примыкание по типу «трубы»; *м* — примыкание со смежными левоповоротными петлями

образом отвечающих условиям движения по ним автомобилей с переменными скоростями, например кривые типа ПЕРС или разного рода тормозные кривые:

$$B^3 = RL^2, \qquad (24.16)$$

где $B$ — параметр тормозной переходной кривой, м; $R$ — радиус кривизны в точке тормозной кривой на расстоянии $L$ от ее начала;

минимальные радиусы кривых в плане на правоповоротных съездах с дорог I — II категорий принимают равными $R = 300$ м, а с дорог III категории $R = 150$ м, на левоповоротных съездах минимальные радиусы принимают соответственно равными 100 и 60 м;

ширину проезжей части на всем протяжении левоповоротных съездов принимают равной 5,5 м, а на правоповоротных съездах — 5,0 м. Ширина

обочин с внутренней стороны закруглений на съездах должна быть не менее 1,5 м, а с внешней стороны — 3,0 м;

продольные уклоны на съездах развязок движения в разных уровнях не должны быть более 40‰.

# Глава 25. ГЕОДЕЗИЧЕСКИЕ РАБОТЫ ПРИ ТРАССИРОВАНИИ АВТОМОБИЛЬНЫХ ДОРОГ

## 25.1. ОСОБЕННОСТИ СОВРЕМЕННОЙ ТЕХНОЛОГИИ ИЗЫСКАНИЙ АВТОМОБИЛЬНЫХ ДОРОГ

Развивающийся в последние годы стремительный процесс совершенствования вычислительной техники предопределил качественное изменение как технологии проектно-изыскательских работ, так и методов проектирования. Системное автоматизированное проектирование предполагает обязательную многовариантность проработки основных инженерных решений (при автоматизированном проектировании рассматриваемое число вариантов на порядок больше по сравнению с традиционной технологией). Это прежде всего касается плана трассы, положения проектной линии продольного профиля, конструктивных элементов автомобильных дорог и т. д. Объем исходной изыскательской информации в связи с этим значительно возрастает и, учитывая сжатые сроки проектирования, эта информация не может быть получена традиционными методами производства изыскательских работ с использованием морально устаревшего геодезического и инженерно-геологического оборудования.

При проработке на уровне САПР-АД большого числа возможных направлений трассы автомобильной дороги уже недостаточно информации, собираемой на узкой полосе вдоль априори принятого направления автомобильной дороги, а уже необходима информация на весьма широкой полосе варьирования, где могут пройти конкурирующие варианты трассы. Эта информация (топографическая, геологическая, почвенно-грунтовая, гидрогеологическая, гидрологическая и т. д.) не может быть получена в сжатые сроки при использовании традиционных методов наземных изысканий.

Технология и методы производства изыскательских работ на уровне САПР-АД получили широкое развитие в ряде развитых стран. В последние годы в России по сути завершился процесс перестройки проектно-изыскательского дела в соответствии с требованиями системного, автоматизированного проектирования автомобильных дорог и сооружений на них.

Отличительными особенностями производства изыскательских работ при проектировании на уровне САПР-АД являются:

получение топографической и другой изыскательской информации в пределах полосы варьирования трассы, ширина которой может быть значительной (до 1/3 длины трассы) на ранних стадиях проектирования, когда рассматриваются принципиальные, конкурирующие направления будущей дороги;

широкое использование (до 40—60% от общего объема изыскательских работ) аэрокосмических методов сбора информации о местности: аэросъемочных, аэрогеодезических, аэрогеологических, аэрогидрологических и т. д.;

применение методов наземной стереофотограмметрии (фототеодолитных съемок);

использование в фотограмметрии электронной цифровой фотографии и автоматизированных систем цифровой фотограмметрии (АСЦФ) для обработки стереопар (типа «Photomod»);

широкое применение методов электронной геодезии (т. е. использование электронных тахеометров, регистрирующих нивелиров, светодальномеров, автоматически регистрирующих результаты измерений на магнитные носители информации в виде, пригодном для непосредственного ввода в память компьютера);

применение систем спутниковой навигации «GPS» во всех видах изыскательских работ (топографических, инженерно-геологических, гидрологических, экономических и т. д.);

подготовка информации в виде, пригодном для оперативного использования при автоматизированном проектировании, т. е. получение цифровых (ЦММ) и математических (МММ) моделей местности на полосе варьирования трассы;

широкое применение геофизических методов при инженерно-геологических обследованиях (электромагнитных, сейсмических, радиолокационных, геоакустических, магнитометрических, гравиметрических, ядерных и термометрических методов).

Перечисленные выше высокопроизводительные и точные методы сбора информации позволяют получать громадную по объему информацию для автоматизированного проектирования автомобильных дорог в сжатые сроки.

## 25.2. ОБОСНОВАНИЕ ПОЛОСЫ ВАРЬИРОВАНИЯ ТРАССЫ

Размеры *полосы варьирования* конкурирующих вариантов трассы в значительной степени определяют как объемы аэро- и наземных изысканий, так и объемы проектных работ по поиску наилучшего положения

трассы. Назначение излишне широкой полосы варьирования приводит к неоправданному увеличению объемов проектно-изыскательских работ и сильно осложняет поиск наилучшего проектного решения. При занижении ширины полосы варьирования возникает опасность, что наилучший вариант трассы может оказаться вне пределов зоны, освещенной материалами изысканий.

В связи с этим обоснованию размеров полосы варьирования трассы должно уделяться исключительное внимание. Выбранная полоса варьирования должна охватывать все участки местности, где могут пройти конкурирующие варианты автомобильной дороги.

Ширину полосы варьирования трассы устанавливают по топографическим картам (обычно масштабов 1:25 000—1:10 000), по материалам аэрофотосъемок прошлых лет и по результатам воздушных обследований с учетом топографических, ситуационных, инженерно-геологических, гидрогеологических, почвенно-грунтовых, гидрологических и других условий. В настоящее время в проектно-изыскательских институтах России обоснование полосы варьирования, как правило, осуществляют субъективно, без использования аналитических компьютерных методов.

В практике изысканий и проектирования автомобильных дорог за рубежом (например, в США, Канаде и др.) выбору полосы варьирования трассы на стадии предварительных работ уделяют огромное внимание. И это не случайно, поскольку при обоснованной полосе варьирования трассы в ходе последующего проектирования удается находить проектные решения, строительная стоимость которых до 10% ниже стоимости вариантов без детального обоснования полосы варьирования, при одновременном снижении стоимости изысканий и проектирования, трудовых затрат и сокращения сроков выполнения проектно-изыскательских работ. В США, например, в связи с этим затраты на рекогносцировочные изыскания и обследования полосы варьирования составляют около 50% от суммы затрат на весь комплекс изыскательских работ.

В связи с произошедшим в стране переходом на технологию и методы системного, автоматизированного проектирования автомобильных дорог все большее значение начинают приобретать методы аналитического обоснования полосы варьирования трассы с использованием компьютерных программ. Первый аналитический метод обоснования полосы варьирования трассы в нашей стране был разработан Д.Г.Румянцевым. Суть его сводится к следующему.

С использованием имеющихся топографических карт, материалов аэрофотосъемок прошлых лет, материалов изысканий, выполненных на предшествующих стадиях проектирования, а также результатов воздушных обследований строят предварительную цифровую модель местности (ЦММ), которой охватывают заведомо большую территорию, чем это

требуется для установления наилучшего направления трассы. Особенно часто для этой цели используют материалы изысканий предшествующих стадий проектирования, например, материалы изысканий технико-экономического обоснования (ТЭО) для обоснования полосы варьирования при разработке инженерного проекта (ИП) и т. д.

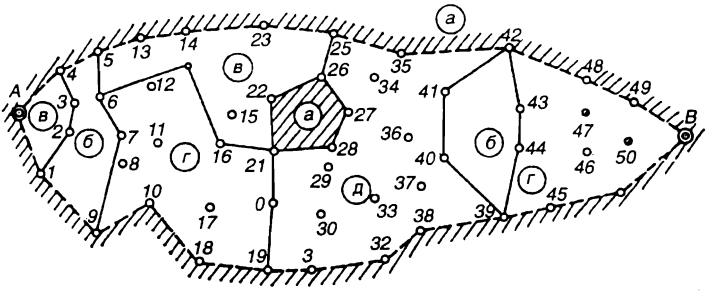
При подготовке предварительной ЦММ и аналитического определения границ полосы варьирования конкурирующих вариантов трассы из рассмотрения сразу же исключают объекты и участки местности, проход трассы автомобильной дороги через которые либо нецелесообразен (ценные сельскохозяйственные угодья, болота, оползни, осыпи, засоленные почвы, закарстованные участки местности и т. д.), либо вовсе невозможен (территории промышленных предприятий, населенные пункты, территории оборонных объектов, заповедные зоны и т. д.), а также устанавливают фиксированные точки и направления, проход трассы через которые обязателен. Рассматривают также участки местности, где в ходе аналитического трассирования необходимо решить вопрос возможности их обхода, либо пропуска через них трассы автомобильной дороги. К таким участкам относят отмеченные выше ценные сельскохозяйственные угодья, болота, оползни, осыпи, засоленные почвы, закарстованные участки и, кроме того, пучинистые участки местности, конусы выноса и т. д. Им придают соответствующие стоимостные значения возведения земляного полотна автомобильной дороги, и появляется возможность автоматического альтернативного решения трассы в пользу обхода участка местности с высокой стоимостью строительных работ либо в пользу прохождения по этому участку, если его обход связан со значительным удлинением трассы.

Границы полосы варьирования устанавливают путем аналитического предварительного компьютерного трассирования с использованием предварительной ЦММ, на которой отмечают границы участков, прохождение трассы через которые заведомо нецелесообразно (рис. 25.1, зона *а*); границы зон с различными стоимостными показателями возведения земляного полотна автомобильной дороги (рис. 25.1, зоны *б* — *д*); структурные линии с точками характерных изломов местности. При этом точки излома контуров и рельефа нумеруют по линиям, располагаемым поперек направления воздушной линии.

Компьютерное определение границ полосы варьирования производят в следующей последовательности (рис. 25.2):

из исходной точки трассы последовательно задают направления на все впередилежащие точки первой (точки *1, 2, 3, 4*) поперечной линии;

из каждой точки первой поперечной линии задают направления на все впередилежащие точки второй (точки *5, 6, 7, 8, 9*) поперечной линии (см. рис. 25.2) при условии, что они не пересекают границ зоны *а*;



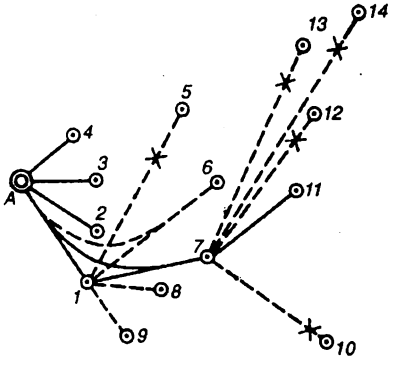

Р и с. 25.1. Цифровая модель местности для обоснования границ полосы варьирования трассы

в каждый образованный угол поворота трассы и в каждый перелом продольного профиля вписывают горизонтальные и вертикальные кривые минимальных радиусов. Зоны размещения кривых ограничивают концом предыдущей и началом последующей кривых;

все варианты, для которых допустимые радиусы кривых в плане и продольном профиле вписаны быть не могут, а продольные уклоны оказываются больше допустимых, из рассмотрения исключаются;

в пределах полученной таким образом зоны осуществляют перебор всех возможных вариантов с сопоставлением их между собой по укрупненным приведенным затратам. К дальнейшему рассмотрению принимают зону, разместившуюся между лучшим вариантом и прилегающими к нему вариантами, приведенные затраты для которых не отличаются более чем на 15% от лучшего варианта трассы. При этом могут быть получены разобщенные зоны, каждая из которых определяет свое принципиальное направление трассы.

Детальный сбор изыскательской информации осуществляют после этого уже только в пределах полосы (или зон) варьирования наилучших вариантов трассы. На ранних стадиях проектирования нередко (ТЭО) приходится рассматривать значительное число принципиальных направлений трассы.




Р и с. 25.2. Вариантный перебор возможных направлений трассы

В связи с необходимостью при проектировании на уровне САПР-АД получения исходной топографической, инженерно-геологической, гидрогеологической, почвенно-грунтовой, гидрологической и других видов обязательной изыскательской инфор-

мации на полосе варьирования трассы значительной ширины самой важной на стадии производства полевых работ становится проблема использования современных, высокопроизводительных и достаточно точных методов автоматизированного сбора, регистрации и обработки исходных данных о местности. Эта задача может быть решена лишь при условии выполнения изыскательских работ силами специализированных организаций, оснащенных парком современного аэросъемочного, электронного геодезического, стереофотограмметрического, навигационно-космического, инженерно-геологического и геофизического оборудования, а также современной вычислительной техникой, укомплектованной развитым парком периферийного оборудования (лазерными и струйными принтерами, сканерами, плоттерами и т. д.).

## 25.3. ТЕХНОЛОГИЯ АВТОМАТИЗИРОВАННОГО ПРОЕКТИРОВАНИЯ АВТОМОБИЛЬНЫХ ДОРОГ С ИСПОЛЬЗОВАНИЕМ ЦИФРОВЫХ И МАТЕМАТИЧЕСКИХ МОДЕЛЕЙ МЕСТНОСТИ

Технология автоматизированного проектирования автомобильных дорог представляет собой совокупность правил, определяющих действия инженерно-технического персонала по высококачественному решению проектной проблемы в фиксированные сроки и с минимальными затратами при комплексном использовании всех компонентов обеспечения САПР-АД: методического, программного, информационного, технического и организационного.

Технология автоматизированного проектирования автомобильных дорог определяется рядом факторов, основные из которых следующие:

стадия проектирования (ТЭО- технико-экономическое обоснование; ИП — инженерный проект; РД — рабочая документация или РП — рабочий проект). Проектирование автомобильных дорог на разных стадиях различаются кругом решаемых экономических и проектных проблем; составом, объемом и точностью исходной изыскательской информации; степенью детализации проектных проработок и их оценки по основным показателям; шириной полосы варьирования и, наконец, конечной целью проектирования. Характерными особенностями проектирования автомобильных дорог на разных стадиях являются постепенное сужение полосы поиска наилучшего положения трассы, возрастание точности исходной изыскательской информации (увеличение масштабов топографических планов, детализация ЦММ и т. д.) и возрастание детализации проектных проработок;

категория проектируемой дороги. С категорией дороги связаны параметры плана и продольного профиля, размеры земляного полотна, конструкции дорожных одежд и искусственных сооружений, требования по

обеспечению уровней удобства и безопасности движения, требования по охране окружающей среды и решение других экологических проблем;

административно-хозяйственное значение проектируемой дороги (дороги общегосударственного, республиканского, краевого и областного значения, курортные дороги, подъездные пути, городские и сельскохозяйственные дороги) имеет свои специфические особенности, что находит отражение в методах и технологии их проектирования;

природные условия района проектирования. На те или иные проектные решения оказывают существенное влияние: дорожно-климатическая зона района изысканий и проектирования дороги, категория рельефа, инженерно-геологические, гидрогеологические и почвенно-грунтовые и другие условия района проектирования;

вид, качество и объем исходной изыскательской информации для проектирования (материалы тахеометрических, фототеодолитных, аэрофотосъемок, наземно-космических съемок, материалы инженерно-геологических и инженерно-гидрологических обследований, данные экономических изысканий и т. д.). Все это во многом определяет различия в технологии и методах автоматизированного проектирования и прежде всего, на начальных этапах проектного процесса при создании цифровых и математических моделей рельефа и геологического строения местности на полосе варьирования трассы;

вид проектируемого объекта и его размеры (протяженность). Круг решаемых проектных задач, а также этапная последовательность оказываются несколько различными при проектировании объектов нового строительства, при разработке проекта реконструкции, при разработке проекта титульного мостового перехода и т. д. При этом проектирование новой автомобильной дороги принято рассматривать как частный случай реконструкции;

состояние средств обеспечения САПР-АД, находящихся в процессе непрерывного развития и совершенствования, влияют на соответствующие изменения технологии и методов автоматизированного проектирования.

Таким образом, технология и методы автоматизированного проектирования автомобильных дорог в каждом конкретном случае определяются множеством разнообразных факторов. Однако есть и общие черты автоматизированного проектирования, отличающие его от традиционного и присущие всем известным САПР-АД. Это прежде всего:

комплексная автоматизация сбора, регистрации и обработки данных изысканий и представление их в виде крупномасштабных топографических планов в координатах и ЦММ в той же системе координат на полосу варьирования конкурирующих вариантов трассы автомобильной дороги;

многовариантная проработка принципиальных направлений трассы (в рамка САПР-АД рассматривают, как правило, несколько десятков вариантов и подвариантов трассы) с получением исходных данных для проектирования по каждому варианту (черный продольный профиль, поперечные профили земли, почвенно-грунтовые и инженерно-геологические разрезы, данные по размерам поверхностного стока, экономические показатели местности и т. д.) с использованием ЦММ и МММ;

автоматизированное проектирование с использованием систем прикладных программ всех элементов автомобильной дороги (план трассы, варианты проектной линии продольного профиля, поперечные профили земляного полотна, варианты конструкции дорожных одежд, искусственные сооружения, система дорожного водоотвода, транспортные развязки движения, обстановка и принадлежности дороги, здания и сооружения автотранспортной службы, подсчеты объемов строительных работ и т. д.);

системное использование средств автоматизации и вычислительной техники;

проектирование в интерактивном режиме (взаимодействие в ходе выработки проектных решений инженера-проектировщика и компьютера);

четкая этапность выполнения основных проектных процедур;

широкое использование методов математического моделирования (цифровое и математическое моделирование рельефа и инженерно-геологического строения местности, моделирование полотна автомобильной дороги в трехмерном пространстве, моделирование стока ливневых и талых вод с малых водосборов, моделирование работы малых водопропускных труб и мостовых переходов, моделирование транспортных потоков и т. д.);

использование математических методов оптимизации проектных решений (проектирование оптимального продольного профиля, оптимальных дорожных одежд, искусственных сооружений и т. д.);

многовариантная проработка тех элементов проектируемых дорог, для которых еще не созданы целевые функционалы и математический аппарат аналитического поиска их экстремумов;

всесторонняя, глубокая оценка проектных решений по каждому из вариантов трассы и их соответствующая корректировка по многим критериям: объемы строительных работ, сметная стоимость, транспортно-эксплуатационные расходы, приведенные затраты, стоимость отчуждения земель, затраты на зимнее содержание дороги, обеспечение видимости, оценка зрительной ясности и плавности трассы и вписывания ее в окружающий ландшафт, время сообщения, уровни удобства и безопасность движения, пропускная способность, степень загрязнения окружающей

среды транспортным шумом, тяжелыми окислами свинца, отработанными маслами и т. д.;

полная автоматизация подготовки, оформления и тиражирования проектно-сметной документации.

На каждой стадии проектирования выполняют согласования проектных решений с заказчиком, землепользователями, заинтересованными организациями, ведомствами и министерствами. Согласования — это весьма трудоемкий и длительный процесс. В связи с этим на современном этапе все чаще согласования проектов автомобильных дорог осуществляют в автоматизированном режиме в рамках геоинформационных систем (ГИС).

## 25.4. ГЕОДЕЗИЧЕСКИЕ РАБОТЫ ПРИ ТРАДИЦИОННЫХ ИЗЫСКАНИЯХ АВТОМОБИЛЬНЫХ ДОРОГ

Состав, объемы, точности выполняемых работ, а также число рассматриваемых вариантов трассы при проектировании автомобильных дорог во многом зависят от стадии проектирования: ТЭО — технико-экономическое обоснование; ИП — инженерный проект; РД — рабочая документация или РП — рабочий проект.

Изыскания автомобильных дорог осуществляют в три этапа: подготовительный, полевой и камеральный.

В соответствии с традиционной технологией изысканий и проектирования автомобильных дорог и сооружений на них сбор исходной изыскательской информации, необходимой для составления проекта автомобильной дороги, производят в такой последовательности.

*Подготовительный период.*

После получения Генеральной проектной организацией от Заказчика утвержденного задания на производство проектно-изыскательских работ выполняют следующее:

получают разрешение на производство проектно-изыскательских работ, заказывают топографические карты на район изысканий в масштабах 1:100 000, 1:50 000, 1:25 000 и 1:10 000 и материалы аэросъемок прошлых лет. Изучают проектные материалы и материалы изысканий предшествующих стадий проектирования;

перед выездом в поле осуществляют трассирование вариантов автомобильной дороги по топографическим картам масштабов 1:25 000—1:10 000. Иногда для этой цели используют материалы старых аэрофотосъемок;

в зависимости от стадии проектирования (ТЭО — технико-экономическое обоснование, ИП — инженерный проект, РД — рабочая документация или РП — рабочий проект) рассматривают различное количество

вариантов и подвариантов направления трассы и осуществляют их сопоставление по весьма ограниченному числу показателей (длина трассы, число углов поворота, минимальные радиусы кривых в плане, количество малых водопропускных сооружений, условия пересечения крупных водотоков, ориентировочные объемы земляных работ и т. д.). При этом сравнение вариантов вынужденно производят при практическом отсутствии или остром недостатке таких видов информации, как почвенно-грунтовые, инженерно-геологические, гидрогеологические условия проектирования, экономические условия и других видов важнейшей информации;

составляют календарный график и сметы на производство проектно-изыскательских работ и заключают договора с Заказчиком и Субподрядными проектными организациями на выполнение отдельных разделов и подразделов проекта;

получают разрешение на производство инженерно-геодезических и инженерно-геологических работ;

формируют и укомплектовывают изыскательские подразделения (экспедицию, изыскательские партии и отряды);

осуществляют выезд изыскательских подразделений на место производства работ.

*Полевой период.*

На стадии полевых наземных изысканий (аэроизыскания применяют сравнительно редко), как правило, по единственному, выбранному на стадии предварительной камеральной проработки варианту трассы, осуществляют сбор полевой информации с использованием геодезического, инженерно-геологического и гидрометрического оборудования в следующей последовательности:

предварительное согласование трассы с заинтересованными организациями, ведомствами и землепользователями;

полевое трассирование принятого на стадии камеральной проработки варианта (редко подвариантов) трассы;

планово-высотное закрепление трассы знаками: притрассовыми реперами, осевыми и угловыми столбами, земляными конусами и привязкой к постоянным местным предметам;

разбивка пикетажа по трассе (в последние годы иногда используют беспикетный метод разбивки трассы с использованием электронных тахеометров);

двойное продольное геометрическое нивелирование трассы по разбитому пикетажу;

съемка поперечников;

тахеометрические съемки сложных мест (мостовые переходы, транспортные развязки, участки сложного поверхностного водоотвода и т. д.);

съемки пересечений коммуникаций (линий связи, ЛЭП, нефтепродуктопроводов, водоводов, кабелей связи и т. д.);

гидрометеорологические и гидрометрические работы;

инженерно-геологические работы по трассе;

разведка местных дорожно-строительных материалов;

согласования с землепользователями, заинтересованными организациями и ведомствами;

сдача комиссии закрепленной трассы и основных материалов изысканий;

закрытие изыскательской базы, отправка сотрудников и имущества изыскательских подразделений.

*Камеральный период.*

Существенную часть камеральных работ, касающихся обработки журналов полевых измерений, составления плана трассы, продольного профиля земли по оси дороги, инженерно-геологических разрезов, топографических планов и т. д. выполняют в ходе полевых изысканий. Такая организация камеральных работ способствует более качественному выполнению изыскательских работ и исключению грубых ошибок в процессе полевых геодезических измерений.

По завершении полевых изыскательских работ производят окончательную обработку изыскательских материалов и готовят план трассы автомобильной дороги в масштабе 1:10 000, продольный профиль земли по оси трассы с инженерно-геологическим разрезом, поперечные профили, топографические планы и ЦММ и т. д. Составляют исполнительную смету и отчеты об инженерно-геодезических, инженерно-геологических и гидрометеорологических изысканиях.

Информацию о местности при традиционных изысканиях собирают на узкой полосе (60—200 м) вдоль априори выбранного варианта трассы автомобильной дороги. На основе полученных в поле материалов разрабатывают проект автомобильной дороги, как правило, с использованием традиционной технологии и методов проектирования, где компьютерную технику используют лишь для решения отдельных сложных проектных задач и процедур в пакетном режиме обработки программ.

## 25.5. ТРАССИРОВАНИЕ АВТОМОБИЛЬНЫХ ДОРОГ ПО КАРТАМ, ПЛАНАМ И МАТЕРИАЛАМ АЭРОФОТОСЪЕМОК

*Выбор направления трассы* является комплексной задачей, при решении которой детально рассматривают по основным показателям конкурирующие варианты автомобильной дороги (по строительной стоимости и приведенным затратам, транспортно-эксплуатационным расходам, материалоемкости, уровням удобства и безопасности движения и т. д.).

Общее направление дороги устанавливают на основе экономических изысканий, в соответствии со схемами развития и размещения сети автомобильных дорог, размещения и развития производственных сил данного региона, схемами районной планировки и землеустройства.

При нанесении каждого варианта трассы принимают во внимание следующие условия:

учитывают требования технических нормативов (например, минимально допустимые радиусы кривых в плане, радиусы вертикальных выпуклых и вогнутых кривых, допустимые предельные уклоны);

варианты автомобильной дороги трассируют по возможности по кратчайшим направлениям с целью получения наивыгоднейших проектных решений в части строительной стоимости и последующих транспортно-эксплуатационных расходов;

учитывают природные условия района проектирования автомобильной дороги (топографические, геологические, гидрогеологические, почвенно-грунтовые, гидрометеорологические);

учитывают ситуационные условия района проектирования (например, существующую застройку, коммуникации, ценные пахотные угодья, запретные зоны, участки и территории, непригодные для строительства дороги);

рассматривают варианты мест пересечения крупных водотоков;

решают вопросы трассирования в районе населенных пунктов с целью наилучшего обслуживания местных транспортных связей и транзитного движения;

учитывают требования ландшафтного проектирования автомобильных дорог;

учитывают требования по обеспечению удобства и безопасности движения;

и наконец, принимают во внимание экологические требования и условия (загрязнение придорожной полосы транспортным шумом, отработанными газами автомобилей, тяжелыми окислами свинца и т. д.).

Сложность, высокая стоимость строительства и значительные размеры текущих затрат на содержание дороги в большинстве случаев заставляют избегать размещения трассы на участках местности с неблагоприятными геологическими условиями (вечномерзлые грунты, оползни, осыпи, болота, засоленные грунты, участки местности с явно выраженными эрозионными процессами, явлениями карстообразования и т. д.).

Ежегодные затраты на борьбу со снежными заносами на автомобильных дорогах страны весьма велики, поэтому при трассировании вариантов дороги учитывают преобладающие направления ветров с тем, чтобы уже на стадии проектирования в максимальной степени предохранить

земляное полотно от заносов снегом, а в пустынных районах — от заносов песком.

Учитывая большую ценность сельскохозяйственных угодий, дороги трассируют, как правило, по землям несельскохозяйственного назначения.

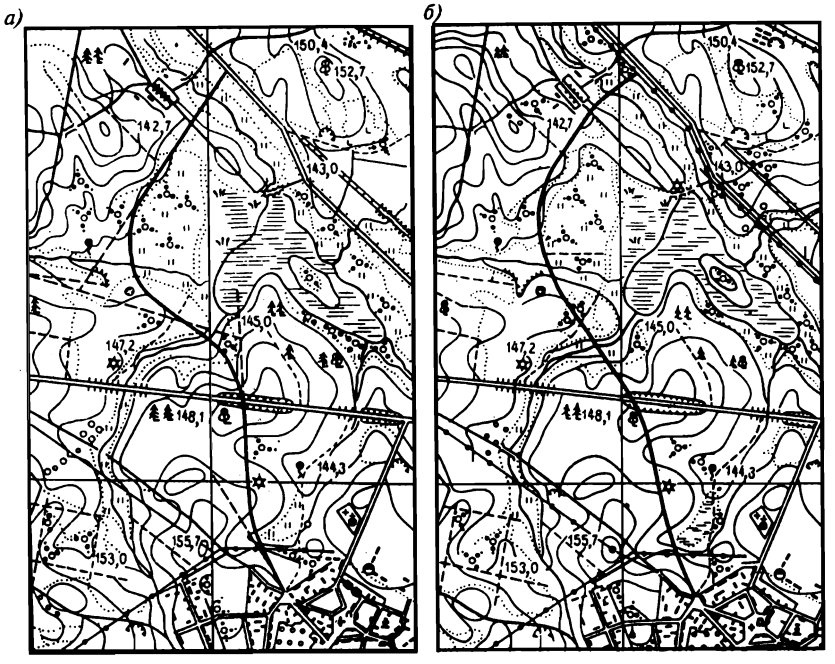
При трассировании автомобильных дорог в районе населенных пунктов приходится рассматривать два принципиальных решения: в обход с постройкой подъездного пути; прохождения трассы по территории населенного пункта.

При проектировании безопасной для автомобильного движения трассы следует избегать кривых малого радиуса в конце затяжных спусков; резких поворотов дороги за переломами продольного профиля; пересечений с дорогами в одном уровне в условиях необеспеченной видимости; участков переплетений и слияний транспортных потоков местного и транзитного движения с различными скоростями;

длинных прямых и особенно прямых, сочетающихся в конце с кривыми в плане малого радиуса.

Традиционная технология проектирования плана автомобильных дорог основана на использовании принципа «тангенциального трассирования», заключающегося в том, что на карту либо топографический план наносят с помощью линейки ломаный тангенциальный ход, в изломы которого вписывают круговые кривые или кривые со вспомогательными переходными, минимальные допустимые значения радиусов которых нормированы действующими строительными нормами и правилами.

Основной недостаток принципа «тангенциального трассирования» состоит в том, что ломаный тангенциальный ход, укладываемый сообразно рельефу и ситуации, во многом определяет положение самой трассы автомобильной дороги в плане и, в частности, криволинейных ее участков (рис. 25.3, *а*). Это обстоятельство почти всегда определяет негибкую пространственную линию автомобильной дороги, которая характеризуется наличием длинных прямых и коротких круговых кривых минимальных радиусов, наличием закруглений за переломами продольного профиля, повышенными объемами строительных работ, высокой аварийностью и т. д. Принцип «тангенциального трассирования» применим лишь в отдельных случаях только на участках трассы, где направления, определяющие углы поворота, фиксированы жесткими ситуационными условиями (например, направлениями улиц населенного пункта, прямолинейными участками реконструируемых дорог и т. д.). В остальных случаях принцип «тангенциального трассирования» при проектировании плана автомобильных дорог применять не следует.




Р и с. 25.3. План трассы автомобильной дороги, запроектированной с использованием принципов:

*а* — тангенциального трассирования; *б* — гибкой линейки

Принцип «гибкой линейки» существенно отличен от технологии «тангенциального трассирования» и является основным при проектировании плана автомобильных дорог. Суть принципа «гибкой линейки» состоит в том, что на крупномасштабной карте или плане, сообразуясь с рельефом и ситуацией, вписывают плавную линию от руки либо с помощью гибкой линейки — сплайна (рис. 25.3, *б*). При этом положение тангенциального хода (углы поворота, положение их вершин) и параметры закруглений определяются трассой автомобильной дороги, а не наоборот, как это принято при тангенциальном трассировании.

Принцип «гибкой линейки» является основным при автоматизированном проектировании клотоидных трасс. При представлении трассы обычными закруглениями по плавной эскизной линии устанавливают положение тангенциального хода, измеряют транспортиром углы поворота $\theta$ и по масштабу биссектрисы $Б$ на закруглениях. По известным значениям $\theta$ и $Б$ с использованием таблиц горизонтальных кривых или на микрокалькуляторе по формуле:

$$R = \frac{Б}{\sec\frac{\theta}{2} - 1} \qquad (25.1)$$

вычисляют радиусы закруглений с последующим округлением до кратных значений.

При трассировании всегда стремятся к возможному снижению объемов земляных работ. Это удается сделать в тех случаях, когда на напряженных участках трассу развивают с уклоном, равным предельно допустимому для дороги данной категории (см. гл. 4, § 4.5).

Полученную таким образом ломаную линию сглаживают по принципу «гибкой линейки» с максимальным приближением плавной эскизной линии к этому ломаному ходу.

При затяжных уклонах, равных предельно допустимому, через каждые 2—3 км предусматривают участки с уклонами не более 20‰ или горизонтальные площадки длиной не менее 50 м.

При трассировании автомобильных дорог по материалам аэрофотосъемок используют материалы маршрутных аэросъемок прямолинейными и криволинейными маршрутами. В отдельных случаях на сложных участках местности используют плановую аэросъемку. Аэросъемочные маршруты и интервалы фотографирования назначают такими, чтобы получаемые аэрофотоснимки имели взаимное продольное перекрытие не менее 60% и поперечное между параллельными маршрутами от 20 до 60%.

Трассирование осуществляют либо по фотопланам, получаемым в результате трансформирования аэрофотоснимков (см. гл. 20, § 20.5), либо по стереоскопическим моделям, получаемым на универсальных стереофотограмметрических приборах или на экране монитора компьютера при использовании автоматизированных систем цифровой фотограмметрии (АСЦФ), типа «Photomod».

### 25.6. ПОЛЕВЫЕ ГЕОДЕЗИЧЕСКИЕ РАБОТЫ ПРИ ТРАССИРОВАНИИ

Полевые работы при трассировании автомобильных дорог, особенно в сложных, труднодоступных районах проектирования, начинают обычно с аэровизуальных и наземных рекогносцировочных обследований.

*Аэровизуальные обследования*, выполняемые при полете самолета или вертолета на сравнительно малых высотах, позволяют оценить правильность выбранного направления трассы, выбрать положение створов мостовых переходов, обследовать участки со сложными инженерно-геологическими условиями, изучить на месте различные препятствия и наметить пути их обхода, выбрать пункты примыкания дороги к населен-

ным пунктам и объектам. Аэровизуальные обследования оформляют в виде отчета и по его материалам вносят коррективы в ранее намеченные варианты автомобильной дороги. Лишь после этого производят наземные работы.

*Наземные рекогносцировочные обследования*, которые обычно выполняет начальник изыскательской партии (отряда) с группой специалистов по инженерной геологии и гидрологии. В необходимых случаях привлекаются инженеры-геофизики, экономисты и другие специалисты. В ходе наземной рекогносцировки отыскивают и закрепляют на местности начальную, конечную и промежуточные контрольные точки, прохождение трассы через которые является обязательным. Обследуют на местности места пересечения водотоков и сложные в инженерно-геологическом отношении участки.

*Наземные геодезические работы при трассировании.*

Трассирование автомобильных дорог на местности выполняют с помощью теодолитов типа 2Т30П, 4Т30П, 4Т15П, 3Т5КП или электронных тахеометров типа Та3М или 3Та5. Перед началом полевых геодезических работ по трассированию автомобильных дорог теодолиты тщательно поверяют и при необходимости юстируют, В частности, обязательно устраняют или сводят к минимуму коллимационную ошибку (см. гл. 8, § 8.6).

При вешении в лесу делают просеки шириной не более 1 м. На этом этапе осуществляют предварительное закрепление трассы.

Наземные геодезические работы в местах пересечения трассой существующих автомобильных и железных дорог, линий электропередач и связи и других коммуникаций осуществляют с соблюдением действующих для этого специальных требований.

После выноса трассы в натуру осуществляют ее привязку к пунктам государственной геодезической сети, обычно прокладкой теодолитных ходов. При отсутствии вблизи трассы пунктов государственной геодезической сети через каждые 15—20 км производят определение истинных азимутов соответствующих направлений трассы с использованием гиротеодолитов (см. гл. 9, § 9.1).

Работу звена трассировщиков, возглавляемого начальником партии (отряда) или его заместителем, организуют следующим образом. Теодолит устанавливают в начальной точке трассы и приводят в рабочее положение. Устанавливают начальное направление трассы по характерным ориентирам на местности или с помощью буссоли теодолита по магнитному азимуту (см. гл. 8, § 8.8). Выставляют веху на возвышенном месте в пределах прямой видимости и производят вешение «на себя», выставляя вехи через каждые 80—100 м. Затем теодолит переносят на первую станцию, ориентируют на начало трассы и переводом трубы через зенит при двух кругах теодолита выставляют вторую станцию, после чего

вновь осуществляют вешение «на себя» и т. д. до первого угла поворота трассы. Каждую станцию закрепляют надежными точками и сторожками, на которых надписывают соответствующие номера станций. Взамен установленных вех, на местности оставляют деревянные «заменки» — ошкуренные в шахматном порядке приблизительно 2-метровые стволики молодых деревьев или используют для этой цели деревянные отходы столярных мастерских. Для изготовления заменок специальную рубку молодых деревьев не производят, а используют оставшийся материал после прорубки просек в ходе трассирования.

Углы поворота трассы измеряют одним полным приемом с записью отсчетов в специальный угломерный журнал. Разница углов в полуприемах не должна превышать двойной точности теодолита, а допустимая угловая невязка по трассе дороги нормируется $f_{\beta\,доп} = \pm 3'\sqrt{n}$ (где $n$ — общее число теодолитных станций и углов поворота). Здесь же назначают радиус круговой кривой, нередко измеряя для этой цели допустимую биссектрису. Углы поворота трассы обозначают на местности надежными точками и сторожками, на которых надписывают номер и величину угла поворота, а также назначенную величину радиуса кривой, которые в дальнейшем использует звено пикетажистов для расчета параметров закругления и определения пикетажных значений главных точек трассы.

## 25.7. ОБХОД ПРЕПЯТСТВИЙ ПРИ ТРАССИРОВАНИИ

При трассировании автомобильных дорог нередко возникают ситуации, когда в створ дороги попадают неустранимые в ходе изысканий препятствия (например, опора ЛЭП, реликтовое дерево, стог сена, здание или иное сооружение и т. д.). В таких случаях возникает необходимость в решении двух задач: продление створа через препятствие и измерение длины недоступного отрезка створа. Обход препятствий при трассировании осуществляют одним из следующих способов.

*Способ построения на створе треугольника.*

Этот способ используют в тех случаях, когда требуется обходить сравнительно небольшие по площади препятствия (столб, реликтовое дерево, стог сена и т. д.).

Задачу решают в следующей последовательности:

устанавливают теодолит в точке $A'$ перед препятствием и, сориентировав прибор на предыдущую осевую точку трассы $A$, откладывают некоторый острый угол $\alpha$ (рис. 25.4, *а*);

отмерив от точки $A'$ некоторое расстояние $b$ до точки $D$ устанавливают теодолит и, сориентировав его на точку $A'$, откладывают некоторый

угол β, таким образом, чтобы явно была обеспечена видимость на предполагаемое продолжение створа;

вычисляют величину угла γ в точке $B'$ на продолжении створа:

$$\gamma = \beta - \alpha; \tag{25.2}$$

из теоремы синусов определяют расстояние $a$ до точки продолжения створа $B'$:

$$a = \frac{b \sin \alpha}{\sin \gamma}; \tag{25.3}$$

откладывают расстояние $a$ и отмечают точку $B'$ на продлении створа;

устанавливают теодолит в точке $B'$ и, сориентировав его на точку $D$, откладывают угол γ и выставляют точку $B$ на продолжении створа;

из теоремы синусов вычисляют недоступное расстояние $d$ отрезка $A'B'$ створа:

$$d = \frac{b \sin \beta}{\sin \gamma}. \tag{25.4}$$

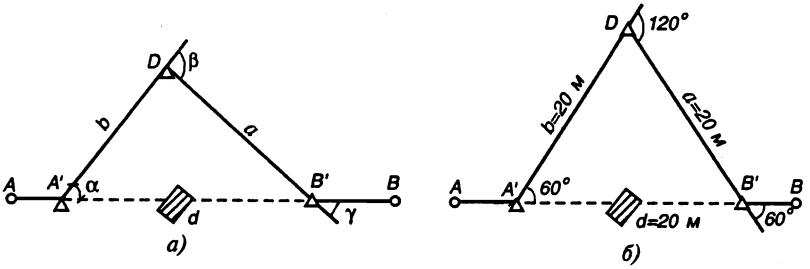
Вычисленное недоступное расстояние $d$ передают руководителю звена пикетажистов или отмечают на сторожках точек A′ и $B'$.

Часто задача обхода небольшого по площади препятствия решается еще более простым способом построения на створе равностороннего треугольника с помощью теодолита и ленты. Для этого:

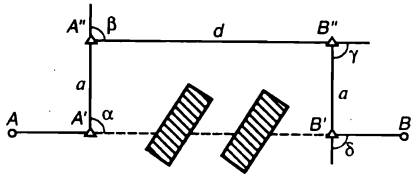
в точке $A'$ откладывают угол α = 60° и одну длину землемерной ленты $b$ = 20 м до точки $D$ (рис. 25.4, *б*);

в точке $D$ откладывают угол β = 120° и одну длину землемерной ленты $a$ = 20 м до точки $B'$ на продлении створа;

в точке $B'$ откладывают угол γ = 60° и выставляют точку $B$ на продлении створа.




Р и с. 25.4. Способ обхода препятствия построением на створе треугольника:
*а* — общий случай; *б* — случай построения равностороннего треугольника




Р и с. 25.5. Способ обхода препятствия параллельным смещением створов

Очевидно, что при использовании такого способа обхода препятствия отпадает необходимость в каких-либо вычислениях, а неприступное расстояние $d$ оказывается равным также 20 м.

*Способ параллельного смещения створов.*

Этот способ используют при обходе значительных по площади препятствий (например, сооружения, группы зданий и т. д.).

Как следует из рис. 25.5, в этом случае достаточно:

отложить в точке $A'$ угол $\alpha = 90°$ и на расстоянии $a$, достаточном для обхода препятствия, точку $A''$;

отложить в точке $A''$ угол $\beta = 90°$ и на расстоянии $d$, достаточном для обхода препятствия, точку $B''$;

отложить в точке $B''$ угол $\gamma = 90°$ и на расстоянии $a$ точку $B'$ на продолжении створа;

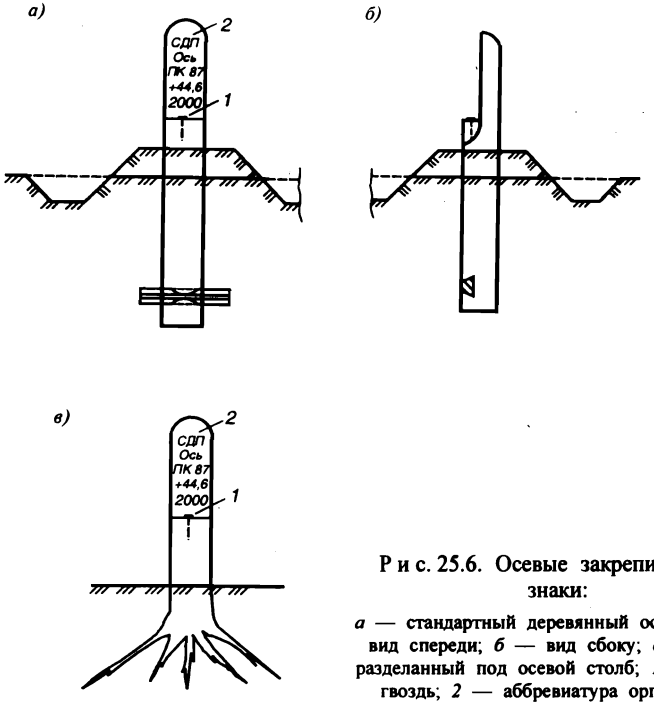
отложить в точке $B'$ угол $\delta = 90°$ и точку $B$, определив тем самым направления створа за препятствием $B'B$.

## 25.8. ЗАКРЕПЛЕНИЕ ТРАССЫ АВТОМОБИЛЬНЫХ ДОРОГ

Между периодами изысканий, проектирования и началом строительных работ порой проходит несколько лет. За это время заменки и большинство сторожков и точек пропадают. Поэтому трасса автомобильной дороги должна быть надежно закреплена стандартными знаками как в плановом, так и высотном отношениях: стандартными деревянными или железобетонными осевыми столбами, угловыми столбами, земляными конусами с погребенными точками, привязкой к местным постоянным предметам и притрассовыми реперами.

Закрепительные знаки, как правило, размещают в местах, на которых не производят сельскохозяйственных работ — на выгонах, на границах полей севооборотов, в кустарниках, в лесу и т. д.

*Осевыми столбами* закрепляют прямолинейные участки трасс автомобильных дорог (рис. 25.6, *а—в*), размещая их строго по оси трассы на расстоянии (в зависимости от категории рельефа) 0,3—0,5 км друг от друга. На лицевой стороне столба надписывают аббревиатуру организации, выполняющей изыскания; обозначение оси; пикетажное положение осевого столба; год производства изысканий. В полку столба по теодолиту забивают осевой гвоздь, который обводят кружком масляной краской.



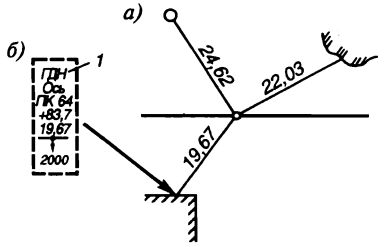

**Р и с. 25.6. Осевые закрепительные знаки:**

*а* — стандартный деревянный осевой столб, вид спереди; *б* — вид сбоку; *в* — пень, разделанный под осевой столб; *1* — осевой гвоздь; *2* — аббревиатура организации (СДП — Союздорпроект)

При трассировании автомобильных дорог в залесенной местности, когда по оси трассы оказываются подлежащие рубке деревья, последние иногда спиливают на высоте 0,7—0,8 м от комля, и полученный таким образом высокий пень разделывают под осевой столб (рис. 25.6, *в*).

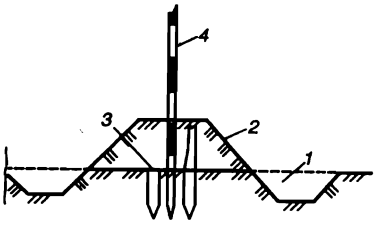
При трассировании городских улиц и дорог, а также дорог в населенных пунктах чаще всего прибегают к закреплению трассы *привязкой к местным постоянным предметам*: стенам домов, опорам линий связи, скалам, оградам и т. д. (рис. 25.7, *а*). Рулеткой промеряют расстояния с точностью до 1 см от осевой точки до, по меньшей мере, трех твердых точек местности. На стенах, опорах и т. д., к которым привязывают ось трассы, надписывают: аббревиатуру организации, выполняющей изыскания; обозначение оси; пикетажное положение закрепляемой осевой точки; расстояние до осевой точки; год производства изысканий (рис. 25.7, *б*).

Станции теодолита при вешении длинных прямых, обозначаемые на местности сторожками и точками, закрепляют *земляными конусами* (рис. 25.8). Для этого станцию окапывают канавой, используя грунт для отсыпки земляного конуса и устраивая таким образом погребенную осе-




Р и с. 25.7. Закрепление оси привязкой к местным постоянным предметам:

*а* — план закрепления; *б* — вид надписи на постоянном предмете местности; *1* — аббревиатура организации (ГДН — Гипродорнии)




Р и с. 25.8. Схема закрепления оси по типу земляного конуса с погребенной осевой точкой:

*1* — канава; *2* — земляной конус; *3* — погребенная осевая точка; *4* — заменка

вую точку. Как показывает практика изысканий автомобильных дорог, закрепление по типу земляного конуса с погребенной осевой точкой является одним из наиболее надежных видов закрепления.

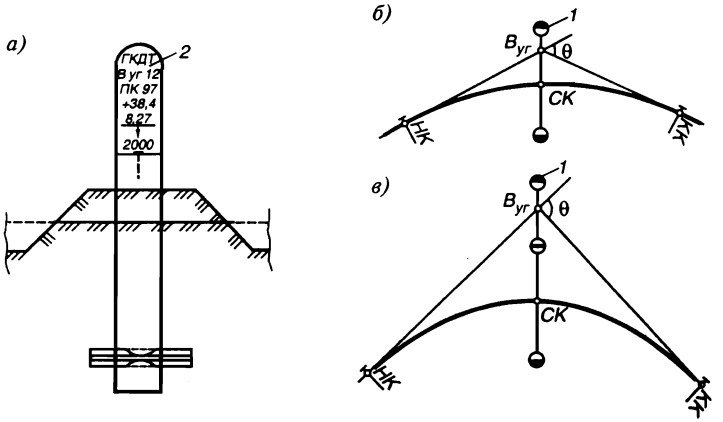
Вершины углов поворота трассы и точки середины кривых закрепляют деревянными стандартными *угловыми столбами*, размещаемыми на биссектрисе угла, лицевую часть которых ориентируют в сторону вершины угла (рис. 25.9). На лицевой части каждого столба надписывают: аббревиатуру организации, выполняющую изыскания; обозначение вершины угла; пикетажное положение вершины угла; расстояние до вершины угла; обозначение середины кривой; расстояние до середины кривой; год производства изысканий (рис. 25.9, *а*).

При небольшом значении биссектрисы вершину угла и точку середины кривой закрепляют двумя угловыми столбами, размещаемыми по возможности за пределами полосы отвода (рис. 25.9, *б*).

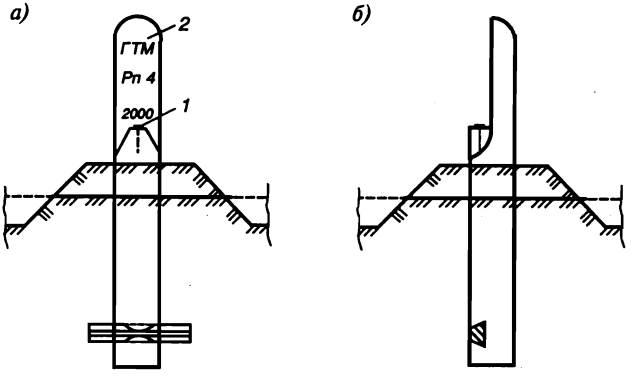
При величине биссектрисы более 20—25 м вершину угла и точку середины кривой закрепляют тремя угловыми столбами, причем средний столб делают с двумя лицевыми частями, ориентированными соответственно на вершину угла и середину кривой, на которых делают соответствующие надписи (рис. 25.9, *в*)

Собственно вершину угла, обозначенную на местности сторожком и точкой, закрепляют земляным конусом с погребенной точкой вершины угла (см. рис. 25.8).

Закрепление трассы в высотном отношении осуществляют деревянными или железобетонными *притрассовыми реперами*, размещаемыми в зависимости от категории рельефа через 2—3 км, за пределами полосы отвода дороги (на расстоянии 20—30 м в стороне от трассы), с целью их использования в ходе строительства. Реперы лицевой своей частью ори-




Р и с. 25.9. Схема закрепления вершины угла и середины кривой:
*а* — деревянный стандартный угловой столб; *б* — план закрепления при небольшом значении биссектрисы; *в* — план закрепления при большой биссектрисе; *1* — угловой столб; *2* — аббревиатура организации (ГКДТ — Гипрокоммундортранс)




Р и с. 25.10. Притрассовый репер:
*а* — вид спереди; *б* — вид сбоку; *1* — гвоздь; *2* — аббревиатура организации (ГТМ — Гипротрансмост)

ентируют в сторону трассы и размещают таким образом, чтобы они были хорошо видны с трассы. На лицевой части притрассовых реперов надписывают аббревиатуру организации, выполняющей изыскания; обозначение репера; год производства изысканий (рис. 25.10).

В ходе работы по закреплению трассы составляют специальную ведомость закреплений, где обязательно приводят схемы закреплений.

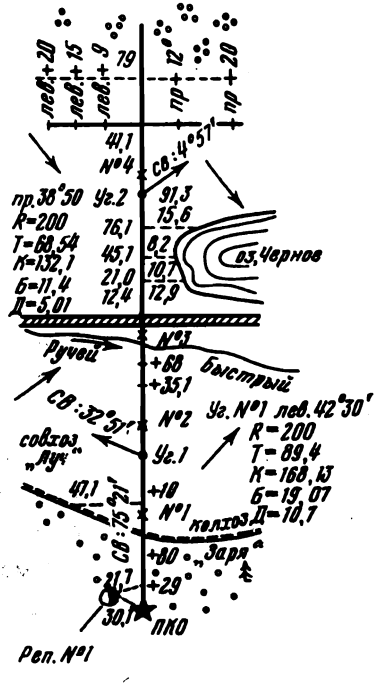
Все установленные на местности закрепительные знаки по окончании изыскательских работ сдают по акту под охрану местных властей.

## 25.9. РАЗБИВКА ПИКЕТАЖА ПО ТРАССЕ. ПИКЕТАЖНЫЙ ЖУРНАЛ

После завершения работ по трассированию участка автомобильной дороги, измерения углов поворота трассы и назначения радиусов закруглений приступают к разбивке пикетажа по трассе с расчетом и разбивкой на местности горизонтальных кривых.

Пикетаж обычно разбивают с использованием землемерной стальной 20-метровой ленты типа ЛЗ. Допустимая точность измерения длин линий по трассе автомобильных дорог нормируется 1:1000, а в трудных условиях пересеченной и горной местности — 1:500. К трассам мостовых переходов предъявляют более жесткие требования. Там допустимая точность измерения длин линий по трассе нормирована равной 1:2000.

Результаты измерений заносят в специальный пикетажный журнал, изготовленный из миллиметровой бумаги, вдоль середины каждой страницы которого проведена красная линия, изображающая условную выпрямленную ось трассы. Повороты трассы отмечают стрелками с надписями величин элементов закруглений. На трассе в пикетажном журнале также показывают пикеты и их номера, плюсовые точки, номера и пикетажное положение вершин углов, притрассовые реперы. Кроме того, отмечают: границы угодий, ручьи, реки, овраги, болота, железные и автомобильные дороги, пересекаемые коммуникации, здания и сооружения и другие отдельные строения и объекты и т. д. Стрелками показывают направление поверхностного стока (рис. 25.11).




Р и с. 25.11. Образец оформления пикетажного журнала

Трассу обычно разбивают на участки длиной по 100 м, называемые *пикетами*. В практике изысканий автомобильных дорог встречаются отдельные пикеты длиной, несколько отличной от 100 м. Такие пикеты называют *рублеными*. Кроме того, при разбивке пикетажа сторожками обозначают еще и *плюсовые точки*, которыми отмечают характерные точки местности: места перегибов земной поверхности по

оси трассы, не совпадающие с положением пикетов; границы угодий (пашни, выгоны, леса, луга, болота); бровки дорог; урезы воды; места пересечений коммуникаций (нефтепродуктопроводы, водоводы, линии связи, ЛЭП и т. д.); вершины углов; главные точки трассы (начала и конца переходных и круговых кривых, середины кривых).

Пикеты на местности обозначают вбитыми вровень с землей надежными колышками — *точками* и забиваемыми в 15—20 см от точек *сторожками* — кольями высотой 50—60 см, на лицевой стороне которых, обращенных в сторону начала трассы, надписывают соответствующие номера пикетов (например, ПК 21). Плюсовые точки, как правило, обозначают только сторожками, на которых делают надписи (например, + 43,5), обозначающие расстояния в метрах от ближайшего меньшего пикета. Главные точки трассы обозначают на местности также, как и пикеты сторожками и точками. На сторожках делают соответствующие надписи (например, НК ПК 93+18,76). Урезы воды обозначают надежными кольями, вбитыми вровень с поверхностью воды и сторожками с соответствующими надписями (например, Ур.в. 12.03.99 г. ПК 124+51.3).

При разбивке пикетажа методом прямоугольных координат ведут съемку притрассовой полосы шириной по 100 м в обе стороны от трассы, в масштабе 1:2000. При этом объекты, попадающие в пределы ожидаемой полосы постоянного отвода автомобильной дороги, снимают инструментально, а за пределами полосы отвода — глазомерно.

### 25.10. РАСЧЕТ И РАЗБИВКА ГОРИЗОНТАЛЬНЫХ КРИВЫХ. ВЫНОС ПИКЕТОВ НА КРИВУЮ

При разбивке пикетажа мерной лентой наибольшую трудность представляет расчет закруглений и вынос точек трассы на кривую. Измерения длин производят по тангенциальному (ломаному) ходу, касательному к точкам начала и конца каждого закругления. Установив пикетажное значение соответствующей вершины угла, по известному значению угла поворота трассы $\theta$ и радиуса $R$, по таблицам или с помощью микрокалькулятора вычисляют длины тангенса $T$, кривой $K$, биссектрисы $Б$ и домера $Д$ с использованием формул (24.1) — (24.4). Далее осуществляют расчет пикетажных значений главных точек закругления в следующей последовательности, позволяющей одновременно производить и контроль вычислений, например:

| | | |
|---|---|---|
| В уг | ПК 127 + 54,4 | |
| – Т | 321,4 | |
| НК | ПК 124 + 33,0 | |
| +К | 626,1 | |
| КК | ПК 130 + 59,1 | (25.5) |
| –1/2К | 313,05 | |
| СК | ПК 127 + 46,05 | |
| + 1/2 D | 8,35 | |
| В уг | ПК 127 + 54,4 | |

Оставив ленту на вершине угла, возвращаются назад к началу кривой и с помощью рулетки от ближайшего пикета (в данном случае от ПК 124) откладывают 33,0 м и устанавливают на местности положение точки начала кривой (НК), обозначив ее сторожком и точкой. Далее перемещаясь к вершине угла, выносят на кривую пикеты, обозначенные на тангенсе (рис. 25.12).

Величину $L_n$ (расстояние от выносимой точки до начала кривой) определяют как разницу соответствующих пикетажных значений, например для ПК 125:

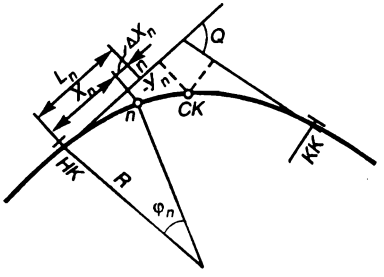
$$L_n = (\text{ПК } 125 + 00) - (\text{НК ПК } 124 + 33{,}0) = 67{,}0 \text{ м}.$$

Далее с помощью микрокалькулятора вычисляют:

$$\varphi_n = \frac{180^\circ L_n}{\pi R}; \qquad X_n = R \sin \varphi_n; \qquad (25.6)$$

$$Y_n = 2R \sin^2 \frac{\varphi_n}{2}; \qquad \Delta X_n = L_n - X_n.$$

Отложив с помощью рулетки назад от выносимого пикета величину сдвижки $\Delta X_n$, восстанавливают эккером перпендикуляр и откладывают ординату $Y_n$ с соответствующим обозначением пикета на кривой сторожком и точкой.




Р и с. 25.12. Схема выноса точек на кривую при разбивке пикетажа

По известным значениям $L_n$ и $R$ величину сдвижки $\Delta X_n$ и ординаты $Y_n$ можно вычислить по таблицам. В случае необходимости установления на кривой плюсовых точек при больших значениях радиусов производят промер рулеткой по хорде между соответствующими пикетами. При

относительно небольших значениях радиуса можно вынести на кривую +50 и выполнить промер по хорде между соответствующим пикетом и +50 и т. д. Разбивку кривой продолжают до точки, соответствующей положению середины кривой (СК).

Вторую половину кривой разбивают следующим образом. Протягивают ленту вперед на величину домера $Д$ и идут с пикетажом по тангенсу с обозначением сторожками соответствующих пикетов, до точки конца кривой (КК), с обозначением последней на местности сторожком и точкой. Оставив ленту на месте, ведут вынос пикетов и плюсовых точек на кривую, возвращаясь от конца кривой к вершине угла аналогично изложенному выше, и завершают разбивку кривой повторным выносом на местность ее середины (СК). Практическое совпадение двух точек СК свидетельствует о правильности выполненных расчетов и измерений.

Величину $L_n$ в этом случае определяют как разницу пикетажных значений конца кривой и выносимой точки, например для ПК 128:

$$L_n = (\text{КК ПК } 130 + 59{,}1) - (\text{ПК } 128 + 00) = 259{,}1 \text{ м}.$$

Разбивку клотоидных кривых производят точно таким же образом, однако вычисления производят на микрокалькуляторе по формулам:

$$X_n = L_n - \frac{L_n^5}{40A^4} + \frac{L_n^9}{3456A^8}; \quad Y_n = \frac{L_n^3}{6A^2} - \frac{L_n^7}{336A^6} + \frac{L_n^{11}}{44240A^{10}}; \quad \Delta X_n = \frac{L_n^5}{40A^4} - \frac{L_n^9}{3456A^8}, \tag{25.7}$$

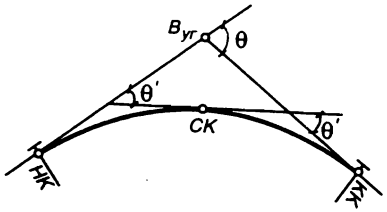
где $A$ — параметр клотоиды.

Для разбивки клотоидных кривых можно пользоваться также специальными таблицами.

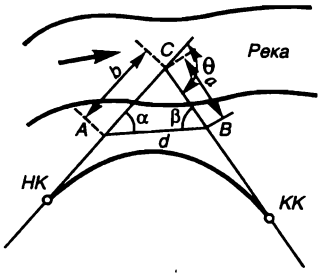
## 25.11. РАСЧЕТ И РАЗБИВКА ГОРИЗОНТАЛЬНЫХ КРИВЫХ БОЛЬШОЙ ДЛИНЫ И ПРИ НЕДОСТУПНОЙ ВЕРШИНЕ УГЛА

При больших радиусах горизонтальных кривых и углах поворота трассы величины биссектрисы и ординат при выносе пикетов на кривую оказываются столь значительными, что задача разбивки кривых сильно осложняется и требует больших трудозатрат. В таких случаях оказывается целесообразным разбить угол поворота на несколько равных частей и выполнить разбивку в виде отдельных кривых одинакового радиуса (рис. 25.13).

В этом случае общий угол поворота $\theta$ делят на несколько равных углов $\theta'$:




Р и с. 25.13. Схема разбивки длинной кривой большого радиуса




Р и с. 25.14. Схема разбивки горизонтальной кривой при недоступной вершине

$$\theta' = \frac{\theta}{n}. \qquad (25.8)$$

Рассчитывают параметры каждой частной кривой: тангенс $T'$, кривую $К'$, домер $Д'$ и биссектрису $Б'$. От начала общей кривой мерной лентой (НК) откладывают тангенс $T'$ и с помощью теодолита частный угол поворота $\theta'$. Далее в обычном порядке осуществляют разбивку первой частной кривой. Отложив от конца первой частной кривой тангенс $T'$ и следующий угол поворота $\theta'$, разбивают вторую частную кривую и т. д.

Такой способ разбивки горизонтальных кривых используют и при *недоступной вершине угла поворота трассы.*

Другой способ разбивки горизонтальных кривых при недоступной вершине сводится к следующему (рис. 25.14). Между сторонами угла в удобном месте прокладывают замыкающую линию $AB$, измеряют ее длину $AB$ и примычные углы $\alpha$ и $\beta$. Очевидно, недоступный угол поворота $\theta$ при этом определится:

$$\theta = \alpha + \beta. \qquad (25.9)$$

Отрезки тангенсов кривых на сторонах угла устанавливают с использованием теоремы синусов по формулам:

$$a = \frac{d\sin\alpha}{\sin(\alpha+\beta)}; \qquad b = \frac{d\sin\beta}{\sin(\alpha+\beta)}. \qquad (25.10)$$

При заданном $R$ и определенном по (25.9) $\theta$ определяют величины $T$, $Д$, $Б$ и $К$.

Далее, аналогично (25.5) расчет кривой выполняют в такой последовательности:

| | | | |
|---|---|---|---|
| А | ПК | + | |
| +b | | | |
| В уг. С | ПК | + | |
| – Т | | | |
| НК | ПК | + | |
| + К | | | |
| КК | ПК | + | (25.11) |
| $-\frac{1}{2}$К | | | |
| СК | ПК | + | |
| $+\frac{1}{2}$Д | | | |
| В уг. С | ПК | + | |
| + (а – Д) | | | |
| В | ПК | + | |

Далее разбивку ведут в обычной последовательности.

## 25.12. ВЕДОМОСТЬ УГЛОВ ПОВОРОТА, КРИВЫХ И ПРЯМЫХ. СОСТАВЛЕНИЕ ПЛАНА ТРАССЫ

Результаты измерений и вычислений при трассировании автомобильных дорог сводятся в специальную *ведомость углов поворота, кривых и прямых* (табл. 25.1).

По измеренным углам поворота трассы и дирекционному углу начального ее направления по формулам (14.11) — (14.12) вычисляют дирекционные углы всех последующих направлений трассы. Если вычисления выполнены правильно, то разница между суммой углов поворота вправо $\Sigma\theta$ и суммой углов поворота трассы влево $\Sigma\theta'$ должна быть точно равна разности дирекционных углов конечного $\alpha_n$ и начального $\alpha_0$ направлений трассы:

$$\Sigma\theta - \Sigma\theta' = \alpha_n - \alpha_0. \qquad (25.12)$$

Контроль правильности вычисления длины трассы осуществляют по формулам:

$$L_{тр} = \Sigma S - \Sigma Д; \qquad (25.13)$$

$$L_{тр} = \Sigma P + \Sigma K, \qquad (25.14)$$

где $L_{тр}$ — длина трассы; $\Sigma S$ — сумма расстояний между вершинами углов поворота трассы; $\Sigma Д$ — сумма домеров; $\Sigma P$ — сумма прямых вставок между смежными кривыми; $\Sigma K$ — сумма длин кривых.

**Ведомость**

| № угла | Километры | Углы | | | | Кри | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | положение вершины | | величина | | элементы кривой | | | | |
| | | ПК | + | Θ право | Θ′ лево | радиус *R* | танген с *T* | кривая *K* | биссек триса | домер *Д* |
| НТ | 0 | 0 | 0,00 | — | — | — | — | — | — | — |
| 1 | 0 | 8 | 83,00 | — | 37°50′ | 100 | 34,27 | 66,03 | 5,71 | 2,51 |
| 2 | 1 | 16 | 94,94 | 51°58′ | — | 200 | 97,47 | 181,40 | 22,49 | 13,55 |
| 3 | 1 | 19 | 0,14 | 28 39 | — | 100 | 25,54 | 50,00 | 3,20 | 1,07 |
| 4 | 2 | 21 | 10,84 | 12 20 | — | 150 | 16,21 | 32,29 | 0,87 | 0,12 |
| 5 | 2 | 25 | 77,44 | — | 39 47 | 100 | 36,18 | 69,43 | 6,34 | 2,93 |
| КТ | 3 | 33 | 9,84 | — | — | — | — | — | | |

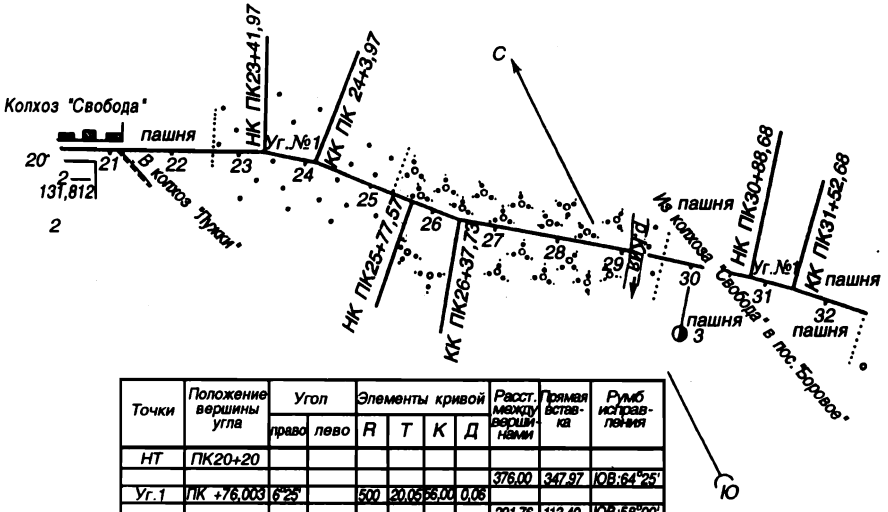
$\theta = 92°57$ $\Sigma T = 209,67$ $\Sigma K = 399,15$ $\Sigma D = 20,18$

$92°57'$ $\Sigma\theta' = 77°37'$ $419,34$

$-77°37'$ $-399,15$

$\Sigma\theta - \Sigma\theta' = 15°20'$ $\Sigma 2T - \Sigma K = 20,19$

Контроль:




| Точки | Положение вершины угла | Угол | | Элементы кривой | | | | Расст. между верши-нами | Прямая вставка | Румб исправления |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | право | лево | R | T | K | Д | | | |
| НТ | ПК20+20 | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | 376,00 | 347,97 | ЮВ:64°25′ |
| Уг.1 | ПК +76,003 | 6°25′ | | 500 | 20,05 | 56,00 | 0,06 | | | |
| | | | | | | | | 291,76 | 113,40 | ЮВ:58°00′ |
| Уг.2 | ПК26+37 | | 13°50′ | 250 | 30,33 | 60,36 | 0,30 | | | |
| | | | | | | | | 313,35 | 460,95 | ЮВ:71°50′ |
| Уг.3 | ПК31+20,79 | 9 10 | | 400 | 32,07 | 64,00 | 0,14 | | | |
| | | | | | | | | 279,39 | 247,39 | ЮВ:62°40′ |
| КТ | ПК34+00 | | | | | | | | | |

Р и с. 25.15. План трассы автомобильной дороги

Таблица 25.1

**прямых и кривых**

| вые | | | | Прямые | | | | Примечание |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| положение | | | | длины | | направления | | |
| начала кривой НК | | конца кривой КК | | прямая вставка $P$ | расстояние между вершинами углов, $S$ | дирекционный угол, $\alpha$ | румб, $r$ | |
| ПК | + | ПК | + | | | | | |
| 8 | 48,73 | 9 | 14,76 | 848,73 | 883,00 | 317°30′ | СЗ : 42°30′ | |
| 15 | 97,47 | 17 | 78,87 | 682,71 | 814,45 | 279 40 | СЗ : 80 20 | |
| 18 | 74,60 | 19 | 24,60 | 095,73 | 218,75 | 331 38 | СЗ : 28 22 | |
| 20 | 94,63 | 21 | 26,92 | 170,03 | 211,77 | 0 17 | СВ : 0 17 | |
| 25 | 41,26 | 26 | 10,69 | 414,34 | 466,72 | 12 37 | СЗ : 12 37 | |
| | | | | 699,15 | 735,33 | 332 50 | СЗ : 27 10 | |
| | | | | 2910,69 | 3330,02 | 332 50 | 42 30 | |
| | | | | 399,15 | – 20,18 | 317 30 | 27 10 | |
| | | | | 3309,84 | 3309,84 | 15 20 | 15 20 | |
| | | | | $\Sigma P + \Sigma K$ | $\Sigma S - \Sigma D$ | $\alpha_n - \alpha_0$ | $r_0 - r_n$ | |

1) $\Sigma\theta - \Sigma\theta' = \alpha_n - \alpha_0 = 15°20'$
2) $\Sigma 2T - \Sigma K = \Sigma(2T - K) = \Sigma D = 20{,}19$
3) $\Sigma P + \Sigma K = \Sigma S - \Sigma D = 3309{,}84$

Значения длин трассы, полученные по выражениям (25.13) — (25.14), должны быть равны между собой. Дополнительным контролем правильности вычисления длины трассы служит также разница между пикетажными значениями конца и начала трассы за вычетом поправки за разницу между полными и рублеными пикетами.

План трассы является одним из наиболее важных документов проекта автомобильной дороги (рис. 25.15). План трассы обычно составляют в масштабе 1:10 000, в горных районах — 1:5000 и в населенных пунктах — 1:2000. На нем, используя данные пикетажного журнала, показывают трассу с разбивкой пикетажа и километража, изображают рельеф и ситуационные особенности притрассовой полосы.

На чертеже плана трассы размещают также ведомость углов поворота, кривых и прямых.

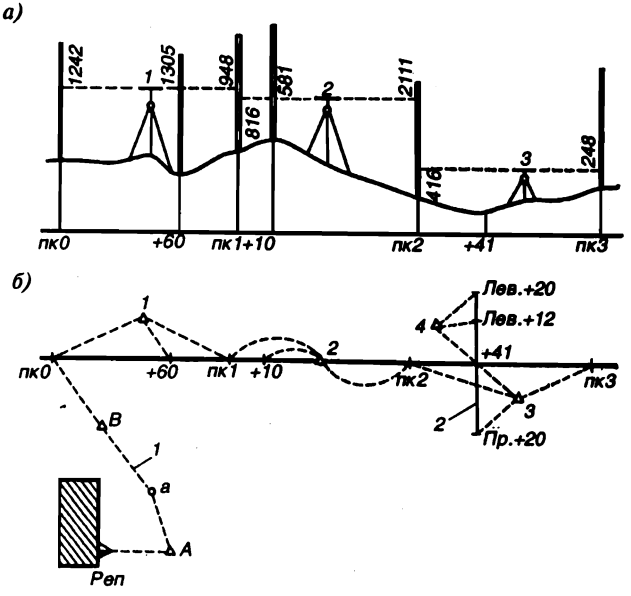
# Глава 26. НИВЕЛИРОВАНИЕ ТРАСС АВТОМОБИЛЬНЫХ ДОРОГ

## 26.1. ГЕОМЕТРИЧЕСКОЕ НИВЕЛИРОВАНИЕ ТРАССЫ ПО ПИКЕТАЖУ

К нивелированию трассы автомобильных дорог приступают после закрепления трассы (в частности, после высотного закрепления притрассовыми реперами), разбивки пикетов, плюсовых точек, главных точек трассы и выноса пикетов на кривые.

Нивелирование трассы автомобильных дорог выполняют обязательно методом *из середины*. В качестве связующих точек, как правило, используют пикеты. Однако при больших продольных уклонах в качестве связующих точек могут выступать также иксовые точки. Нивелир на станции устанавливают примерно на равных расстояниях от связующих точек и приводят в рабочее положение (рис. 26.1). Перед установкой рейки следят за тем, чтобы ее пятка, а также связующая точка были очищены от земли, грязи, травы и т. д.

*Привязку трассы к реперам и маркам* государственной нивелирной сети обычно производят в начале и конце трассы автомобильной дороги




Р и с. 26.1. Схема геометрического продольного и поперечного нивелирования трассы автомобильных дорог по пикетажу:

*а* — установка прибора между связующими точками в профиле; *б* — в плане; *1* — привязка трассы к реперам и маркам государственной нивелирной сети; *2* — поперечник

(а иногда и в промежуточных точках) (рис. 26.1, *б*). Высотную привязку трассы производят двойным нивелирным ходом либо нивелированием в два нивелира с допускаемой невязкой не более $\pm 50\sqrt{L}$ мм (где $L$ — длина двойного нивелирного хода в км). При привязке трассы к реперам и маркам рейки устанавливают на специальные металлические башмаки, костыли или на твердые местные предметы (камни, корни деревьев и т. д.). Если вблизи трассы нет реперов или марок государственной нивелирной сети, привязку ведут лишь к притрассовым реперам в начале, в конце и вдоль трассы в условных высотах.

*Привязку к реперам* государственной нивелирной сети, обычно размещаемым невысоко над поверхностью земли, осуществляют в обычном порядке.

*Привязка к маркам*, размещаемым на высоте порядка 2—2,5 м над поверхностью земли, имеет некоторые специфические особенности. Ее производят двумя способами.

*Первый способ* состоит в том, что в отверстие марки вставляют стальной штифт, на который подвешивают специальную подвесную рейку длиной 1,2 м с сантиметровыми делениями.

*Во втором способе*, наиболее часто применяемом на практике, в отверстие марки вставляют гвоздь либо юстировочную шпильку нивелира и перевернув обычную нивелирную рейку (желательно телескопическую), прикладывают ее пяткой к гвоздю или шпильке.

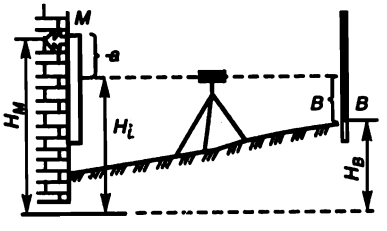
Далее, установив нивелир приблизительно в середине между маркой и первой связующей точкой нивелирного хода (рис. 26.2) берут «отсчет назад» ($-a$) на марку и «отсчет вперед» $b$ на связующую точку.

Высоту первой связующей точки после этого определяют по формуле:

$$H_b = H_м + (-a) - b, \qquad (26.1)$$

где $H_м$ — высота марки; $a$ — «взгляд на марку» (вводят в расчет со знаком минус поскольку марка всегда расположена выше горизонта прибора).

Нивелирование трасс автомобильных дорог обычно осуществляют в два нивелира. Первый нивелировщик (как правило, более опытный) берет отсчеты на все связующие и промежуточные точки, а второй — только на связующие. В конце каждого рабочего дня вычисляют превышения между связующими точками (или их высоты) и сравнивают результаты между собой. Если между некоторыми связующими точками




Р и с. 26.2. Привязка трассы к марке государственной нивелирной сети

обнаруживают недопустимые расхождения в результатах первого и второго нивелирования, то между этими точками осуществляют третье (контрольное) нивелирование.

При геометрическом нивелировании трасс автомобильных дорог в два нивелира отсчеты берут только по черным сторонам реек. Для удобства обработки результатов нивелирования и обеспечения достаточно высокой производительности нивелирования отсчеты целесообразно брать с округлением до 5 мм. Допустимую невязку геометрического нивелирования по трассе автомобильных дорог принимают $\pm 100\sqrt{L}$, мм (где $L$ — длина двойного нивелирного хода, км). В населенных пунктах, на пересечениях дорог, на участках мостовых переходов, а также при привязке трассы к пунктам государственной нивелирной сети допускаемую невязку принимают равной $\pm 50\sqrt{L}$, мм.

В ходе нивелирования трассы ведут полевой журнал нивелирования, куда записывают задние, передние и промежуточные отсчеты. Записи ведут карандашом, четким почерком, при этом пользоваться резинкой для исправления отсчетов не допускается. Каждую страницу журнала нивелирования всегда начинают *задним*, а заканчивают *передним* отсчетом на очередную связующую точку или на репер. На каждой странице полевого журнала делают *постраничный контроль* (табл. 26.1). Постраничный контроль, в котором участвуют лишь связующие точки, основан на использовании следующих зависимостей:

$$\begin{aligned} h_1 &= a_1 - b_1 = H_1 - H_0\,; \\ h_2 &= a_2 - b_2 = H_2 - H_1\,; \\ &\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \\ h_к &= a_к - b_к = H_к - H_{к\text{-}1}\,; \\ \hline \sum_{i=1}^{к} h_i &= \sum_{i=1}^{к} a_i - \sum_{i=1}^{к} b_i = H_к - H_0\,, \end{aligned} \qquad (26.2)$$

где $h_1$, $h_2$, ..., $h_к$ — превышения между связующими точками; $a_1$, $a_2$, ..., $a_к$ — задние отсчеты; $b_1$, $b_2$, ..., $b_к$ — передние отсчеты; $H_к - H_0$ — разность высот начальной и конечной точек.

Высоты промежуточных точек в постраничном контроле не участвуют. Вычисление высот связующих и промежуточных точек, как правило, ведут через горизонт прибора (табл. 26.1).

Полученные невязки геометрического нивелирования трасс автомобильных дорог, если они не превышают допустимых значений, распределяют поровну с обратным знаком между пикетами.

Завершив обработку журнала нивелирования, производят построение продольного профиля земли по оси дороги, который является одним из

главных исходных документов для последующего проектирования земляного полотна и искусственных сооружений автомобильных дорог.

Таблица 26.1

| № Ст. | Набл. Точки | Отсчеты по рейке | | | Превышения | | Горизонт прибора $H_i$ | Высота точки, $H$ | Примечания |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | задний, $a$ | промежуточный | передний, $b$ | $+h$ | $-h$ | | | |
| 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 | 10 |
| 1 | Рп. 5 | 0730 | | | | 0200 | | 100,73 | |
| | ПК0 | 1450 | | 0930 | | | | 101,25 | |
| 2 | +20 | | 1630 | | | | | | |
| | +65 | | 1850 | | | | | | |
| | +80 | | 2170 | | | | | | |
| | ПК1 | 2150 | | 2360 | | 0910 | | 101,04 | |
| 3 | X | 1200 | | 1450 | 0700 | | | 100,79 | |
| | ПК2 | | | 0320 | 0880 | | | | |
| | | $\Sigma a = 5530$ | | $\Sigma b = 5060$ | + 1580 | – 1110 | | + 0470 | |
| | | $\Sigma a - \Sigma b = + 0470$; | | $\Sigma h = +0470$; | | | | $H_к - H_0 = + 0470$ | |

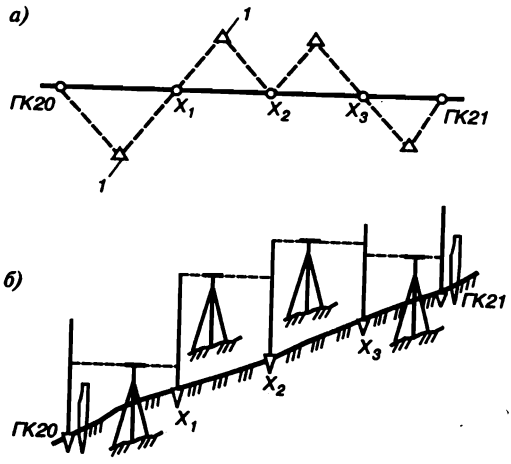
В последние годы стали находить применение при изысканиях регистрирующие (электронные) нивелиры, позволяющие регистрировать результаты измерений на магнитные носителя информации и выполнять обработку результатов измерений (см. гл. 11, § 11.7). Использование регистрирующих нивелиров в практике отечественных изысканий автомобильных дорог является весьма перспективным, поскольку позволяет автоматизировать процесс регистрации, обработки данных геометрического нивелирования и обеспечивает автоматизированную подготовку продольных и поперечных профилей земли на плоттерах.

## 26.2. НИВЕЛИРОВАНИЕ КРУТЫХ СКЛОНОВ, ОВРАГОВ, ЗАБОЛОЧЕННЫХ УЧАСТКОВ МЕСТНОСТИ

На участках автомобильных дорог с большими продольными уклонами местности при нивелировании трассы приходится решать задачу нивелирования *крутых склонов*.

В настоящее время нивелирование крутых склонов осуществляют одним из следующих способов.

*Геометрическим нивелированием*. При геометрическом нивелировании крутых склонов расстояний между прибором и рейками, установленными на связующих точках, может оказаться недостаточным для получения резкого изображения реек в поле зрения трубы. Поэтому в таких слу-




Р и с. 26.3. Геометрическое нивелирование крутых склонов с установкой нивелира в стороне от трассы:

*а* — план нивелируемого участка трассы; *б* — продольный профиль: *1* — стоянки прибора

чаях используют способ установки нивелира в стороне от трассы (рис. 26.3).

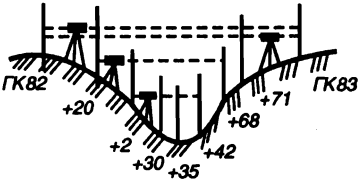
При нивелировании стремятся выбирать удобные места для стоянок прибора при обеспечении видимости и приблизительно равных расстояний до снимаемых связующих точек.

*Тригонометрическим нивелированием* с использованием электронного тахеометра. Поскольку современные электронные тахеометры обеспечивают определение превышений (или сразу — высот точек) и горизонтальных проекций расстояний с высокой точностью, то задача нивелирования крутых склонов решается очень просто тригонометрическим нивелированием, как правило, с одной стоянки тахеометра у подножия или наверху крутого склона.

*Наземно-космическим способом* с использованием приемников систем спутниковой навигации «GPS» геодезического класса точности.

*Нивелирование через овраги.* При пересечении трассой глубоких и относительно узких оврагов их нивелирование осуществляют в такой последовательности (рис. 26.4).

Вблизи бровки глубокого оврага, в стороне от трассы, на расстоянии 10—50 м устанавливают нивелир и берут два отсчета на связующие точки, расположенные вблизи бровок разных склонов оврага (на рис. 26.4 это ПК 82 и ПК 83). Затем методом нивелирования крутых склонов определяют высоты всех промежуточных точек (например, +20, +27, +30, +35, +42, ..., +71). Учитывая, что нивелирование между связующими точками, расположенными вблизи бровок противоположных склонов оврага выполняют, как правило, при разных плечах, целесообразно установить прибор в стороне от трассы вблизи бровки про-

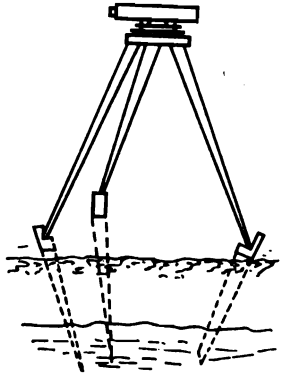



Р и с. 26.4. Схема геометрического нивелирования оврага

тивоположного склона и вновь взять отсчеты на связующие точки (т. е. ПК 82 и ПК 83) и при допустимых расхождениях в превышениях окончательно принять среднее из них.

Такое нивелирование обычно выполняет первый (более опытный) нивелировщик. Второй нивелировщик овраг нивелировать не будет, а возьмет отсчеты только на связующие точки.

При нивелировании глубоких оврагов также целесообразно использовать электронные тахеометры и приемники систем спутниковой навигации «GPS».



Р и с. 26.5. Схема установки прибора при геометрическом нивелировании заболоченных участков местности

*Нивелирование трасс на заболоченных участках местности* (на проходимых болотах) осуществляют придерживаясь следующих основных правил:

нивелирование производят обязательно с использованием нивелиров-автоматов (т. е. с компенсаторами);

связующие точки обозначают на местности мощными кольями;

в отдельных случаях для придания большей устойчивости штатив нивелира устанавливают на специальные наклонно вбитые колья (рис. 26.5);

перед взятием отсчетов каждый раз контролируют правильность установки прибора по круглому уровню при подставке;

при очень неустойчивых грунтах иногда нивелирование проводят два нивелировщика, когда один из них берет отсчет назад, а второй — вперед, не обходя нивелира;

всегда целесообразно (когда есть возможность) производить геометрическое нивелирование трасс дорог на заболоченных участках местности в зимний период по замерзшему болоту.

## 26.3. ПЕРЕДАЧА ВЫСОТ ЧЕРЕЗ ВОДНЫЕ ПРЕГРАДЫ

При пересечении трассой автомобильных дорог постоянных водотоков или других водных преград (прудов, заливов и т. д.) возникает необходимость в *передаче высот* с одного берега на другой. Решение этой задачи оказывается совершенно необходимым в тех случаях, когда на противоположном берегу водной преграды вблизи трассы автомобильной дороги отсутствуют пункты государственной нивелирной сети, к которым можно было бы осуществить прямую высотную привязку продолжения трассы.

В настоящее время задача передачи высот через водные преграды решается несколькими основными способами.

*Передача высот геометрическим нивелированием.* Особенность нивелирования через водные преграды состоит в том, что некоторые ошибки, несущественные при продольном геометрическом нивелировании трассы, на водных преградах могут оказаться определяющими. Это касается прежде всего возможной непараллельности визирной оси нивелира и оси цилиндрического уровня при трубе, а также влияния рефракции атмосферы при прохождении визирных лучей в неоднородном поле рефракции.

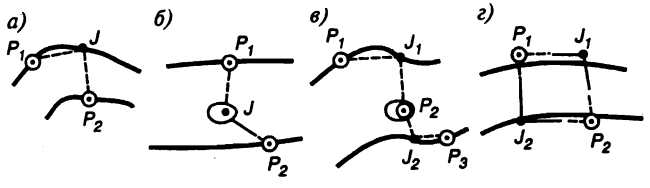
Перед началом работ по передаче высот через водные преграды приборы тщательно поверяют и при необходимости юстируют. Прежде всего производят главные поверки нивелира. При исследованиях нивелира особое внимание уделяют определению *постоянства положения визирной оси при фокусировании*. Приборы не отвечающие этому требованию, к работе на водных преградах не пригодны.

Работе по передаче высот через водные преграды предшествует установка двух притрассовых реперов $P_1$ и $P_2$ на правом и левом берегах водотока (рис. 26.6, *а*).

Для передачи высот рейки устанавливают вблизи уреза воды таким образом, чтобы расстояния от нивелира до реек были по возможности соизмеримы, а лучи визирования проходили в одинаковом поле рефракции атмосферы.

Если на реке имеются острова или осередки, их можно использовать при передаче высот через водные преграды общей шириной до 500—600 м (рис. 26.6, *б*). Остров можно использовать для установки на нем нивелира или для установки связующей точки.

Передавать высоты рассмотренным способом через реки с крутыми берегами не рекомендуется в связи с тем, что не удается обеспечить прохождение лучей визирования в одинаковом поле рефракции атмосферы. В этом случае передавать высоты целесообразно нивелированием в два нивелира одновременно на обоих берегах водотока (рис. 26.6, *в, г*). Неизбежная ошибка за рефракцию разных знаков будет взаимно компенсиро-

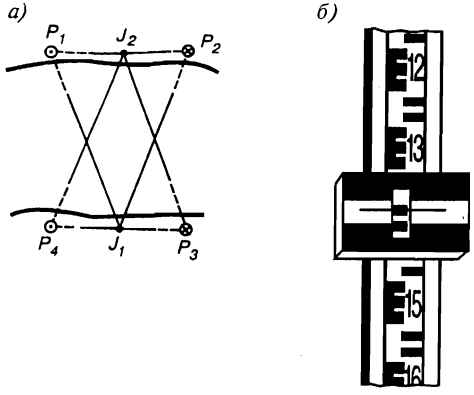



Р и с. 26.6. Схемы передачи высот через водные преграды:

*а* — при ширине водотока до 300 м; *б* — с использованием островов и осередков; *в, г* — через реки с крутыми берегами

вана при вычислении среднего превышения, полученного по результатам двойного нивелирования.

При ограниченной видимости вдоль берегов, когда невозможно обеспечить равенство плеч нивелирования, передачу высот осуществляют следующим образом. Размещают нивелир на возможно большем удалении от трассы (обычно на 10—20 м), но таким образом, чтобы такое же расстояние можно было обеспечить и при нивелировании на другом берегу (рис. 26.7, *а*).




Р и с. 26.7. Схема передачи высот через водные преграды при ограниченной видимости вдоль берегов:

*а* — схема нивелирования; *б* — подвижная марка

Установив нивелир на станции $J_1$, берут отсчеты на точки $A$ и $B$, соответственно $a'$ и $b'$. Далее не меняя фокусировки трубы устанавливают нивелир на станции $J_2$ и вновь берут отсчет на точку $A$ ($a''$), а затем, изменив фокусировку трубы, — на точку $B$ ($b''$). Дважды вычисляют превышения:

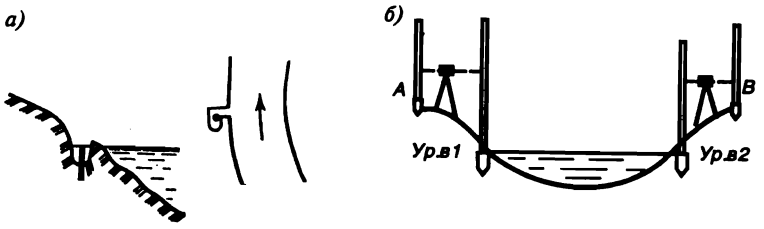
$$h' = a' - b';$$
$$h'' = a'' - b''.$$

Если расхождения между превышениями не превышают ± 5 мм на каждые 100 м расстояния, за окончательное превышение $h$ принимают среднее значение:

$$h = \frac{h' + h''}{2}.$$

Таким образом можно передавать высоты через водные преграды шириной до 300 м, когда еще можно взять отсчет по рейке на противоположном берегу.

При ширине водной преграды более 300 м для взятия дальнего отсчета используют специальную подвижную марку (рис. 26.7, *б*). По команде нивелировщика реечник перемещает марку соответственно вверх или вниз по рейке до тех пор, пока горизонтальный штрих сетки нитей не окажется между черными полосками, после чего снимают отсчет по рейке. Вместо специальной подвижной марки иногда используют полоски яркой цветной материи шириной порядка 5 см.




Р и с. 26.8. Схема передачи высот через водные преграды по урезным кольям: *а* — установка урезных кольев; *б* — нивелирование урезных кольев

*Передачу высот по урезным кольям* можно осуществлять в безветренную погоду на прудах, озерах, а также на реках с прямолинейным руслом и спокойным течением (рис. 26.8).

С этой целью на обоих берегах выкапывают отводные канавки и одновременно по сигналу в каждой канавке забивают кол таким образом, чтобы его срез находился на уровне воды (рис. 26.8, *а*). Затем каждый урезный кол связывают двойным геометрическим нивелированием с притрассовыми реперами на соответствующих берегах водотока (рис. 28.6, *б*). Урезному колу на противоположном берегу присваивают известную высоту первого урезного кола.

*Передачу высот в зимний период времени* осуществляют двойным нивелирным ходом по окрепшему льду.

*При использовании для передачи высот приемников систем спутниковой навигации «GPS»* геодезического класса точности, приемник устанавливают на притрассовом репере противоположного берега и непосредственно определяют его высоту. При использовании приемников «GPS» класса точности ГИС на первом репере с известной высотой устанавливают базовую (дифференциальную) станцию «DGPS», а приемник «GPS» класса ГИС на репере противоположного берега и, таким образом, определяют его высоту с необходимой точностью.

## 26.4. СЪЕМКА ПОПЕРЕЧНИКОВ

Съемку поперечников осуществляют для правильного подсчета объемов земляных работ, проектирования земляного полотна и системы поверхностного дорожного водоотвода, а также для подготовки проектной документации для строительства. Съемку поперечников производят методами геометрического либо тригонометрического нивелирования.

Съемку поперечников методом геометрического нивелирования в настоящее время применяют сравнительно редко и, главным образом, в равнинной местности со спокойным рельефом, когда поперечник удается снимать с одной стоянки прибора. Для этого при разбивке пикетажа по

трассе одновременно осуществляют разбивку поперечников на всех пикетных и плюсовых либо только на некоторых характерных точках трассы. На прямолинейных участках трасс автомобильных дорог поперечники разбивают перпендикулярно к оси дороги, а на криволинейных участках — по радиусу кривых. Характерные точки поперечников обозначают на местности сторожками, на которых указывают расстояние от оси трассы соответственно влево или вправо. Длину поперечника принимают такой, чтобы в его пределах разместилось земляное полотно со всеми его элементами.

Нивелир обычно устанавливают в стороне от снимаемого поперечника, первый отсчет берут на точку трассы, в которой снимают поперечник и высота которой известна. Далее берут отсчеты на все остальные точки поперечника (см. рис. 26.1, *б*). Отсчеты берут только по черной стороне рейки.

*Вычисления высот осуществляют через горизонт прибора.*

При изысканиях автомобильных дорог в пересеченной местности с одной стоянки прибора снять весь поперечник часто не удается. В этом случае нивелирование ведут с установкой нескольких станций и привязкой к соответствующей точке трассы.

В связи с появлением малогабаритных оптических теодолитов (типа 2Т30, 2Т30П, 4Т30П) съемку поперечников стали выполнять главным образом методом тригонометрического нивелирования. Для этого прибор устанавливают над соответствующим пикетом или плюсовой точкой трассы, измеряют высоту прибора, откладывают угол 90° в одну сторону трассы и методом тригонометрического нивелирования снимают все характерные точки. Затем, отложив угол 180°, снимают другую сторону поперечника.

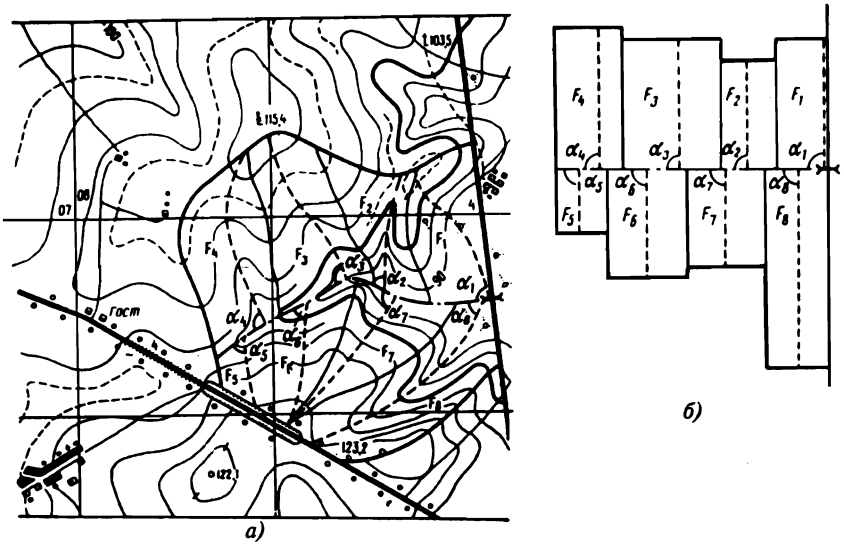
Съемка поперечников методом тригонометрического нивелирования требует существенно меньших трудозатрат и является более производительной, в частности потому, что не требует предварительной разбивки поперечников, и съемка даже при значительных поперечных уклонах почти всегда осуществляется с одной стоянки прибора.

Применение электронных тахеометров для съемки поперечников трассы снимает проблему необходимости выполнения ряда рутинных операций, связанных с записью результатов измерений в полевой журнал и его обработкой и позволяет полностью автоматизировать процесс регистрации и обработки результатов измерений, с последующим вводом информации в память компьютера и подготовкой чертежей поперечных профилей на плоттерах.

## 26.5. СЪЕМКА УКЛОНОВ ЛОГОВ

В местах пересечений трассами автомобильных дорог логов, балок, оврагов и ручьев при проектировании необходимо предусматривать строительство малых водопропускных сооружений (круглых и прямоугольных труб, малых мостов, фильтрующих насыпей или переливаемых сооружений). Размеры отверстия малых водопропускных сооружений и их конструктивные особенности зависят от многих факторов, но прежде всего, от прогнозируемых расчетных величин максимального ливневого стока или стока талых вод с водосборов, отсекаемых трассой дороги — расчетных расходов, соответственно $Q_л$ или $Q_т$ и объемов стока $W$. Существующие методы расчета величин максимального стока с водосборов требуют знания для каждого бассейна по крайней мере следующих основных величин: $F$ — площади водосбора, отсекаемой трассой дороги, км$^2$; $L$ — длины лога по тальвегу, от замыкающего створа до водораздела, км; $I_л$ — уклона лога (водосбора), от замыкающего створа до водораздела. Эти необходимые для расчетов величины определяют, как правило, по крупномасштабным топографическим картам и планам либо по материалам аэрофотосъемок (см. гл. 4, § 4.6).

В системах автоматизированного проектирования автомобильных дорог (САПР-АД) используют сложные, но дающие более достоверные результаты, математические модели стока с водосборов, требующие существенно большей информации о бассейне, например, представление




Р и с. 26.9. Представление водосбора (*а*) в виде системы элементарных водосборов, представляемых эквивалентными по площади и длине прямоугольниками (*б*)

водосборного бассейна в виде ЦММ на горизонталях, либо в виде системы элементарных эквивалентных по площади водосборов (рис. 26.9).

Задача представления водосборов при проектировании на уровне САПР-АД также решается с использованием крупномасштабных карт, планов и ЦММ на полосе варьирования трассы.

При гидравлических расчетах отверстий малых водопропускных сооружений и их конструктивного проектирования необходимо знать уклон лога у сооружения $I_{лс}$. Эта информация необходима для проектирования водопропускных труб с установкой их по фактическим уклонам местности и определения расходов воды в сооружении $Q_c$ с учетом аккумуляции части расчетного объема стока в виде пруда перед сооружением $W_{пр}$.

Уклон лога перед сооружением $I_{лс}$ при традиционных изысканиях и проектировании автомобильных дорог определяют непосредственно на местности геометрическим, а чаще — тригонометрическим нивелированием по дну тальвега на расстоянии 100 м — вниз и 200 м — вверх по логу от трассы. На широких распластанных логах с малыми значениями уклонов тальвега у будущего сооружения длину снимаемого участка вверх по логу увеличивают до величины ожидаемого распространения пруда.

Расстояния до съемочных точек и в том, и в другом случае определяют с помощью нитяного дальномера. Привязку нивелирного или теодолитного ходов осуществляют к плюсовой точке трассы дороги на дне тальвега. Живое сечение в створе перехода, необходимое для расчета объема пруда, снимают с продольного профиля автомобильной дороги (с учетом косины пересечения).

При автоматизированном проектировании необходимую информацию для расчета расходов воды в сооружении с учетом аккумуляции снимают непосредственно с топографических планов и ЦММ на полосе варьирования трассы.

## 26.6. СЪЕМКА ПЕРЕСЕЧЕНИЙ КОММУНИКАЦИЙ

На пересечениях трассами автомобильных дорог воздушных (линии связи, ЛЭП) и подземных (газопроводы, нефтепроводы, водоводы, кабели связи и силовые кабели) коммуникаций в проектах необходимо предусматривать инженерные мероприятия по их переустройству для обеспечения беспрепятственного и безопасного функционирования как самой автомобильной дороги, так и пересекаемых коммуникаций.

Для разработки проектов переустройства коммуникаций необходима исходная информация о месте и условиях их пересечения трассой автомобильных дорог.

На пересечениях воздушных коммуникаций геодезическими методами получают следующую информацию:

угол пересечения коммуникации трассой автомобильной дороги;

положение в плане и высоты земли у опор, попадающих в пределы будущей полосы постоянного отвода автомобильной дороги, но не менее чем по три опоры влево и вправо от трассы либо до ближайших анкерных опор;

высоты подвески проводов;

высоту нижнего провода пересекаемого пролета.

Съемку производят методом тригонометрического нивелирования.

При этом высоты подвески и нижнего провода определяют по формуле:

$$H_{\text{п}} = H_{\text{пк}} + i + d \operatorname{tg} \nu, \qquad (26.3)$$

где $H_{\text{пк}}$ — высота пикета, на котором установлен теодолит; $i$ — высота прибора; $d$ — горизонтальная проекция расстояния до измеряемой точки; $\nu$ — угол наклона.

На пересечении подземных коммуникаций геодезическими методами получают следующие виды информации:

угол пересечения трассой подземной коммуникации;

продольный профиль по оси пересекаемой коммуникации. Продольный профиль снимают, как правило, методом тригонометрического нивелирования с шагом установки рейки 20—50 м на расстоянии по 200—300 м в каждую сторону от трассы автомобильной дороги. Иногда продольный профиль снимают и методом геометрического нивелирования с разбивкой реечных точек по трассе коммуникации землемерной лентой (рулеткой) или нитяным дальномером;

плановое положение и высоты всех маркировочных знаков.

При автоматизированном проектировании, когда изыскания производят на широкой полосе варьирования трассы, необходимую информацию для проектирования переустройства пересекаемых коммуникаций снимают с крупномасштабных топографических планов и ЦММ. При этом для воздушных коммуникаций дополнительно на местности определяют высоты подвески проводов и высоты нижних проводов в пролетах.

## 26.7. СОСТАВЛЕНИЕ ПРОДОЛЬНОГО И ПОПЕРЕЧНЫХ ПРОФИЛЕЙ

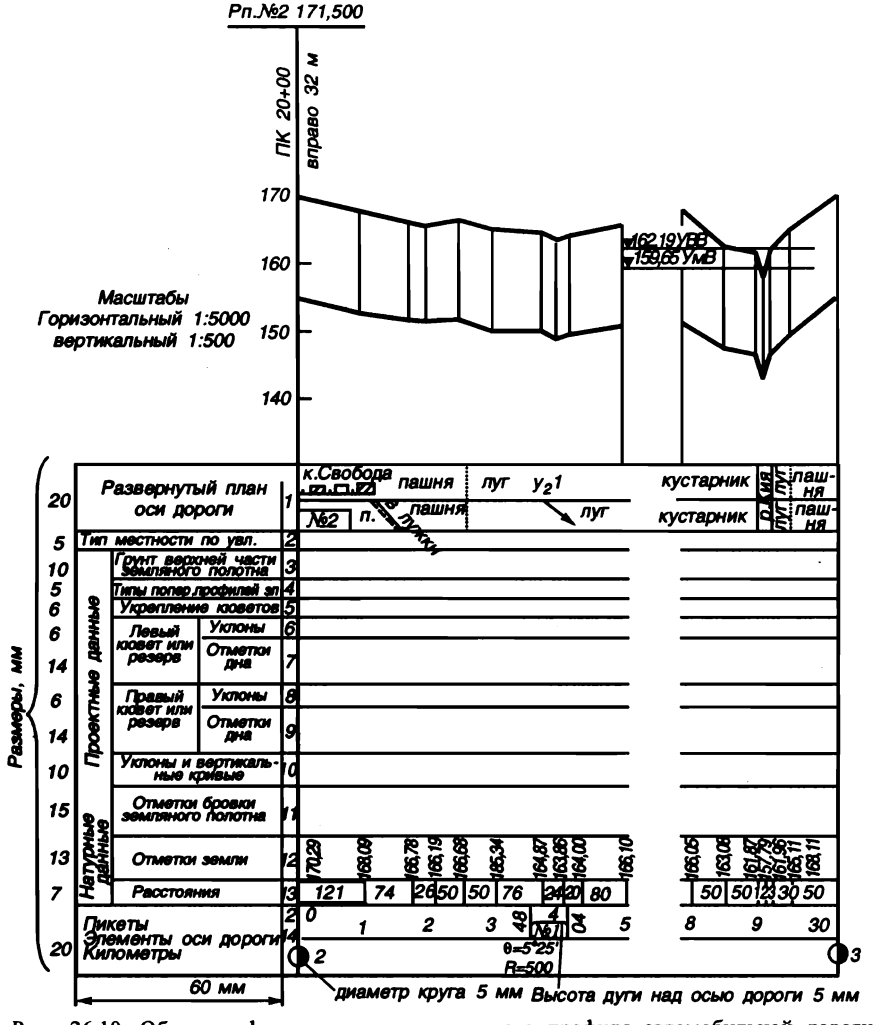
Графическое изображение продольного профиля автомобильных дорог является одним из основных документов, на основании которого осуществляют строительство объекта.

Продольный профиль составляют по материалам пикетажного журнала и журнала геометрического нивелирования трассы.

Продольный профиль обычно вычерчивают на миллиметровой бумаге, наклеиваемой на картон, в масштабах: горизонтальный — 1:5000, вертикальный — 1:500 и грунтово-геологический — 1:50. При изыскани-

ях и проектировании дорог в равнинной местности масштабы продольного профиля иногда принимают соответственно: 1:10 000, 1:1000 и 1:100. И наоборот, в горной местности или в населенных пунктах масштабы продольного профиля могут быть приняты соответственно 1:2000, 1:200 и 1:20.

На продольный профиль наносят: развернутый план дороги; профиль земли по оси дороги (черный профиль); проектную линию продольного профиля по бровке земляного полотна; грунтово-геологический разрез по оси трассы; отметки земли и бровки земляного полотна; расстояние меж-



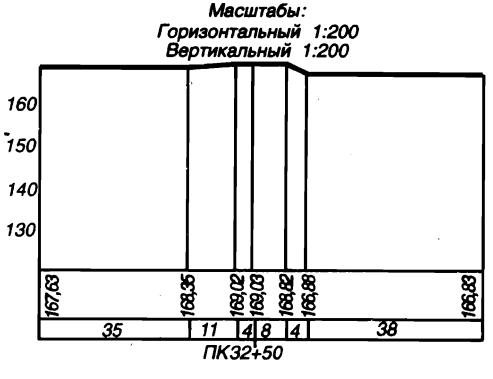

Р и с. 26.10. Образец оформления чертежа черного профиля автомобильной дороги

ду характерными точками местности и рубленными пикетами условными обозначениями уклоны и вертикальные кривые проектного профиля; прямые и кривые в плане; указатели километров и т. д. (см. рис. 24.7). С чертежа продольного профиля на миллиметровой бумаге снимают кальку и тиражируют чертеж в необходимом количестве экземпляров.

В настоящее время чертежи продольного профиля автомобильных дорог готовят с помощью плоттеров либо на специальную лавсановую пленку с последующим тиражированием, либо непосредственно на бумажные носители информации, с которых ксерокопированием получают нужное количество экземпляров чертежей.

Построение продольного профиля начинают с заполнения графы расстояний, где вертикальными прямыми обозначают все пикеты и характерные точки трассы, для которых определены высоты в результате нивелирования. Между прямыми линиями указывают расстояния. Если между соседними пикетами нет плюсовых точек, то расстояния не записывают. Рубленые пикеты независимо от длины показывают в масштабе чертежа длиной в 100 м, но фактическая его длина на профиле указывается.

Затем выписывают из журнала продольного нивелирования соответствующие высоты точек с округлением их до одного сантиметра. Обозначив в соответствующем масштабе сетку высот (обычно в масштабе 1:500), отмечают на чертеже положение всех точек черного профиля, которые соединяют между собой прямыми отрезками. На расстоянии 20 мм ниже полученной таким образом ломаной наносят грунтово-геологический разрез в масштабе 1:50, на котором выписывают наименования грунтов и с помощью специальных обозначений их физико-механические характеристики и свойства. Образец подготовки черного продольного профиля земли (без инженерно-геологического разреза) представлен на рис. 26.10.




Р и с. 26.11. Образец оформления чертежа поперечного профиля земли

Ординаты всех точек черного профиля обозначают прямыми вертикальными линиями, проводимыми между двумя ломаными линиями продольного профиля и продолжают их ниже грунтово-геологического разреза (см. рис. 24.7).

Поперечные профили земли обычно вычерчивают в масштабе 1:200, при этом горизонтальный и вертикальный масштабы принимают одинаковыми (рис. 26.11).

## 26.8. НАНЕСЕНИЕ ПРОЕКТНОЙ ЛИНИИ ПРОДОЛЬНОГО ПРОФИЛЯ. ПРОЕКТНЫЕ ВЫСОТЫ И РАБОЧИЕ ОТМЕТКИ. ТОЧКИ НУЛЕВЫХ РАБОТ

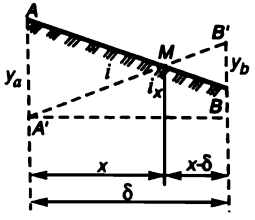
*Положение проектной линии продольного профиля* устанавливают либо с помощью специальных прозрачных лекал (шаблонов), либо в результате расчета по одной из компьютерных оптимизационных программ. Проектированию линии продольного профиля предшествует установление контрольных высотных точек, фиксированных (пересечения и примыкания автомобильных дорог в одном и разных уровнях, пересечения с железными дорогами и т. д.) и полуфиксированных (пересечения малых и больших водотоков, условия необходимого возвышения земляного полотна над уровнем снега и поверхности дорожного покрытия над уровнем грунтовых и поверхностных вод и т. д.). Учитывают нормируемые СНиПом допустимые продольные уклоны, минимально допустимые радиусы вертикальных выпуклых и вогнутых кривых, а также наименьшие длины вертикальных кривых одного знака. В ходе нанесения проектной линии при этом всегда стремятся к максимально возможному снижению объемов строительных работ.

При ручной традиционной технологии производства проектных работ положение проектной линии продольного профиля устанавливают в виде сопряженных между собой горизонтальных или наклонных прямых и вертикальных выпуклых либо вогнутых параболических кривых (см. гл. 24, §. 24.4).

При автоматизированном оптимальном проектировании проектную линию продольного профиля автомобильных дорог представляют либо ломаной со строительным шагом (обычно $l = 20$ м), представляющей собой дискретный аналог кривой переменного радиуса, либо в виде сплайн-функций, т. е. в общем случае тоже в виде плавных кривых переменного радиуса. В этих случаях графы уклонов и вертикальных кривых таблицы продольного профиля заполняют соответствующими значениями продольных уклонов и радиусов кривизны в каждой точке проектной линии со строительным шагом.

После нанесения проектной линии продольного профиля вычисляют и записывают в соответствующую графу проектные высоты бровки земляного полотна и рабочие отметки. При этом рабочие отметки насыпей выписывают над проектной линией, а выемок — под ней (см. рис. 24.7). Проектную линию на чертеже продольного профиля изображают линией в 2 раза более толстой, чем линию поверхности земли по оси трассы.

Точки перехода из выемок в насыпи, и наоборот (*точки нулевых работ*), отмечают на профиле пунктирными ординатами. При расчетах проектной линии продольного профиля для последующего подсчета объемов земляных работ необходимо знать положение точек нулевых работ.




Р и с. 26.12. Схема к определению положения точки нулевых работ

Если на участке перехода из насыпи в выемку, и наоборот — из выемки в насыпь $H_a$ и $H_b$ высоты точек земли $A$ и $B$ по оси трассы, а $H_a'$ и $H_b'$ проектные высоты бровки земляного полотна в тех же точках (рис. 26.12), то определив соответствующие рабочие отметки

$$y_a = [H_a' - H_a]\,; \quad y_b = [H_b' - H_b]\,,$$

определяют неизвестное расстояние $X$ от точки $A$ до точки нулевых работ $\frac{y_a}{y_b} = \frac{X}{\delta - X}$, откуда

$$X = \frac{y_a \delta}{y_a + y_b}, \tag{26.4}$$

где $\delta$ — расстояние между точками $A$ и $B$.

Высоту точки нулевых работ $H_м$ после этого легко определить через уклон проектной линии $i$:

$$H_м = H_a + iX, \tag{26.5}$$

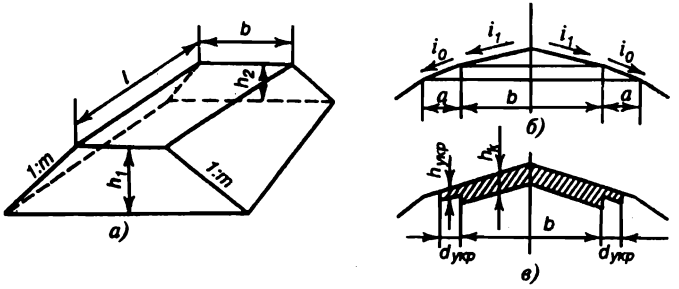
где $i$ — уклон проектной линии продольного профиля на рассматриваемом участке, вводимый в формулу (26.5) со знаком «плюс» на подъеме и со знаком «минус» — на спуске.

## 26.9. ОПРЕДЕЛЕНИЕ ОБЪЕМОВ ЗЕМЛЯНЫХ РАБОТ

Одной из обязательных задач, которую приходится решать при проектировании автомобильных дорог, является подсчет объемов земляных работ: по-пикетных, по-массивных (для каждого участка насыпи и каждого участка выемки) и общих для насыпей и выемок на весь проектируемый участок. Эти данные используют для решения задачи распределения земляных масс, разработки проекта организации строительства и определения сметной стоимости строительства.

Определение объемов земляных работ на автомобильных дорогах производят способом поперечных профилей. Для этой цели участок автомобильной дороги, для которого определяют объемы земляных работ, делят на элементарные призматоиды поперечными сечениями, проводимыми в пикетных и плюсовых точках трассы.

Известно, что объем призматоида может быть определен по формуле Симпсона (рис. 26.13, *а*):




Р и с. 26.13. Схема вычисления объемов земляного полотна автомобильных дорог: *а* — элементарный призматоид; *б* — учет объема сточной призмы; *в* — учет поправки на корыто и укрепление обочин

$$V_1 = \frac{F_1 + F_2 + 4F_{ср}}{6} l \ , \tag{26.6}$$

где $F_1$, $F_2$ — площади поперечных сечений призматоида; $F_{ср}$ — площадь поперечного сечения, расположенного в середине призматоида, т. е. на расстоянии $1/2l$; $l$ — длина элементарного призматоида.

Выразив $F_{ср}$ через величины площадей поперечных сечений $F_1$ и $F_2$ соответствующих рабочим отметкам $h_1$ и $h_2$ и коэффициенту заложения откосов $m$, получим:

$$F_{ср} = \frac{F_1 + F_2}{2} - \frac{m(h_2 - h_1)^2}{4} . \tag{26.7}$$

Подставив выражение (26.7) в (26.6), окончательно получим:

$$V_1 = \left[ \frac{F_1 + F_2}{2} - \frac{m(h_2 - h_1)^2}{6} \right] l . \tag{26.8}$$

Суммарный объем массива (насыпи или выемки) определится как сумма объемов элементарных участков:

$$V = \sum_{i=1}^{n} \left[ \frac{F_{i-1} + F_i}{2} - \frac{m_i (h_i - h_{i-1})^2}{6} \right] l_i \ , \tag{26.9}$$

где $n$ — число элементарных участков в пределах данного массива; $i$ — номер участка.

Если рабочие отметки в соседних поперечных сечениях элементарного участка не превышают 2 м, а длина его не превышает 50 м, то вторым

членом уравнения (26.8) можно пренебречь, и в этом случае объем элементарного участка можно определить как:

$$V_1 = \frac{F_1 + F_2}{2} l. \qquad (26.10)$$

На участках трассы с поперечным уклоном, при сложном поперечном профиле земли, а также при сложной конструкции земляного полотна (например, полунасыпь-полувыемка) площади поперечных сечений земляного полотна определяют графически с помощью палетки или циркуля, а при автоматизированном проектировании в автоматическом режиме — на компьютере.

При определении объемов земляного полотна автомобильных дорог к результатам расчета по уравнению (26.9) вводят поправки на устройство сточной призмы и на устройство корыта для размещения дорожной одежды и укрепления обочин.

Для учета объема сточной призмы (рис. 26.13, *б*) объем земляных работ корректируют на величину:

$$\Delta V_{\text{п}} = \left( a^2 i_{\text{об}} + \frac{b^2 i_{\text{о}}}{4} + b a i_{\text{об}} \right) l, \qquad (26.11)$$

где $a$ — ширина обочины; $i_{\text{об}}$ — поперечный уклон обочины; $b$ — ширина проезжей части; $i_{\text{о}}$ — поперечный уклон дорожной одежды.

При этом объемы земляных работ увеличивают на величину $\Delta V_{\text{п}}$ для насыпей и уменьшают — для выемок.

Для учета поправки на корыто и укрепление обочин (рис. 26.13, *в*) объемы земляных работ корректируют на величину:

$$\Delta V_{\text{к}} = (b h_{\text{дор}} + 2 d_{\text{укр}} h_{\text{укр}}) l, \qquad (26.12)$$

где $h_{\text{дор}}$ — толщина конструкции дорожной одежды; $h_{\text{укр}}$ — толщина укрепления обочины; $d_{\text{укр}}$ — ширина укрепления обочины.

Объемы земляных работ уменьшают на величину $\Delta V_{\text{к}}$ для насыпей и увеличивают — для выемок.

В необходимых случаях в расчетные объемы земляных работ вводят также поправки на коэффициенты уплотнения грунта в насыпях, на осадку грунта от планировочных и уплотняющих машин в выемках, а также на снятие растительного слоя грунта.

## 26.10. БЕСПИКЕТНЫЙ МЕТОД РАЗБИВКИ ТРАССЫ АВТОМОБИЛЬНЫХ ДОРОГ

Использование электронных тахеометров даже в рамках традиционной технологии производства проектно-изыскательских работ позволило в значительной степени изменить технологию инженерно-геодезических работ на изысканиях.

Возможности современных электронных тахеометров отечественного производства (например, Та3М, 3Та5) таковы, что при использовании единственного прибора можно сразу заменить несколько основных технологических цепочек, используемых в рамках традиционной технологии изысканий автомобильных дорог (см. гл. 9, § 9.5).

Так, среднеквадратическая ошибка измерения горизонтальных углов $\pm 4''$ позволяет решать задачу трассирования автомобильных дорог (вешение линий, измерение углов поворота трассы) с точностью более чем на порядок превышающей нормируемую допускаемую точность измерения углов при изысканиях автомобильных дорог $\pm 3'\sqrt{n}$ (где $n$ — число стоянок прибора при трассировании).

Средняя квадратическая ошибка измерения вертикальных углов $\pm 6''$ позволяет осуществлять тригонометрическое нивелирование трассы с точностью, существенно превышающей нормируемую допускаемую точность двойного геометрического нивелирования автомобильных дорог $\pm 100\sqrt{L}$, мм (где $L$ — длина двойного нивелирного хода, км). Таким образом, использование электронных тахеометров для нивелирования может успешно заменить технологию продольного геометрического нивелирования трасс автомобильных дорог, а возможность непосредственного определения не только превышений, но и сразу высот точек с записью на магнитные носители информации исключает все рутинные операции, связанные со считыванием отсчетов, записью в полевые журналы и их последующей ручной обработкой. Это обеспечивает существенное повышение производительности полевых работ, при одновременном резком повышении качества результатов полевых измерений.

Средняя квадратическая ошибка измерения горизонтальных расстояний $\pm (5 + 3\text{ppm} \times D)$, мм позволяет решать с высокой точностью сразу несколько задач:

измерение горизонтальных расстояний до характерных точек трассы (взамен разбивки пикетажа), причем точность таких работ более чем на два порядка выше нормативно допустимой 1:1000;

при производстве тригонометрического нивелирования трассы плечи нивелирования можно увеличивать до 500—700 м (предельное расстояние при работе с малым отражателем), при этом точность нивелирования, эквивалентная двойному геометрическому, оказывается лежащей в пре-

делах $\pm 50\sqrt{L}$, мм. Таким образом, тригонометрическое нивелирование электронным тахеометром позволяет осуществлять с необходимой точностью не только продольное нивелирование трасс автомобильных дорог, но и осуществлять планово-высотную привязку трассы, осуществлять нивелирование трасс мостовых переходов, в населенных пунктах, на пересечениях железных и автомобильных дорог и т. д.;

разбивку горизонтальных кривых способами: прямоугольных координат, полярных координат, угловых и линейных засечек;

съемку поперечников трассы.

Таким образом, использование электронного тахеометра как основного геодезического прибора при производстве изыскательских работ в рамках традиционного проектирования позволяет заменить следующие обязательные технологические цепочки: трассирование; разбивку пикетажа; съемку притрассовой полосы; продольное нивелирование по оси трассы; разбивку и съемку поперечников.

Использование электронных тахеометров при изысканиях трасс автомобильных дорог может быть полным, когда заменяются все перечисленные выше технологические цепочки, или частичным, когда трассирование автомобильной дороги уже выполнено. В последнем случае электронным тахеометром осуществляют только измерение длин линий по трассе (взамен разбивки пикетажа) и тригонометрическое продольное нивелирование трассы (взамен двойного геометрического). Возможна также схема использования электронного тахеометра для трассирования автомобильных дорог с обозначением характерных точек местности вдоль трассы сторожками и точками с надписью на сторожках расстояний от прибора, используя для связи портативные радиостанции типа «Alan 39» и т. д. При этом осуществляют также съемку притрассовой полосы. В этом случае продольное нивелирование трассы может быть выполнено традиционным двойным геометрическим нивелированием.

Рассмотрим некоторые особенности производства полевых работ с использованием электронных тахеометров при изысканиях автомобильных дорог.

При трассировании автомобильных дорог с использованием электронного тахеометра учитывают следующие особенности:

расстояния между станциями (стоянками прибора) при вешении длинных прямых принимают не более 500—700 м (максимальное расстояние при работе с малым отражателем);

вынос очередной станции осуществляют откладыванием угла 180° по лимбу горизонтального круга при двух кругах теодолита. В грунт забивают надежные сторожок и точку. Над точкой устанавливают на подставке и штативе малый отражатель, который центрируют и приводят в отвесное положение по уровню;

по длине каждого участка трассы устанавливают заменки с интервалом 80—100 м;

вешение линий между станциями с установкой заменок ведут с помощью тахеометрической вехи с малым отражателем с одновременным производством тригонометрического продольного нивелирования трассы. Допускается вешение линий с использованием обычных дорожных вех;

на вершинах углов поворота измерения углов производят как обычно обязательно полным приемом.

При тригонометрическом продольном нивелировании трассы с помощью электронного тахеометра учитывают следующие особенности:

передачу высот со станции на станцию осуществляют при двух кругах теодолита. При этом учитывают поправку на разность высот прибора и малого отражателя на штативе;

при нивелировании в абсолютной системе высот на каждой станции вводят в память электронного тахеометра абсолютную высоту соответствующей станции. В этом случае в ходе последующего нивелирования сразу получают абсолютные высоты всех характерных точек трассы;

нивелирование ведут с использованием малого отражателя, установленного на телескопической тахеометрической вехе. Перед началом нивелирования на каждой станции высоту отражателя на тахеометрической вехе устанавливают равной высоте прибора;

при продольном нивелировании трассы определяют высоты следующих характерных точек, которые обозначают на местности сторожками или сторожками и точками: характерные переломы местности; точки местности с шагом не менее 80—100 м; границы угодий; точки пересечения воздушных и подземных коммуникаций; пересекаемые дороги; наинизшие точки в логах; урезы воды постоянных водотоков; точки, в которых необходима съемка поперечников; главные точки трассы (начало и конец переходных, круговых кривых и точки середины кривых);

продольное нивелирование ведут при основном круге теодолита с занесением результатов измерений в полевой журнал или с записью результатов измерений в электронный полевой журнал на магнитные носители информации;

разбивку горизонтальных кривых осуществляют с одновременным нивелированием на кривых характерных точек трассы. Разбивку кривых на открытой местности, как правило, осуществляют способом полярных координат с установкой тахеометра на вершине угла или в главных точках трассы. В закрытой местности разбивку горизонтальных кривых обычно осуществляют методом прямоугольных координат.

Если трассирование дороги осуществляют самостоятельным этапом, то одновременно целесообразно осуществлять разбивку и обозначение характерных точек трассы, разбивку горизонтальных кривых и съемку притрассовой полосы.

# Глава 27. ГЕОДЕЗИЧЕСКИЕ РАБОТЫ ПРИ СТРОИТЕЛЬСТВЕ АВТОМОБИЛЬНЫХ ДОРОГ

## 27.1. ВОССТАНОВЛЕНИЕ ТРАССЫ АВТОМОБИЛЬНЫХ ДОРОГ ПЕРЕД НАЧАЛОМ СТРОИТЕЛЬСТВА

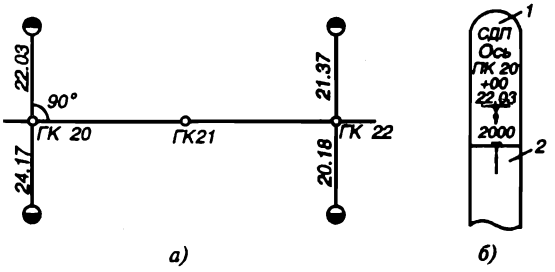
Восстановление трассы автомобильных дорог осуществляют по проектным данным и закрепительным знакам, сохранившимся на местности после производства изыскательских работ. Для этой цели отыскивают либо вновь определяют положение всех главных точек трассы (начало трассы — *НТ*, конец трассы — *КТ*, начало переходных кривых — *НПК*, начало круговых кривых — *НКК*, середины кривых — *СК*, конец круговых кривых — *ККК*, конец переходных кривых — *КПК*, положение вершин углов — *В* уг, положение сохранившихся осевых точек, закрепленных в ходе изысканий, положение сохранившихся притрассовых реперов. Осуществляют разбивку и закрепление осей и элементов искусственных сооружений (мостов, путепроводов и их опор, осей малых искусственных сооружений).

Основной принцип восстановления трассы автомобильных дорог перед началом строительства состоит в выносе всех закрепительных знаков за пределы полосы производства строительных работ.

Очень часто закрепление трассы для строительства осуществляют на стадии предпостроечных изысканий проектно-изыскательской организацией по дополнительному договору с подрядной строительной организацией. В этих случаях закрепление трассы автомобильных дорог осуществляют деревянными или железобетонными стандартными столбами, устанавливаемыми по обеим сторонам трассы за пределами полосы отвода (рис. 27.1).

При этом закрепляют начало трассы, конец трассы, каждый четный пикет и оси искусственных сооружений. В зависимости от ширины земляного полотна по подошве закрепительные знаки устанавливают на расстояниях 20—30 м в обе стороны от трассы (рис. 27.1, *а*) таким образом, чтобы закрепляемая осевая точка оказалась в створе между закрепительными знаками. Створы обозначают вбитыми в полки знаков гвоздями, которые дополнительно обводят кружком черной масляной краской. Лицевые стороны закрепительных знаков ориентируют на соответствующие

осевые точки трассы. Рулеткой или землемерной лентой измеряют от шляпок гвоздей горизонтальные расстояния до оси трассы и делают на лицевой стороне каждого знака масляной краской соответствующие надписи (аббревиатуру организации — в данном случае это Союздорпроект, пикетажное положение закрепляемой осевой точки, расстояние до оси трассы, год производства изысканий) (рис. 27.1, *б*).

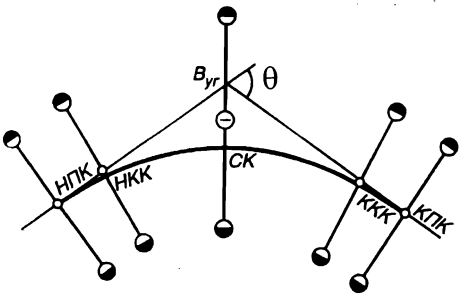



Р и с. 27.1. Схема закрепления прямолинейных участков трассы перед началом строительства:
*а* — план закрепления; *б* — схема закрепительного знака: *1* — СДП (Союздорпроект); *2* — гвоздь

На криволинейных участках трассы закрепляют точки: начало переходной кривой, начало круговой кривой, середину кривой и вершину угла, конец круговой кривой, конец переходной кривой. Кроме того, закрепляют оси попавших на кривую искусственных сооружений, а при длинных кривых также и четные пикеты (рис. 27.2). Закрепительные знаки размещают в створе по нормали к касательной в закрепляемой осевой точке.

Вершину угла поворота и середину кривой закрепляют двумя знаками, размещаемыми в створе биссектрисы при небольшом ее значении.

При значительной величине биссектрисы вершину угла и середину кривой закрепляют тремя знаками, при этом средний знак, имеющий две соответственно ориентированные лицевые стороны, размещают между точками вершины угла и серединой кривой. На лицевых сторонах закрепительных знаков делают соответствующие надписи (см. рис. 25.9).




Р и с. 27.2. Схема закрепления криволинейных участков трассы перед началом строительства:
*НПК* — начало переходной кривой; *НКК* — начало круговой кривой; $B_{уг}$ — вершина угла; *СК* — середина кривой; *ККК* — конец круговой кривой; *КПК* — конец переходной кривой

Для закрепления трассы автомобильной дороги в высотном отношении используют сохранившиеся реперы, установленные в ходе изысканий на предшествующей стадии проектирования, а также выполняют двойное геометриче-

ское нивелирование по закрепительным знакам с допустимой невязкой $\pm 50$ мм $\sqrt{L}$. Иногда ограничиваются нивелированием только расположенных справа по ходу трассы знаков.

## 27.2. ДЕТАЛЬНАЯ РАЗБИВКА ГОРИЗОНТАЛЬНЫХ КРИВЫХ

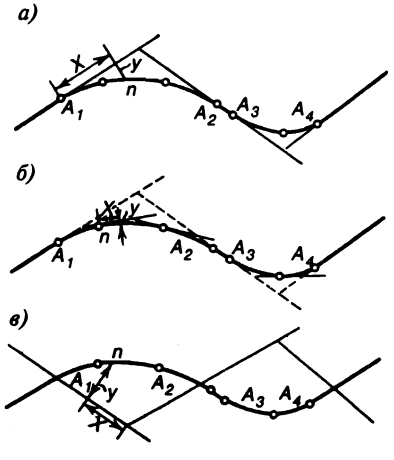
В зависимости от типов закруглений трассы автомобильных дорог, расположения трассы относительно опорного тангенциального хода, наличия того или иного парка геодезических приборов, которым располагает проектно-изыскательская либо строительная организация, назначения разбивочных работ, различают следующие способы выноса трассы в натуру:

от основного магистрального хода, касательного к началу и концу каждого закругления (рис. 27.3, *а*);

от тангенциального хода, касательного к главным точкам трассы (рис. 27.3, *б*);

от произвольного магистрального хода (рис. 27.3, *в*).

Разбивку трассы от основного магистрального хода, касательного к началу и концу каждого закругления (см. рис. 27.3, *а*) осуществляют обычно при разбивке пикетажа в ходе изыскательских работ по трассе, представленной традиционными закруглениями (см. рис. 24.2), т. е. круговыми кривыми или круговыми кривыми со вспомогательными переходными. Расчет и разбивку закруглений в этом случае осуществляют с использованием специальных таблиц или микрокалькулятора.

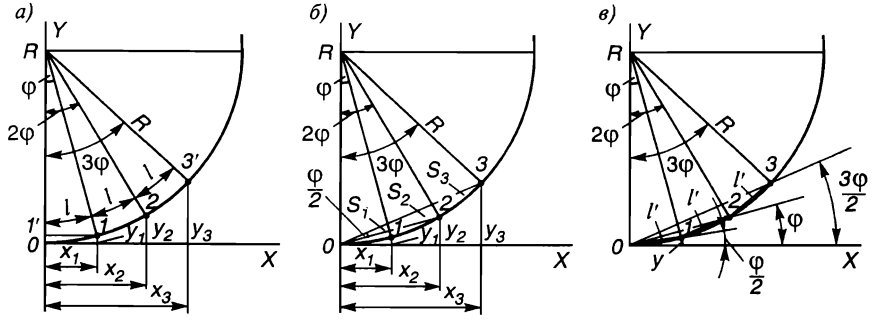



Р и с. 27.3. Способы выноса трассы в натуру:

*а* — от магистрального хода, касательного в точках начала и конца закруглений; *б* — от магистрального хода, касательного к главным точкам трассы; *в* — от произвольного магистрального хода

Разбивку трассы от тангенциального хода, касательного к главным точкам трассы (см. рис. 27.3, *б*) осуществляют в ходе изыскательских работ при разбивке пикетажа на длинных и сложных закруглениях, либо при детальной разбивке трассы в ходе строительства автомобильной дороги с использованием таблиц или микрокалькулятора. Выполняемые при этом расчеты настолько просты, что не требуют компьютерной обработки.

Разбивку трассы от произвольного магистрального хода осущест-




Р и с. 27.4. Схемы разбивки круговой кривой способом:
прямоугольных координат (*а*); полярных координат (*б*); углов и хорд (*в*)

вляют при строительстве, когда клотоидная или сплайн-трасса была запроектирована на компьютере в рамках одной из систем САПР-АД с использованием ЦММ, построенных на поперечниках к вынесенному в натуру магистральному ходу (см. рис. 27.3, *в*). Расчет координат для выноса произвольной трассы в натуру может быть осуществлен только на основе компьютерной обработки. При этом получают три разбивочных таблицы для выноса трассы в натуру от произвольного магистрального хода: способом прямоугольных координат, полярным способом и способом засечек. В ходе разбивки трассы, на разных ее участках, в зависимости от местных условий, используют наиболее удобные в данных условиях способы разбивки и соответствующие разбивочные таблицы.

В ходе строительства автомобильных дорог часто используют наиболее простой способ выноса в натуру традиционной либо клотоидной трассы от тангенциального хода, касательного к главным точкам трассы. В этом случае каждая элементарная кривая сложной трассы разбивается от своих тангенсов самостоятельно. Для этого случая предусмотрены три способа разбивки:

прямоугольных координат;

полярных координат;

углов и хорд.

В зависимости от величины радиуса кривой при строительстве автомобильных дорог осуществляют детальную разбивку кривых с равным строительным шагом, принимаемым соответственно равным: 1, 2, 5, 10 или 20 м.

*Способ прямоугольных координат.* Если принять для круговой кривой тангенс за ось абсцисс, а направление от начала кривой или ее конца по нормали в сторону ее центра — за ось ординат (рис. 27.4, *а*), то детальную разбивку кривой со строительным шагом $l$ осуществляют в такой последовательности.

Центральный угол $\varphi$ дуги $l$ определяют по формуле

$$\varphi = \frac{l}{R} 57{,}3^\circ . \qquad (27.1)$$

Из треугольника $1R1'$ следует, что

$$x_1 = R \sin \varphi;$$

$$y_1 = R - R \sin \varphi = 2R \sin^2 \frac{\varphi}{2}.$$

Отсюда, учитывая, что разбивку кривой ведут с равным шагом $l_n$, окончательно получим

$$\varphi_n = n \varphi ; \qquad (27.2)$$

$$x_n = R \sin \varphi_n; \qquad (27.3)$$

$$y_n = 2R \sin^2 \frac{\varphi_n}{2}. \qquad (27.4)$$

Разбивку ведут с помощью теодолита (или эккера), ленты или рулетки. При этом ординаты $y_n$ откладывают по ленте, строят прямой угол с помощью теодолита (эккера) и сторожком обозначают соответствующую точку на местности.

*Способ полярных координат* основан на том свойстве, что угол между осью абсцисс касательной в точке начала кривой и секущей, проведенной из начала координат на искомую точку, равен половине центрального угла, стягиваемого отсеченной дугой (рис. 27.4, *б*). Задавшись шагом разбивки $l_n$ по формуле (27.1), определяют половину центрального угла $\varphi$. Тогда величина угла $\delta_n$ для каждой точки составит:

$$\delta_n = n \frac{\varphi}{2}. \qquad (27.5)$$

Выполнив вычисления по формулам (27.2) — (27.4), устанавливают значения длин радиусов-векторов для каждой точки кривой:

$$S_n = \sqrt{x_n^2 + y_n^2} . \qquad (27.6)$$

Разбивку кривой по методу полярных координат удобно осуществлять при использовании электронного тахеометра или оптического теодолита со светодальномерной насадкой, позволяющих измерять расстояния с высокой точностью. Для каждой точки откладывают горизонталь-

ный угол $\delta_n$ и по лучу светодальномером расстояние $S_n$. Полученную точку обозначают на местности сторожком.

*Способ углов и хорд.* В тех случаях, когда строительная организация не располагает электронными тахеометрами, либо светодальномерными насадками для разбивки горизонтальных круговых кривых, может быть использован способ углов и хорд.

Задавшись длиной хорды $l'$, определяют угол $\varphi/2$ (рис. 27.4, *в*):

$$\sin\frac{\varphi}{2}=\frac{y}{l'}=\frac{2R\sin^2\frac{\varphi}{2}}{l'}=\frac{l'}{2R},$$

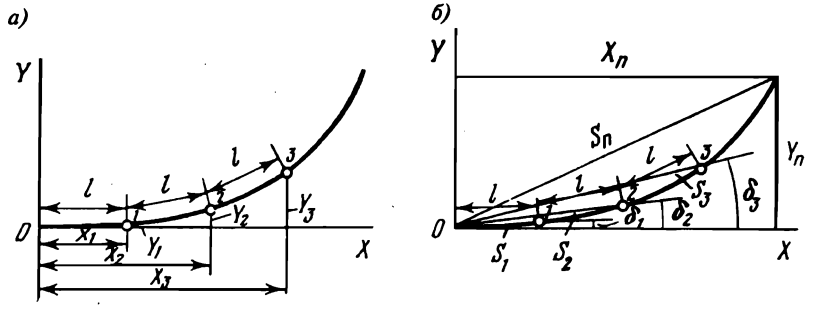
откуда

$$\frac{\varphi}{2}=\arcsin\frac{l'}{2R}. \qquad (27.7)$$

Теодолит устанавливают в точке *0* и ориентируют ноль лимба в направлении *X*. Откладывая теодолитом угол $\varphi/2$ и лентой расстояние $l'$ получают точку *1*, которую обозначают на местности сторожком. Откладывают угол $2(\varphi/2)$ и от точки *1* расстояние $l'$ до пересечения с лучом теодолита, и получают точку *2* и т. д.

Детальную разбивку клотоидных кривых при строительстве автомобильных дорог осуществляют, как правило, способами прямоугольных или полярных координат. Выбор того или иного способа диктуется местными условиями и наличием у строительной организации того или иного парка геодезических приборов.

Детальную разбивку клотоидных кривых при строительстве автомобильных дорог, аналогично круговым, осуществляют с равным строительным шагом, соизмеряя его длину с параметром и длиной клотоиды (рис. 27.5).




Р и с. 27.5. Схемы разбивки клотоидных кривых способом: прямоугольных координат (*а*); полярных координат (*б*)

*Способ прямоугольных координат.* Длину кривой до заданной точки на клотоиде определяют (см. рис. 27.5, *а*)

$$L_n = ln. \tag{27.8}$$

Прямоугольные координаты определяют по формулам (25.7). Техника работы с приборами остается точно такой же, как и при разбивке круговых кривых.

*Способ полярных координат* заключается в отложении от тангенса из точки начала кривой полярных углов $\delta_n$ и длин радиусов-векторов $S_n$ (рис. 27.5, *б*).

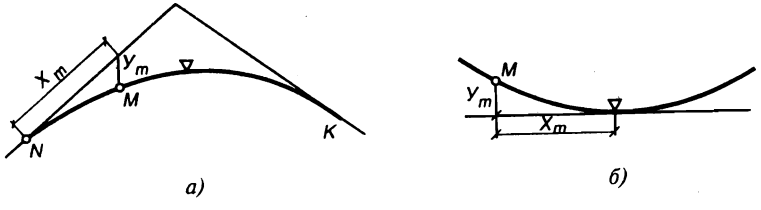
Задавшись строительным шагом разбивки по формуле (27.8), определяют расстояния до соответствующих точек по клотоиде. По формулам (25.7) вычисляют прямоугольные координаты $x_n$ и $y_n$ соответствующих точек. Для перехода к полярным координатам вычисляют длины радиусов-векторов по формуле (27.6) и полярные углы по формуле

$$\delta_n = \operatorname{arctg} \frac{y_n}{x_n}. \tag{27.9}$$

Для детальной разбивки клотоидных кривых способом полярных координат целесообразно использовать электронные тахеометры либо оптические теодолиты со светодальномерными насадками. Техника разбивки остается такой же, как и для круговых кривых.

## 27.3. ДЕТАЛЬНАЯ РАЗБИВКА ВЕРТИКАЛЬНЫХ КРИВЫХ

Вертикальные кривые продольного профиля автомобильных дорог обычно представляют квадратными параболами, которые при сравнительно небольшом удалении от своей вершины мало отличаются от круговых кривых — выпуклыми (рис. 27.6, *а*) или вогнутыми (рис. 27.6, *б*). В качестве элементов продольного профиля автомобильных дорог используют также восходящие и нисходящие ветви вертикальных выпук-




*а)* *б)*

Р и с. 27.6. Схемы разбивки вертикальных кривых от: тангенсов (*а*); вершины (*б*)

лых кривых, а также нисходящие и восходящие ветви вертикальных вогнутых кривых.

Разбивку вертикальной кривой обычно осуществляют двояким способом: либо от тангенсов, касательных к вертикальной кривой в начале и конце ее (см. рис. 27.6, *а*), либо от вершины кривой, т. е. от касательной в ее вершине, которая горизонтальна (см. рис. 27.6, *б*).

Шаг разбивки вертикальной кривой принимают равным строительному шагу, который, учитывая большие значения радиусов вертикальных кривых, как правило, принимают не менее $l = 20$ м. При такой длине строительного шага разбивки между смежными точками продольного профиля допускается линейная интерполяция высот, а полученная таким образом ломаная является дискретным аналогом вертикальной кривой.

При разбивке вертикальных кривых вычисления ведут по формулам (см. рис. 27.6):

$$x_m; \qquad y_m = \pm\frac{x_m^2}{2R} = \pm\frac{(i_n^2 - i_m^2)}{2}; \qquad (27.10)$$

$$l_m = Ri_m; \; h_m = \pm\frac{l_m^2}{2R} = \pm\frac{Ri_m^2}{2},$$

где $x_m$ — расстояние от начала (или конца) вертикальной кривой до искомой точки $M$; $y_m$ — превышение от тангенса до искомой точки $M$; $R$ — радиус вертикальной кривой; $i_n$ и $i_m$ — уклоны проектной линии продольного профиля соответственно в точках $N$ и $M$; $l_m$ — расстояние от вершины кривой до искомой точки $M$; $h_m$ — превышение между вершиной кривой и искомой точкой $M$.

Высоты точек вертикальной кривой вычисляют: при разбивке от тангенсов

$$H_m = H_n + i_n x_m \pm \frac{1}{2}(i_n^2 - i_m^2); \qquad (27.11)$$

при разбивке от вершины кривой

$$H_m = H_0 \pm\frac{Ri_m^2}{2} = H_0 \pm\frac{l_m^2}{2R}, \qquad (27.12)$$

где $H_m$ — высота искомой точки $M$; $H_n$ — высота точки начала (или конца) вертикальной кривой; $H_0$ — высота вершины кривой.

В формулу (27.11) уклон тангенса $i_a$ вводят со своим знаком.

В формуле (27.12) знак (+) принимают для вертикальных вогнутых кривых, а знак (–) — для вертикальных выпуклых.

После выполнения всех разбивочных расчетов точки на местности обозначают колышками или визирками, которые забивают на проектную

высоту и надписывают. При больших величинах рабочих отметок (высот насыпей или глубин выемок) на местности разбивают линии, параллельные проектной и отстоящие от нее на некоторую высоту $\Delta h$.

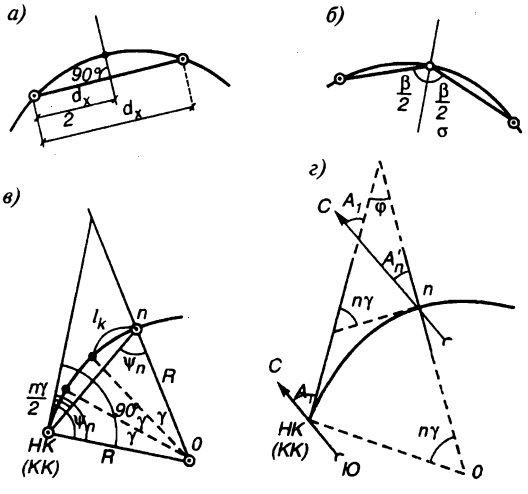
По мере возведения земляного полотна высотные колышки или визирки соответствующим образом перемещают.

При автоматизированном проектировании линии продольного профиля обычно отказываются от использования жесткого класса функций (параболические кривые и сопрягающие их прямые) и получают проектную линию, представленную или кривыми переменного радиуса («метод граничных итераций»),или сплайн-функциями. В этом случае обязательно получают таблицу с высотами точек проектной линии с интервалом, равным строительному шагу $l$ = 20 м.

## 27.4. РАЗБИВКА ПОПЕРЕЧНИКОВ НА КРИВОЙ

Направление поперечных створов на трассе необходимо знать для разбивки элементов земляного полотна и осей искусственных сооружений. На *прямолинейных* участках трассы эта задача решается сравнительно просто. Для этого в точке поперечника на трассе с помощью оптического теодолита или эккера откладывают угол $\beta_n$ = 90°.

На *круговой кривой* определение поперечных створов, нормальных к трассе осуществляют одним из следующих способов:




Р и с. 27.7. Схемы разбивки поперечников на кривых:

*а* — восстановлением перпендикуляра в середине хорды; *б* — по биссектрисе угла между двумя хордами равной длины; *в* — по углу между направлением на начало кривой и нормалью; *г* — по магнитному азимуту нормали

восстановление перпендикуляра в середине хорды (рис. 27.7, *а*);

построением биссектрисы угла между двумя хордами одинаковой длины (рис. 27.7, *б*);

построением угла $\psi_n$ в точке кривой *n* между хордой, стягивающей точку *n* и начало кривой НК, и направлением нормали (рис. 27.7, *в*). Угол $\psi_n$ определяют по формуле:

$$\psi_n = 90° - \frac{n\varphi}{2}, \qquad (27.13)$$

где $n$ — порядковый номер точки на кривой или число интервалов $l$ до разбиваемого поперечника; $\varphi$ — угол дуги интервала разбивки, определяемый по формуле (27.1); по магнитному азимуту нормали к кривой в заданной точке (рис. 27.7, *г*).

Установив теодолит в точке *НК*, ориентируют лимб по буссоли на север и определяют магнитный азимут тангенса $A_т$. Далее устанавливают теодолит на кривой в точке поперечника, ориентируют лимб по буссоли на север и откладывают магнитный азимут, предварительно вычисленного направления нормали $A_n'$:

$$A_n' = A_т \pm \varphi_n \pm 90°, \tag{27.14}$$

где $\varphi_n$ — угол, определяемый по формуле (27.2).

На *клотоидной кривой* осуществляют отложением магнитного азимута нормали по аналогии с рис. 27.7, *г*. В этом способе, так же как и для круговой кривой, устанавливают теодолит в точке начала клотоиды *НПК*. По буссоли ориентируют ноль лимба на север и определяют магнитный азимут тангенса $A_т$. Затем, установив теодолит в точке на кривой, по буссоли ориентируют ноль его лимба на север и откладывают магнитный азимут нормали $A_n'$, определяемый по формуле:

$$A_n' = A_т \pm \tau_n \pm 90°, \tag{27.15}$$

где $\tau_n$ — угол наклона касательной в точке определения нормали к главному тангенсу клотоиды, определяемый по формуле:

$$\tau_n = \frac{L_n^2}{2A^2}, \tag{27.16}$$

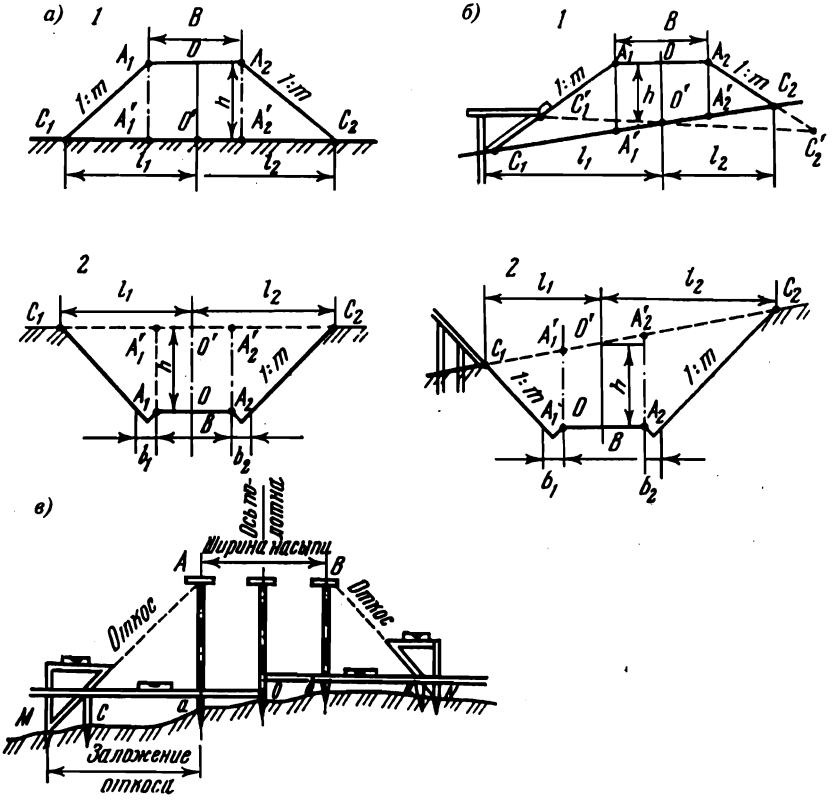
где $L_n$ — длина клотоиды от ее начала до точки определения нормали, определяется по формуле (27.8); $A$ — параметр клотоиды.

## 27.5. РАЗБИВКА ЗЕМЛЯНОГО ПОЛОТНА АВТОМОБИЛЬНЫХ ДОРОГ

Для производства земляных работ в ходе строительства осуществляют детальную разбивку земляного полотна, заключающуюся в обозначении на местности всех характерных точек поперечного профиля как в плане, так и по высоте, разбивке и обозначении на местности оси, бровок земляного полотна, подошв откосов, берм, кюветов и т. д.

При разбивке земляного полотна в равнинной местности закрепляют положение осевых точек $O'$, бровок насыпей $A_1'$, $A_2'$, подошв насыпей $C_1$, $C_2$, точек $A_1'$, $A_2'$ и бровок $C_1$, $C_2$ выемок (рис. 27.8, *а*).

Горизонтальные расстояния от оси до подошв насыпей и бровок выемок соответственно определяются:




Р и с. 27.8. Схемы разбивки элементов земляного полотна автомобильных дорог: *а* — в равнинной местности: *1* — насыпи; *2* — выемки; *б* — при наличии поперечного уклона: *1* — насыпи; *2* — выемки; *в* — с помощью створных визирок

$$l_1 = l_2 = \frac{B}{2} + mh; \tag{27.17}$$

$$l_1 = l_2 = \frac{B}{2} + b_к + mh, \tag{27.18}$$

где $l_1$, $l_2$ — соответственно ширины левой и правой части земляного полотна по подошве; $B$ — ширина земляного полотна в бровках; $m$ — коэффициент заложения откоса; $h$ — рабочая отметка; $b_к$ — ширина кювета поверху.

Положение проекции бровок определяется как:

$$b_1 = b_2 = \frac{B}{2}. \tag{27.19}$$

При наличии поперечного уклона местности разбивка элементов земляного полотна несколько усложняется. Как следует из рис. 27.8, *б*, расстояния $l_1$ и $l_2$ от оси трассы неодинаковы. Положение точек $C_1$ и $C_2$ может быть легко найдено, если от точки $O'$ отложить наклонные расстояния $O'C_1$ и $O'C_2$. Если обозначить угол поперечного наклона местности через ν, а угол откоса насыпи через β, тогда из треугольников $O'C_1'C_1$ и $O'C_2'C_2$ по теореме синусов получим наклонные расстояния $l_1$ и $l_2$ (см. рис. 27.8, *б*):

$$l_1 = \left(\frac{B}{2} + mh\right)\frac{\sin\beta}{\sin(\beta - \nu)}; \tag{27.20}$$

$$l_2 = \left(\frac{B}{2} + mh\right)\frac{\sin\beta}{\sin(\beta + \nu)}. \tag{27.21}$$

Учитывая, что tg β = 1/*m* и tg ν = 1/*n* можно в формулах (27.20) — (27.21) заменить синусы на тангенсы, тогда после соответствующих преобразований наклонные расстояния $l_1$ и $l_2$ через заложения откосов *m* и склона *n*:

$$l_1 = \left(\frac{B}{2} + mh\right)\frac{\sqrt{1+n^2}}{n+m}; \tag{27.22}$$

$$l_2 = \left(\frac{B}{2} + mh\right)\frac{\sqrt{1+n^2}}{n-m}. \tag{27.23}$$

Очевидно, что положение проекций бровок $A_1'$ и $A_2'$ можно определить, отложив наклонные расстояния $b_1$ и $b_2$ от оси $O'$

$$b_1 = b_2 = \frac{B}{2\cos\nu}. \tag{27.24}$$

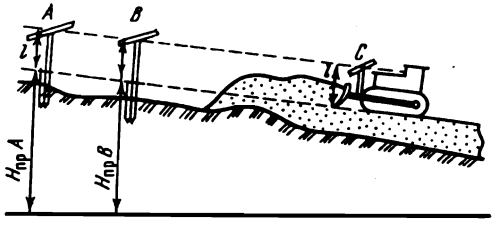
Представленный выше способ разбивки элементов земляного полотна автомобильных дорог на косогоре дает быстрые и точные результаты при однообразном угле наклона местности, измеряемом непосредственно геодезическим прибором или определяемом по поперечному профилю. При значительной разности в поперечных уклонах местности вправо и влево от оси трассы, при определении расстояний $l_1$ и $l_2$ в формулы (27.22) и (27.23) вводят соответствующие значения заложений склонов местности *n* и при этом оказывается, что $b_1 \neq b_2$.

Аналогичным образом при наличии поперечного уклона местности осуществляют и разбивку выемок:

$$l_1 = \left(\frac{B}{2} + b_к + mh\right)\frac{\sqrt{1+n^2}}{n+m}; \qquad (27.25)$$

$$l_2 = \left(\frac{B}{2} + b_к + mh\right)\frac{\sqrt{1+n^2}}{n-m}. \qquad (27.26)$$

Разбивку поперечных профилей земляного полотна обычно осуществляют со строительным шагом 20 м. Разбивку осуществляют наклонным лучом теодолита, либо лазерного визира, а иногда и с помощью створных визирок и откосников.

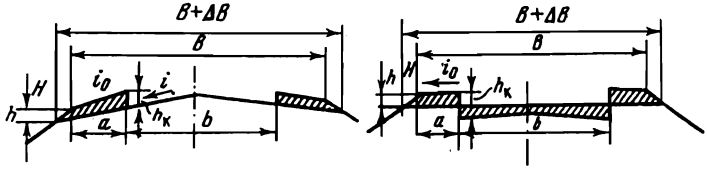



Р и с. 27.9. Схема планировки земляного полотна по опорным и ходовой визиркам

Вдоль отбитых подошв насыпей и бровок выемок прокладывают борозду, обозначающую их положение, ставят створные визирки, показывающие высоту насыпи и откосники, указывающие направления откосов насыпей и выемок (рис. 27.8, *в*). По мере возведения земляного полотна визирки и откосники перемещают по откосу.

Окончательную планировку земляного полотна осуществляют бульдозерами и автогрейдерами. Их работу контролируют по кольям разбивки оси и бровок земляного полотна, а также по визиркам, опорным *A* и *B* и ходовой *C*, устанавливаемой на рабочем органе землеройной машины (рис. 27.9), либо используют для этой цели лазерные системы полуавтоматического или автоматического управления работой рабочих органов землеройных машин и механизмов.

Проектные высоты характерных точек поперечного профиля дорожного полотна вычисляют от проектной высоты бровки *H* по проектным уклонам $i_0$, *i*, *b* и ширине отдельных элементов верхней части земляного полотна *a*, *b* (рис. 27.10). Например, проектную высоту оси дна корыта $H_к$ для устройства дорожной одежды определяют:




Р и с. 27.10. Схема разбивки верхней части земляного полотна

$$H_к = H + ai_0 + (b/2)i - h_к, \qquad (27.27)$$

где $H$ — проектная высота бровки земляного полотна; $a$ — ширина обочины; $i_0$ — поперечный уклон обочины; $b$ — ширина проезжей части; $i$ — поперечный уклон проезжей части; $h_к$ — глубина корыта.

При возведении земляного полотна отклонения от проекта допускаются не более: а) в высотах бровок земляного полотна с учетом поправок на осадку ± 5 см; б) по ширине корыта ± 5 см; в) по поперечному уклону корыта ± 5‰; г) по продольному уклону кюветов и нагорных канав ± 1‰.

## 27.6. АВТОМАТИЗАЦИЯ УПРАВЛЕНИЯ СТРОИТЕЛЬНЫМИ ПРОЦЕССАМИ

Механизированные методы производства строительных работ требуют использования специальных геодезических приборов и устройств, позволяющих производить разбивочные работы и вынос проекта в натуру, элементы которых соединены с управляющими устройствами рабочих органов дорожно-строительных машин и механизмов. Для автоматизации процессов производства строительных работ используют такие приборы и устройства, которые обеспечивают непрерывную установку рабочих органов дорожно-строительных машин и механизмов в такое положение, при котором они строго следуют по заданному направлению, уклону и на проектной высоте.

В настоящее время в практике строительства автомобильных дорог и сооружений на них нашли применение несколько методов управления работой машин и механизмов.

*Системы копирования.* Основная идея использования систем копирования состоит в том, что параллельно проектной поверхности с использованием геодезических приборов (нивелиров, теодолитов и т. д.) устанавливают натянутую копирную струну, по которой движется соединенный с дорожно-строительной машиной датчик, преобразующий в электрические сигналы уклонения рабочего органа машины от заданного положения. Электрические сигналы воздействуют на механизмы управления рабочими органами машин и механизмов, возвращая их в проектное положение.

Так, для планирования земляного полотна в отечественной практике дорожно-строительных работ по копирной струне используют систему автоматического геодезического управления работой отвала автогрейдера «Профиль-20». Для стабилизации рабочего отвала автогрейдера в продольном направлении используют датчик, устанавливаемый в подъемном устройстве отвала и контролирующий положение отвала по высоте через щуп относительно натянутой в заданном направлении копирной

струны. Система «Профиль-20» имеет также стабилизатор отвала в поперечном направлении.

Устройство дорожных одежд с асфальтобетонными и цементобетонными покрытиями часто осуществляют с использованием высокопроизводительных комплектов типа Автогрейд (ДС-100, ДС-110), а также других рельсовых и безрельсовых бетоноукладочных машин. Укладку конструктивных слоев осуществляют полосами шириной по 3—4 м.

Безрельсовые бетоноукладочные механизмы создают проектную поверхность относительно установленной в заданном направлении копирной струны.

При использовании рельсовых бетоноукладочных машин качество строительных работ по сооружению цементобетонных дорожных покрытий во многом определяются точностью установки рельс-форм, являющихся одновременно и опалубкой. Рельс-формы устанавливают по теодолиту параллельно продольной оси полосы на расстояниях, кратных ширине плиты. В высотном отношении рельс-формы устанавливают в проектное положение с помощью нивелира с запасом на 2—3 мм на осадку основания.

Одновременно с установкой рельс-форм производят плановую разбивку температурных и усадочных швов (швов расширения и сжатия).

После завершения укладки бетона и бетоноотделочных работ осуществляют исполнительное нивелирование при установке рейки непосредственно на бетон. Высоты бетонной поверхности не должны отличаться более чем на ± 10 мм от проектных. При обнаружении отклонений более чем на 10 мм бетоноукладочную машину возвращают назад, корректируют установку рельс-форм и доводят уровень еще не затвердевшего бетона до проектной высоты.

При сооружении искусственного покрытия полосы из сборных железобетонных плит производят плановую и высотную разбивку угловых точек плит. После укладки плит осуществляют контрольное нивелирование стыков плит, которые не должны иметь уступов высотой более 2 мм.

*Система продольного уклона* имеет лыжу, скользящую по спланированной поверхности земляного полотна. Электрические сигналы от датчика уклона фиксируют отклонения рабочего органа машины от заданного положения и, воздействуя на механизмы управления, устанавливают его в проектное положение.

*Системы сравнения толщины слоя*, используемые при планировочных работах и разработках выемок автомобильных дорог, устроены следующими образом. На удлиненной базе землеройной машины (бульдозера, автогрейдера или скрепера) размещены две лыжи, одна из которых следует по естественному грунту перед ножом отвала, а другая — по уже спланированной поверхности сзади машины. С помощью датчиков кор-




Р и с. 27.11. Схема планировки земляного корыта с использованием прибора управления лазерным лучом ПУЛ

ректируется положение планирующей части машины и, таким образом, автоматически обеспечивается нужная толщина снимаемого слоя грунта.

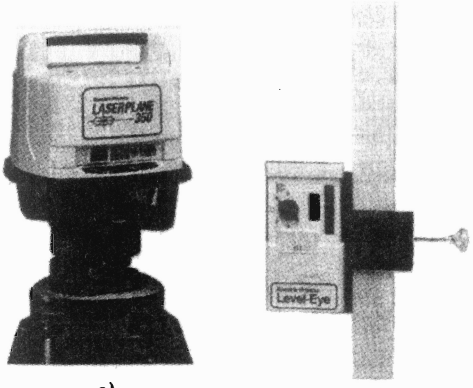
*Лазерные системы управления.* Простейшим способом визуального контроля за положением рабочего органа строительной машины является использование опорного светового луча лазерного визира *ЛВ-5*, лазерных визиров (насадок) к серийным отечественным теодолитам *ЛВТ* (см. рис. 9.4) и нивелирам *ЛВН* (см. рис. 11.9), отечественных лазерных нивелиров типа *НЛ-30* (см. рис. 11.10) или Лимка-Горизонт (см. рис. 11.8) и теодолитов *ЛТ* (см. рис. 9.5) анализ оператором положения светового пятна относительно центра марки-экрана, устанавливаемого на рабочем органе машины. По положению пятна оператор с помощью гидравлической системы управления корректирует положение рабочего органа строительной машины.

При планировке земляного полотна по световому лазерному лучу весьма эффективным является использование прибора управления лазерным лучом *ПУЛ*, состоящего из двух станций — направляющей и приемной. Направляющее устройство, устанавливаемое на штативе, создает в пространстве наклонный луч заданного уклона. Луч посредством инфракрасного фильтра и специальной призмы делится по частотам 900—1500 Кц на верхнюю и нижнюю части с четкой границей между ними в виде равносигнальной зоны РСЗ, которую используют для установки рабочего органа машины в заданное по высоте положение (рис. 27.11).

С помощью сборного красного и зеленого фильтра световому потоку придают разную окраску с разделением по вертикали. Оператор по окраске луча может судить об отклонении строительной машины от заданного направления вправо или влево и соответственно корректировать ее движение.

Приемная станция, устанавливаемая на рабочем органе машины, с помощью электромагнитов воздействует на гидравлическую систему управления рабочим органом, обеспечивая автоматическую установку его в заданное положение.

При планировке участков местности большой площади (например, городские площади, аэродромы и т. д.) и обеспечения одновременного




*а)* *б)*

Р и с. 27.12. Лазерная система Laserplane-350:
*а* — лазер; *б* — фотоприемник

контроля и управления работой многих землеройных машин и механизмов применяют лазерные системы (нивелиры), создающие опорные световые горизонтальные, вертикальные или наклонные плоскости, например нивелир отечественного производства *НЛ30* (см. рис. 11.10), а также импортные лазерные системы (рис. 27.12).

*Навигационные системы.* Появление систем спутниковой навигации «GPS» и внедрение их в практику геодезических работ позволило создать новые системы автоматизированного управления работой дорожно-строительных машин и механизмов, в которых с помощью многоканальных приемников «GPS», определяющих координаты в режиме реального времени, и бортовых компьютеров осуществляется вычисление поправок при уклонении машин и механизмов от заданного направления и возвращение их в проектное положение.

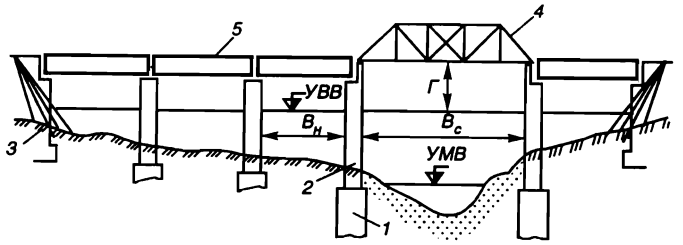
# Глава 28. ГЕОДЕЗИЧЕСКИЕ РАБОТЫ ПРИ ИЗЫСКАНИЯХ И СТРОИТЕЛЬСТВЕ МОСТОВЫХ ПЕРЕХОДОВ И ТРАНСПОРТНЫХ ТОННЕЛЕЙ

## 28.1. ЭЛЕМЕНТЫ МОСТОВЫХ ПЕРЕХОДОВ

Автомобильные дороги пересекают многочисленные периодические водотоки, ручьи, реки, пруды и водохранилища.

Для перехода через водные преграды строят систему инженерных сооружений, называемую *переходом водотока.*

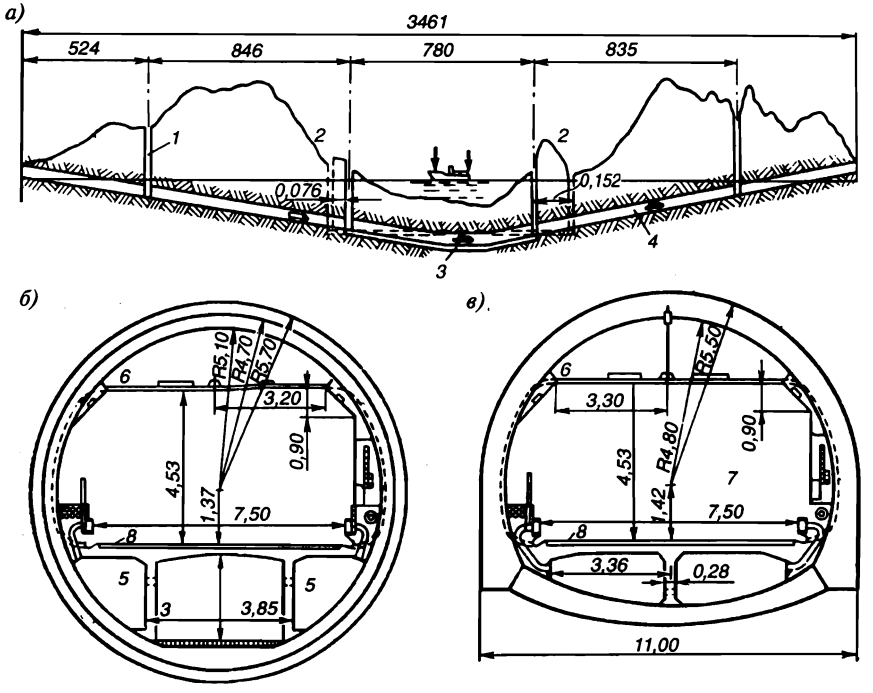
Переходы через водотоки классифицируют по типам основного искусственного сооружения. Для непосредственного пересечения водотока могут быть построены: постоянный мост — сооружение, пропускающее дорогу над водным препятствием (рис.28.1); транспортный тоннель — сооружение, пропускающее дорогу под водным препятствием (рис. 28.2); наплавной мост, пропускающий дорогу по понтонам в течение значительной части года с положительными температурами; паром — подвиж-




Р и с. 28.1. Постоянный мост через реку:

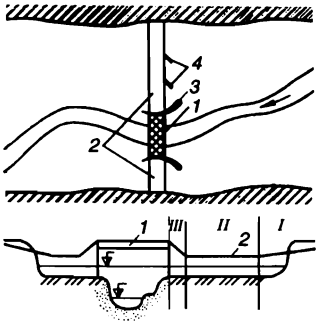
*1* — фундамент опоры; *2* — опора моста; *3* — береговой устой; *4* — металлическое пролетное строение с ездой понизу; *5* — железобетонное пролетное строение с ездой поверху

ное специальное плавсредство, предназначенное для перевозки автомобилей и автопоездов через водное препятствие; ледовая переправа — временное сооружение, пропускающее дорогу по льду и являющееся заменой наплавному мосту или парому в зимнее время.




Р и с. 28.2. Транспортный тоннель:

*а* — продольный профиль тоннельного перехода; *б* — поперечный профиль подводного участка; *в* — поперечный профиль сухопутного участка; *1* — шахта; *2* — пионерная шахта и штольня; *3* — пешеходный проход; *4* — тоннель для автотранспорта; *5* — вентиляционные каналы; *6* — вытяжной канал; *7* — проезжая часть; *8* — покрытие




Р и с. 28.3. План и продольный профиль мостового перехода:
*1* — мост; *2* — подходы к мосту; *3* — струенаправляющие дамбы; *4* — струеотбойные траверсы; I — III — характерные участки продольного профиля

*Мостовой переход* — это часть автомобильной дороги, представляющая собой комплекс инженерных сооружений (рис. 28.3), состоящий из моста, пересекающего собственно водоток; подходов к мосту — насыпей с укрепленными откосами, периодически подтапливаемых водой в паводки; регуляционных и защитных сооружений, призванных защищать мост и подходы от вредного воздействия водного потока.

Мост и подходы к нему являются основными сооружениями транспортного назначения, по которым осуществляется движение транспортных потоков. Регуляционные и защитные вспомогательные сооружения являются неотъемлемой частью мостового перехода, без которых в большинстве случаев невозможно обеспечить сохранность и нормальную работу основных сооружений перехода.

На реках с большой шириной разлива нередко кроме основного моста, перекрывающего русло реки, дополнительно устраивают один или несколько мостов на пойме. Для обеспечения круглогодичного проезда транспортных потоков мосты и подходы к ним устраивают, как правило, незатопляемыми (см. рис. 28.3).

Опоры мостов сооружают обычно из сборного или сборно-монолитного железобетона, а пролетные строения с ездой поверху и понизу делают металлическими, сталежелезобетонными или железобетонными.

Опоры мостов фундируют на безопасную глубину с учетом неизбежных понижений отметок дна подмостового русла (размывов). Проектные высоты проезда по насыпям подходов и пролетам моста должны обеспечивать мостовой переход от переливов в высокие паводки и обеспечивать беспрепятственный пропуск судов под судоходными пролетами.

Насыпи подходов и регуляционных сооружений подвержены вредному воздействию водного потока (волнобой, ледоход, продольные течения) и поэтому их откосы и подошвы укрепляют специальными защитными сооружениями (плоские сборные железобетонные или монолитные покрытия, каменные призмы — рисбермы и т. д.).

## 28.2. ГЕОДЕЗИЧЕСКИЕ РАБОТЫ ПРИ ИЗЫСКАНИЯХ МОСТОВЫХ ПЕРЕХОДОВ

Одним из основных видов информации о местности, необходимой для разработки проектов мостовых переходов, являются материалы инженерно-геодезических изысканий. Состав изыскательских работ, масштабы, точность и объемы топографических съемок во многом зависят от стадии проектирования (ТЭО — технико-экономическое обоснование, ИП — инженерный проект, РД — рабочая документация или РП — рабочий проект).

Однако в соответствии с перечнем инженерных задач, решаемых при проектировании мостовых переходов, для любой стадии проектирования в том или ином объеме при изысканиях выполняют следующие виды основных работ:

*инженерно-геодезические работы,* связанные с трассированием мостовых переходов, созданием планово-высотного обоснования съемок, выполнением теодолитных и топографических съемок, съемками продольных и поперечных профилей и т. д.;

*гидрологические обследования,* связанные со сбором материалов, характеризующих режим водотока, морфометрическими обследованиями речной долины;

*гидрометрические работы*, заключающиеся в съемках речного дна русла, определении скоростей течения, расходов воды, уклонов свободной поверхности, характеристик руслового процесса и т. д.;

*инженерно-геологические работы* по составлению геолого-литологических разрезов, почвенно-грунтовым, гидрогеологическим обследованиям, поиску местных дорожно-строительных материалов;

*прочие работы*, связанные с обследованиями для проектирования мостовых переходов в условиях взаимодействия с другими гидротехническими сооружениями, установлением условий судоходства и лесосплава и т. д.

Необходимо отметить, что все перечисленные основные виды изыскательских работ проводят с обязательным использованием методов геодезии. Для выполнения изыскательских работ создают специализированные партии (экспедиции), укомплектованные необходимыми геодезическими приборами и другим оборудованием.

Изыскания мостовых переходов осуществляют в три этапа: подготовительный, полевой и камеральный.

В *подготовительный период* перед выездом в поле изучают имеющиеся материалы на район изысканий: топографические, гидрометеорологические, геологические, геоморфологические и экономические.

В первую очередь собирают и изучают имеющиеся картографические и аэрофотосъемочные материалы на район изысканий.

В подготовительный период осуществляют предварительное трассирование вариантов мостового перехода, устанавливают объемы полевых изыскательских работ, укомплектовывают изыскательскую партию (экспедицию) персоналом и оборудованием.

*Инженерно-геодезические работы в полевой период* заключаются прежде всего в производстве топографических съемок с целью получения ситуационных и топографических планов, а также ЦММ в объеме, достаточном для обоснования выбора наиболее рационального створа перехода и для проектирования всех его основных сооружений (мост, подходы, регуляционные сооружения).

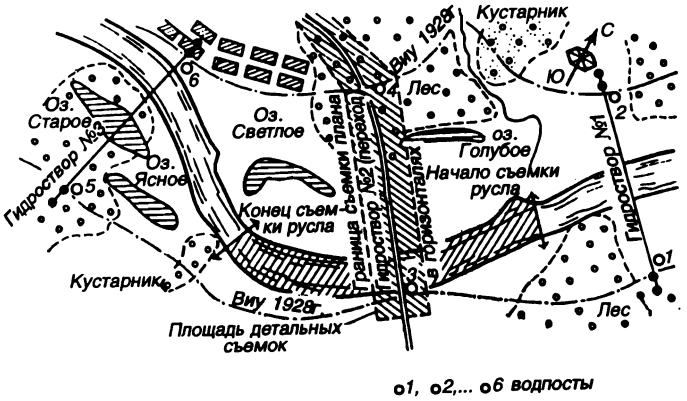
Ситуационный план в масштабе, как правило, не мельче 1:5000 снимают в пределах зоны, охватывающей все принципиальные варианты трассы мостового перехода в тех случаях, когда имеющиеся картографические и аэрофотосъемочные материалы по объему недостаточны или уже устарели.

Ситуационный план снимают на всю ширину разлива реки в паводки с запасом ориентировочно еще на 200 м в стороны за линии урезов при расчетном уровне высокой воды (РУВВ). Длину участка съемки по речной долине принимают не менее 1,5 ширины разлива вверх и вниз от оси каждого варианта трассы. Поэтому при сравнительно близко расположенных вариантах трассы мостового перехода снимают общий план, охватывающий все принципиальные варианты плюс по 1,5 ширины разлива вверх и вниз по реке от крайних вариантов трассы мостового перехода.

На ситуационных планах фиксируют все варианты трассы мостового перехода, русло реки, староречья, протоки и озера, линии границы разлива реки в паводки, населенные пункты, отдельные здания и сооружения на пойме, существующие автодорожные и железнодорожные мостовые переходы и другие гидротехнические сооружения, воздушные и подземные коммуникации, морфостворы и гидростворы, водомерные посты и т. д.

Ситуационные планы мостовых переходов снимают малогабаритными оптическими теодолитами (типа 2Т30, 2Т30П, 4Т30П и т. д.), электронными тахеометрами, аэрокосмическими методами или наземно-космическими методами с помощью систем спутниковой навигации «GPS». Использование трех последних современных методов сбора информации о местности является особенно эффективным при изысканиях мостовых переходов.

На рис. 28.4 представлен образец ситуационного плана с нанесенными на него положениями морфостворов и гидростворов, водомерных по-

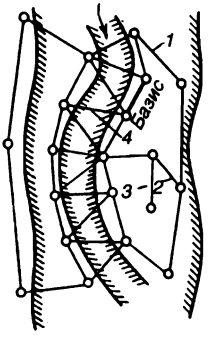



Р и с. 28.4. Ситуационный план мостового перехода

стов, а также границ разлива реки. На плане выделены участки, подлежащие подробной топографической съемке.

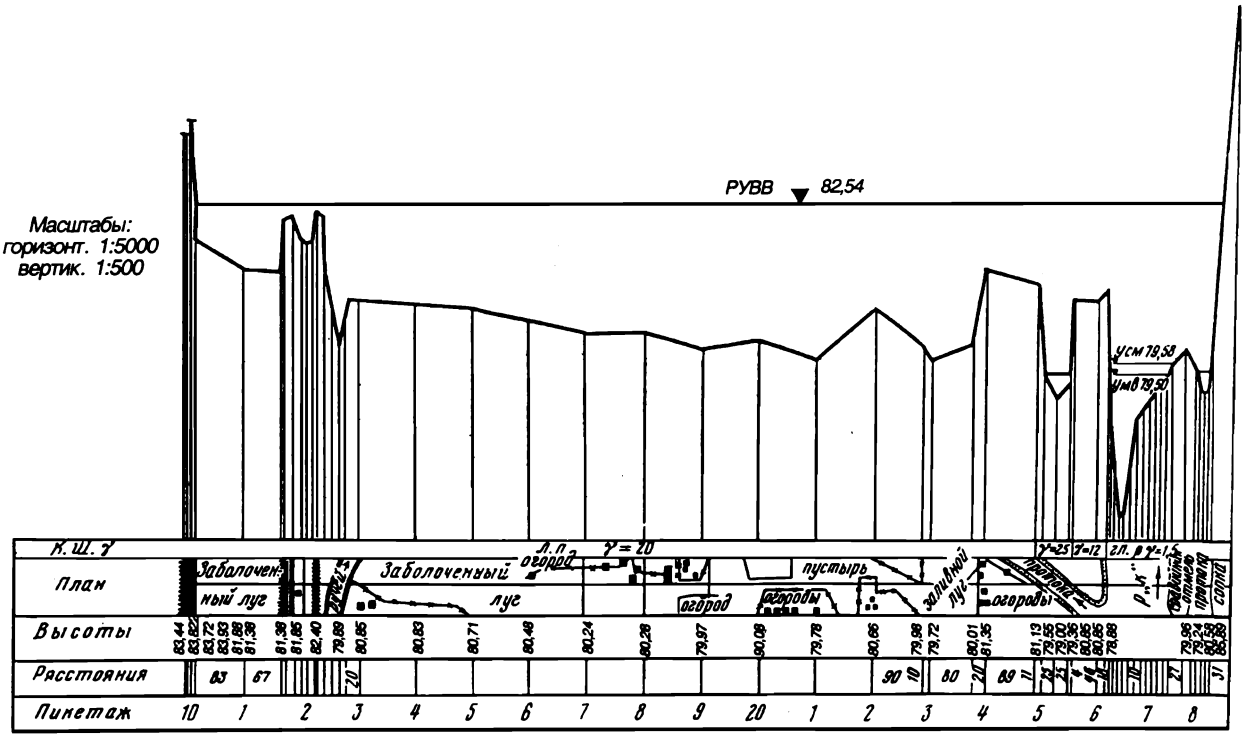
Детальную топографическую съемку для составления крупномасштабных планов и ЦММ выполняют, как правило, для окончательно установленного направления варианта мостового перехода. Размеры детальной топографической съемки устанавливают исходя из необходимости проектирования моста, подходов к нему, струенаправляющих дамб, струеотбойных траверсов, срезок пойменных берегов, спрямлений русел, берегоукреплений, строительных площадок, цементобетонных (ЦБЗ) и асфальтобетонных (АБЗ) заводов, площадок ВОХР и т. д. Размеры подводных съемок назначают исходя из необходимости оценки русловой ситуации в районе мостового перехода, типа и количественных характеристик руслового процесса, оценки условий судоходства и сплава. Топографические съемки выполняют обычно в масштабах 1:2000 для больших мостовых переходов и 1:1000 — для средних и малых мостовых переходов.

Ситуационным и топографическим съемкам предшествует создание съемочного обоснования. Обычно съемочное обоснование мостовых переходов создают в виде замкнутых полигонов с диагональными и, при необходимости, висячими ходами и микротриангуляцией (рис. 28.5).




Р и с. 28.5. Съемочное обоснование мостового перехода:
*1* — замкнутый полигон; *2* — диагональный ход; *3* — висячий ход; *4* — микротриангуляция

Измерения горизонтальных углов ведут полным приемом с допустимой угловой невязкой $f_\beta = 1{,}5\sqrt{n}$. Измерение длин сторон полигона произ-




Р и с. 28.6. Гидроствор

водят светодальномерами или компарированными лентами, или рулетками с допустимой относительной невязкой 1:2000. Эффективным является измерение длин линий светодальномерами или электронными тахеометрами, что особенно важно в связи с необходимостью измерения неприступных расстояний через водные преграды. Высоты съемочных точек, как правило, определяют геометрическим нивелированием с допустимой невязкой $f_h = \pm 50$ мм $\sqrt{L}$, где $L$ — длина двойного нивелирного хода, км. Привязку съемочного обоснования производят к пунктам государственной геодезической сети или чаще — к трассе мостового перехода, при этом последнюю включают в съемочное обоснование.

Кроме топографической съемки планов, в состав геодезических работ при изысканиях мостовых переходов входят:

разбивка вариантов трассы (вешение линий, закрепление трассы, разбивка пикетажа, двойное нивелирование по оси трассы, съемка поперечников);

разбивка морфостворов и гидростворов, необходимых для выполнения гидравлических расчетов по морфометрическим характеристикам русла и пойм, а также для производства гидрометрических работ (рис. 28.6). Разбивку морфостворов и гидростворов часто производят методом тригонометрического нивелирования;

съемка продольного профиля реки, на который наносят профиль дна по фарватеру, профиль свободной поверхности потока при межени и высокой воде, бровки русла по правому и левому берегам, зафиксированные точки уровней высоких и исторических паводков и т. д. (рис. 28.7);

геодезическое обоснование гидрометрических работ (измерение скоростей течения и расходов воды; промеры глубин; измерение траекторий судов, плотовых составов, льдин и поплавков);

геодезическое обоснование инженерно-геологических работ (планово-высотная привязка геологических выработок, съемки карьеров и резервов грунта);

геодезические работы по обследованию существующих инженерных сооружений;

съемка пересекаемых коммуникаций.

При производстве геодезических работ в ходе изысканий мостовых переходов на современном этапе широко применяют аэрофотосъемку (аэротопографические работы, аэроморфометрические и аэрогидрометрические работы), наземную фотограмметрию (фототеодолитные съемки, особенно эффективные при морфометрических работах и обследовании существующих инженерных сооружений), электронную тахеометрию и наземно-космические съемки с использованием систем спутниковой навигации «GPS». Эти современные методы сбора информации о местности позволяют резко повысить производительность полевых ра-

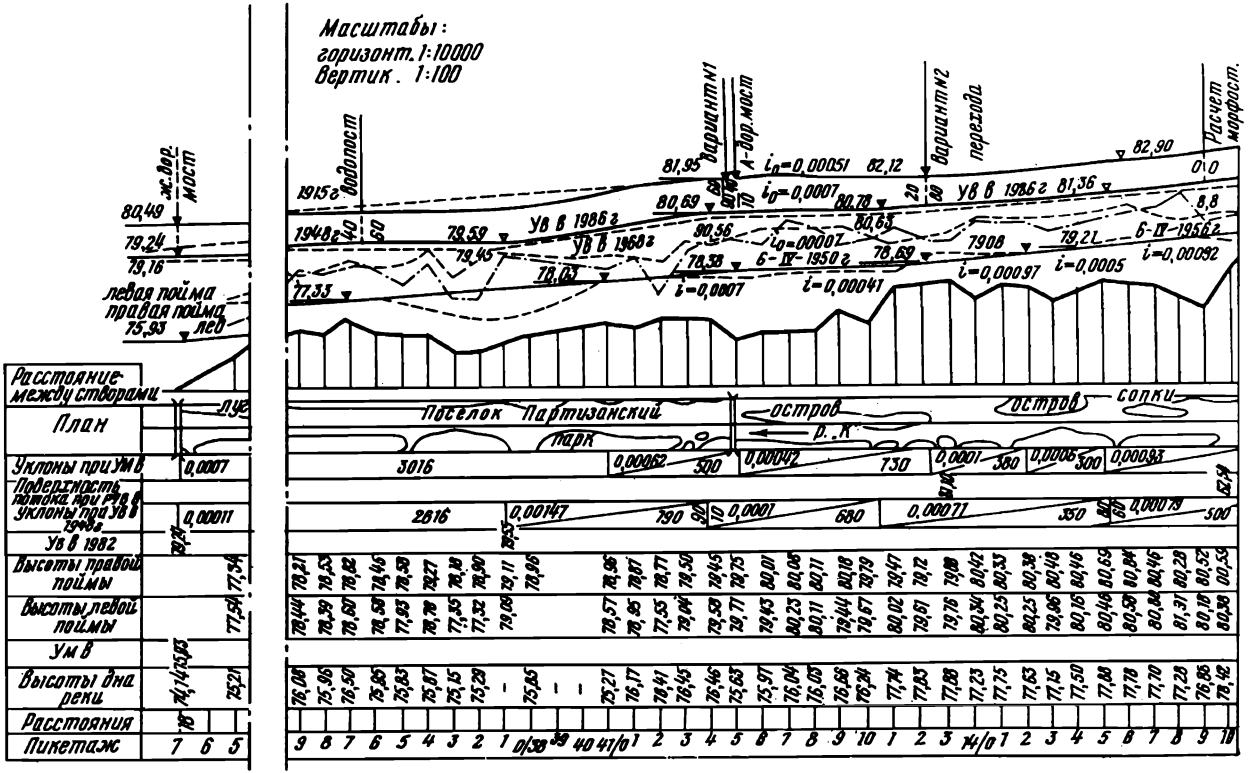



Рис. 28.7. Продольный профиль реки

бот и максимально автоматизировать процесс камеральной обработки материалов изысканий.

В *камеральный период* ведут обработку данных полевых работ, готовят ситуационные и топографические планы, профили, ЦММ, готовят отчеты о проведенных полевых работах. Широкое использование систем автоматизированного проектирования (САПР-АД), автоматизированных систем цифровой фотограмметрии (АСЦФ), например «Photomod», компьютерной техники и сопутствующих устройств (лазерных принтеров, графопостроителей, сканеров и других средств автоматизации) на современном этапе в ходе камеральных работ является обязательным.

## 28.3. РАЗБИВОЧНЫЕ СЕТИ МОСТОВ И ПУТЕПРОВОДОВ

*Разбивочные сети* служат для обеспечения выноса проектов мостов и путепроводов в натуру. Вынос проектов осуществляют в соответствии с основным принципом геодезии — «от общего к частному», т. е. от точных измерений всей длины перехода к локальным разбивкам опор и пролетов. От пунктов разбивочной сети выносят в натуру и контролируют центры опор, от которых разбивают оси опор, и от осей — конструкции на опоре.

При проектировании разбивочной геодезической сети моста или путепровода учитывают:

удобство разбивки и контроля центров опор;

сохранность пунктов сети в ходе строительства и после его завершения;

технологию строительства и его очередность при создании разбивочной сети в несколько этапов;

необходимость увязки расположения пунктов сети с генеральным планом строительства с целью их сохранности и на период эксплуатации.

Геодезические измерения в разбивочных сетях на мостовых переходах имеют специфические особенности и связаны с необходимостью измерений над водной поверхностью и необеспеченной видимостью вдоль берегов из-за застройки или залесенности.

По сравнению с государственными геодезическими сетями разбивочные сети мостов отличаются сравнительно короткими длинами сторон (от 0,2—0,5 до 1—2 км). Однако требуемая точность измерений остается весьма высокой. Средняя квадратическая ошибка угловых измерений не должна превышать 1,5—2″. Для того чтобы служить основой для производства разбивочных работ, опорные сети должны быть определены с точностью в 2 раза большей, чем разбиваемые с них центры опор. Учитывая, что допустимая средняя квадратическая ошибка определения положения центров опор нормируется не более ± 12 мм, положение пунктов

плановой геодезической сети должно быть определено с допустимой ошибкой не более ± 6 мм.

Разбивочные сети мостов и путепроводов создают методами триангуляции, трилатерации, полигонометрии, а также путем создания специальных построений, учитывающих специфику местных условий на мостовом переходе и обеспечивающих максимальное удобство разбивочных работ[1].

*Мостовая триангуляция.* До начала широкого использования светодальномерной техники и электронной тахеометрии мостовая триангуляция была основным методом построения базисных сетей.

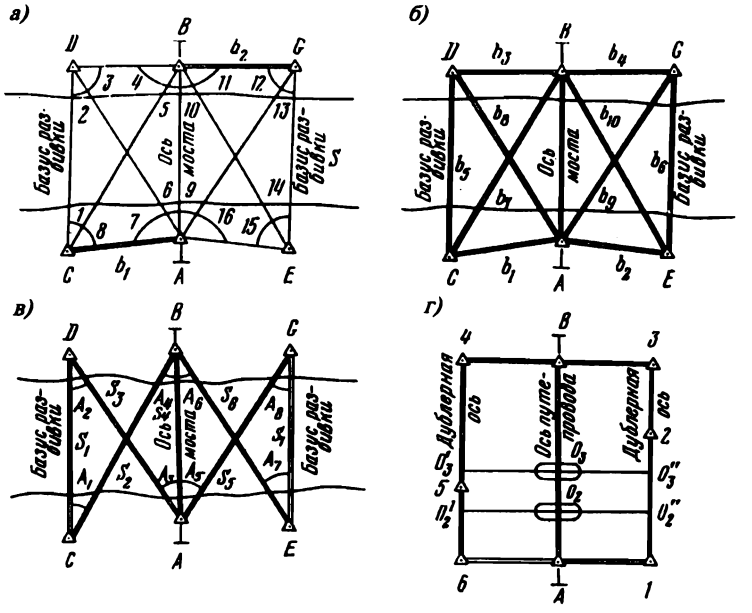
Пункты, закрепляющие ось моста и базисы разбивки, составляют *разбивочную сеть*. Закрепление пунктов разбивочной сети осуществляют с помощью капитальных знаков — железобетонных монолитов. В связи с тем, что положение пунктов разбивочных сетей со временем может измениться в результате оползневых явлений, прохода паводков, вследствие морозного пучения, а также в результате строительных работ, необходимы периодические контрольные измерения. Незыблемость пунктов сети контролируется перед началом строительства, после каждого большого паводка, а также в ходе строительства не реже двух раз в год. В ходе контрольных измерений определяют дополнительные или утраченные пункты, а также включают в сеть центры уже построенных опор и береговых устоев.

Основной фигурой мостовой триангуляции является сдвоенный геодезический четырехугольник с двумя измеренными базисами $b_1$ и $b_2$ (рис. 28.8, *а*) и горизонтальными углами $\beta_1$, $\beta_2$,..., $\beta_{16}$. Разбивочная сеть моста включает при этом ось моста *AB* и два базиса для разбивки центров опор *CD* и *EG*. В силу того, что мост является вытянутым поперек реки сооружением, базисы разбивки принимают приблизительно параллельными оси моста.

Учитывая, что разбивка центров опор мостов при использовании разбивочных сетей, построенных по принципу мостовой триангуляции, ведется способом засечек, соотношение короткой стороны геодезического четырехугольника (например, *AC*) принимают равной приблизительно половине длинной стороны *CD* (т. е. длины береговых сторон примерно вдвое короче пересекающих реку). Отношение короткой береговой стороны геодезического четырехугольника *d* к базису разбивки S называют *продвигом*. Величина продвига обычно лежит в пределах $d/S = 0{,}4 \div 0{,}6$.

---

[1] Методы разбивки мостов/Г.С. Бронштейн, В.В. Грузинов, О.Н. Малковский и др. М.: Транспорт, 1982.




Р и с. 28.8. Разбивочные сети мостов и путепроводов:
*а* — триангуляция; *б* — трилатерация; *в* — линейно-угловая сеть из базовых треугольников; *г* — полигонометрия

Посредством мостовой триангуляции решают в основном две задачи: разбивка центров опор и береговых устоев и определение точной длины перехода между точками *A* и *B*. При построении мостовой триангуляции эту длину находят расчетом как сторону сети. При этом предельная ошибка определения длины перехода не должна превышать:

$$\Delta L = \sqrt{\sum_{i=1}^{n}\left(\frac{l_i}{10000}\right)^2} + 0{,}5n, \text{ см}, \qquad (28.1)$$

где $l_i$ — длина $i$-го пролета, см; $n$ — число пролетов.

Повышение точности измерений в мостовой триангуляции достигается организацией работ в пасмурные дни с легким ветром, в утренние, вечерние часы и ночное время для уменьшения влияния боковой рефракции, а также многократными измерениями с повторным центрированием прибора и визирных целей.

*Мостовая трилатерация.* Неблагоприятные для угловых измерений условия на мостовых переходах (угловые измерения производят в неоднородном поле боковой рефракции: одно направление — вдоль берега,

второе — над водой), а также появление высокоточной светодальномерной техники, привели к тому, что в разбивочных работах на мостовых переходах стали внедрять линейную триангуляцию — трилатерацию. Светодальномерные наблюдения можно организовать и при таких метеорологических условиях, когда проведение угломерных наблюдений крайне затруднительно.

При построении трилатерации на мостовых переходах, также, как и в мостовой триангуляции, основной формой сети служит сдвоенный геодезический четырехугольник, в котором измеряют длины всех сторон

$$b_1,\ b_2,\ldots,\ b_{11}\ \text{(рис. 28.8, } б\text{)}.$$

Для удобства расчетов и организации разбивочных работ часто принимают в качестве основной фигуры геодезический прямоугольник, форма которого характеризуется продвигом $d/S \approx 0{,}5$.

*Линейно-угловые сети из базовых треугольников.* В результате анализа достоинств и недостатков мостовой триангуляции и трилатерации в Гипротрансмосте для мостовых переходов разработан новый метод построения разбивочных сетей — линейно-угловые сети из базовых треугольников (рис. 28.8, *в*). Основной фигурой сети служат два базовых треугольника, в которых измеряют углы $A_1$, $A_2$,..., $A_8$ и стороны $S_1$, $S_2$,... $S_7$. В таких сетях рационально сочетаются угловые и линейные измерения, создавая благоприятные условия разбивочных работ на мостовом переходе.

Основными приборами, используемыми для создания линейно-угловых сетей, являются светодальномеры, высокоточные и точные оптические теодолиты и электронные тахеометры.

Основная особенность линейно-угловых сетей состоит в том, что измерения базисов вдоль берегов не ведут, поскольку такие измерения сопряжены с известными трудностями вследствие застройки, залесенности, пересеченного рельефа и т. д.

К достоинствам линейно-угловых сетей относят:

обеспечение достаточной точности при ограниченном объеме угловых и линейных измерений;

отсутствие коротких направлений вдоль берегов, что повышает точность угловых измерений, которые ведутся при однородном поле рефракции;

не требуется строительства дорогостоящих знаков, так как видимость через реку обеспечивается с земли;

большие возможности в выборе базисов разбивки опор, так как отпадает необходимость в обеспечении видимости вдоль берегов.

*Мостовая полигонометрия.* При строительстве эстакад и путепроводов основными методами создания разбивочных сетей является мостовая

полигонометрия. Эти сети позволяют предельно упростить разбивочные работы и легко производить их с максимальной точностью и контролем.

При создании полигонометрической разбивочной сети базисы разбивки строят в виде строго параллельных дублерных осей (рис. 28.8, *г*). При разбивке центров опор эстакад и путепроводов засечками дублерные оси целесообразно размещать на половине расстояния между пунктами *А* и *В*. При разбивке способом прямоугольных координат (основным в мостовой полигонометрии) дублерные оси нужно располагать по возможности ближе к оси *А-В*, однако при условии обеспечения сохранности пунктов сети при строительстве. Для этого дублерные оси размещают на расстоянии 80—100 м от оси путепровода.

Пункты сети закрепляют капитальными знаками (железобетонными монолитами). Углы измеряют полным приемом теодолитами *Т1* или *Т2*. Расстояния измеряют 50-метровой компарированной рулеткой, натягиваемой динамометром. К головкам знаков приваривают металлические пластины размером 10 × 10 см. Задавшись положением центров знаков, производят угловые и линейные измерения и вычисляют их точные координаты. Затем центры перемещают по пластине в проектное положение с обеспечением строгой параллельности дублерных осей оси путепровода.

Целесообразна разбивочная сеть, представленная полигонометрией, стороны которой не попадают в зону строительных работ, но максимально приближены к оси путепровода. Это обеспечивает удобство и необходимую точность разбивки центров опор способом прямоугольных координат. Дублерные сети при этом являются разбивочной основой.

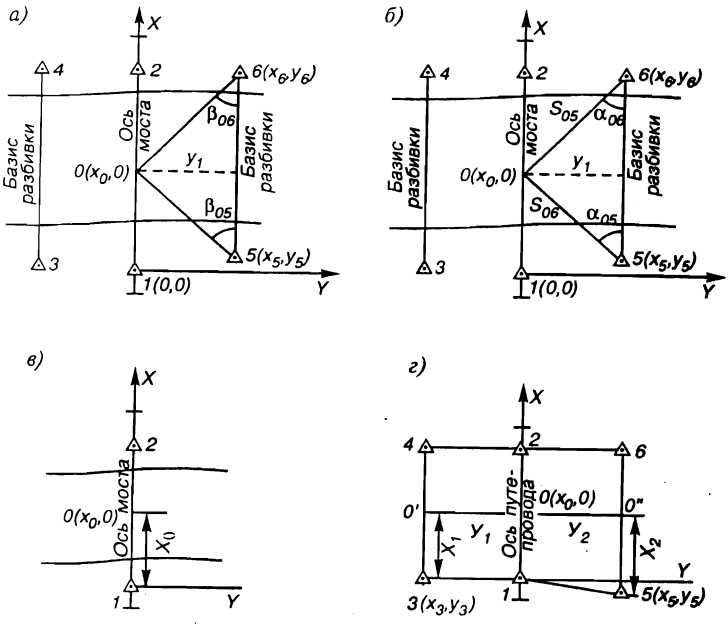
## 28.4. РАЗБИВКА ЦЕНТРОВ ОПОР МОСТОВ И ПУТЕПРОВОДОВ

Разбивку центров опор мостов ведут в условной системе координат, где в качестве оси абсцисс принимают ось моста, а в качестве оси ординат — нормаль к оси абсцисс в точке начала координат, принимаемой в пункте по оси с меньшим пикетажным значением (рис. 28.9).

В зависимости от типа разбивочной сети, наличия тех или иных приборов и т. д. различают следующие способы разбивки центров опор мостов и путепроводов:

способ прямой угловой засечки; способ полярных координат; способ прямого промера по оси; способ прямоугольных координат.

Для простоты рассмотрим случай, когда разбивочные базисы (дублерные оси) строго параллельны оси моста. Очевидно, что координаты пунктов разбивочной сети нам известны. Координаты центров опор берут из проекта. Для обеспечения выноса центров опор мостов и путепроводов нужно произвести некоторые расчеты.




Р и с. 28.9. Способы разбивки центров опор:
*а* — прямой угловой засечки; *б* — полярных координат; *в* — прямого промера по оси; *г* — прямоугольных координат

*Способ прямой угловой засечки.* Выполним расчеты для разбивочного базиса 5—6 (рис. 28.9, *а*). При условии параллельности осей $Y_1 = Y_5 = Y_6$, тогда

$$\beta_{05} = \operatorname{arctg} \frac{Y_1}{X_0 - X_5}; \qquad \beta_{06} = \operatorname{arctg} \frac{Y_1}{X_6 - X_0}. \tag{28.2}$$

Аналогичные расчеты выполняют и для расчетного базиса 3—4, осуществляя таким образом контроль правильности разбивки центров опор. Разбивку центров опор ведут высокоточными и точными теодолитами.

*Способ полярных координат.* При условии параллельности разбивочных базисов оси моста выполняют следующие расчеты (рис. 28.9, *б*):

$$\alpha_{05} = \operatorname{arctg} \frac{Y_1}{X_0 - X_5}; \qquad S_{05} = \sqrt{(X_0 - X_5)^2 - Y_1^2}; \tag{28.3}$$

$$\alpha_{06} = \operatorname{arctg}\frac{Y_1}{X_6 - X_0}; \qquad (28.4)$$

$$S_{06} = \sqrt{(X_6 - X_0)^2 - Y_1^2}\,.$$

Разбивку способом полярных координат ведут с использованием высокоточного или точного оптического теодолита и светодальномера или электронного тахеометра.

*Способ прямого промера по оси.* Вычисляют расстояния от пункта *1* до центра опоры (рис. 28.9, *в*). Измерения ведут светодальномером или электронным тахеометром при обеспеченной видимости по оси моста.

$$X = X_0. \qquad (28.5)$$

*Способ прямоугольных координат.* Вычисляют расстояния $X_1$ и $X_2$ (рис. 28.9, *г*). Промеры ведут компарированной рулеткой с натяжением динамометром, светодальномером или электронным тахеометром при необеспеченной видимости по оси моста.

$$X_1 = (X_0 - X_3);\ Y_1. \qquad (28.6)$$

$$X_2 = (X_0 - X_5);\ Y_2. \qquad (28.7)$$

## 28.5. ПРИМЕНЕНИЕ ЛАЗЕРНЫХ ПРИБОРОВ ПРИ РАЗБИВКЕ ОПОР И МОНТАЖЕ ПРОЛЕТНЫХ СТРОЕНИЙ

Забивка шпунтовых ограждений, свай, погружение свай-оболочек и опускных колодцев при возведении фундаментов опор осуществляют с плавсредств: понтонов, барж, направляющих каркасов. Установку плавсредств в проектное положение осуществляют с использованием лазерных геодезических приборов, позволяющих с наименьшими затратами средств и времени контролировать положение плавсредств практически в любое время суток.

Наиболее часто при возведении фундаментов опор мостов используют направляющие каркасы из инвентарных стальных конструкций в соединении с понтонами типа *КС*. Выведение каркаса осуществляют в несколько этапов: постановка якорей, установка каркаса в проектное положение, контроль за сохранением стабильного положения каркаса в ходе погружения свай-оболочек. Каркас удерживается в проектном положении с помощью якорей, которые устанавливают с плавучих кранов или буксиров с точностью 3—4 м. Наиболее просто это осуществляют по лазерным створам.

Каркас в проектное положение выводят с помощью лазерной засечки (рис. 28.10). Направление створа по оси моста обычно задают лазерным визиром (*ЛВ*). Лазерный теодолит (*ЛТ*) устанавливают в одном из пунк-

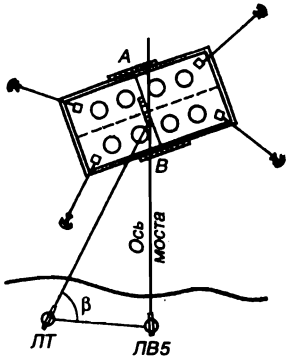



Рис. 28.10. Схема установки каркаса в проектное положение с помощью лазерной засечки

тов разбивочной сети и ему задают направление на центр опоры. Каркас выводят в проектное положение в темное время суток с помощью лебедок, наблюдая за положением лазерных пятен на горизонтальных рейках, размещенных на каркасе (см. рис. 28.10).

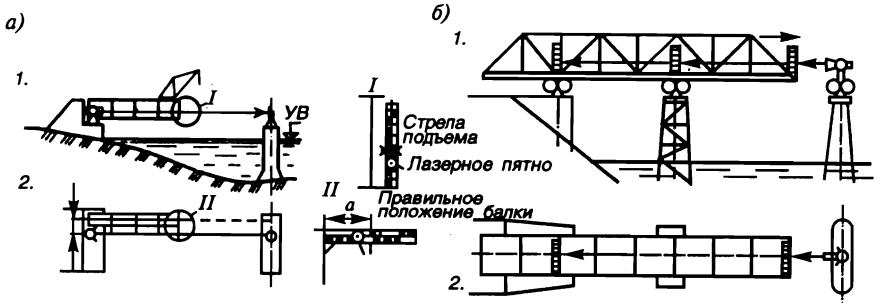
Для изображенного на рис. 28.10 случая каркас нужно передвинуть вдоль оси и развернуть таким образом, чтобы линия *AB* совпала с осью моста. Использование лазерных приборов сильно упрощает организацию работы, поскольку производитель работ, находящийся на каркасе, сам наблюдает за его положением относительно проектных осей, заданных в пространстве лучами лазеров, и контролирует работу лебедок. Применение лазерных приборов кроме того обеспечивает непрерывность контроля за положением каркаса в течение всего периода погружения свай оболочек.

При погружении опускных колодцев их положение в плане постоянно контролируют с помощью лазерных створов. Наклоны и перекосы колодца определяют путем развертки лазерного луча в вертикальную плоскость.

Главные задачи геодезического контроля при монтаже пролетных строений состоят в определении прямолинейности главных балок и выверке строительного подъема. Луч лазера весьма удобен в этом случае в качестве опорной линии, так как он не подвержен влиянию ветра, осадков и не меняет своего положения из-за временного пересечения его работающими людьми и механизмами.

Известно, что основными способами возведения пролетных строений современных мостов являются: навесная сборка, полунавесная сборка, сборка на берегу с последующей продольной надвижкой, сборка на стапеле с последующей доставкой плавсредствами.

При наиболее экономичной навесной и полунавесной сборке пролетное строение монтируют из отдельных блоков с помощью кранов непосредственно в пролете, наращивая его от одной опоры к другой или от двух соседних опор к середине пролета. Для контроля за прямолинейностью и высотным положением продольных балок до начала монтажа пролетного строения на опорах моста размечают оси опорных частей. На расстоянии $a = 0{,}5$ м параллельно главным осям выносят вспомогательные оси. На устое или на опоре над точкой, закрепляющей вспомогательную ось, устанавливают лазерный прибор и направляют луч на марку, уста-




Р и с. 28.11. Контроль лазерными приборами монтажа пролетных строений: *а* — способом навесной (полунавесной) сборки: *1* — фасад моста; *2* — план; *б* — способом продольной надвижки: *1* — фасад моста; *2* — план

новленную на той же оси на соседней опоре (рис. 28.11, *а*). В ходе монтажа балок положение каждой из них в пространстве устанавливают по отношению к лазерному опорному лучу или плоскости. Положение балок в плане определяют по световому пятну на горизонтальной рейке, прикладываемой к блоку балки, и в случае необходимости корректируют положение монтируемого блока. Высотное положение определяют по световому пятну на вертикально установленной рейке.

При продольной надвижке со сборкой пролетного строения на подходной насыпи лазерные приборы позволяют непрерывно контролировать положение пролетного строения в ходе надвижки и осуществлять его корректировку. Для этого лазерный прибор устанавливают в проектном центре одной из опор и ориентируют луч по оси моста (рис. 28.11, *б*). Уклонения пролетного строения от оси определяют по положению световых пятен на двух горизонтальных рейках, устанавливаемых перпендикулярно оси моста (одна на аванбеке, другая на расстоянии 30—50 м на пролетном строении). Осадки вспомогательных опор, перекосы накаточных путей, а также прогибы конца консоли определяют по вертикальным рейкам с помощью лазерного нивелира с разверткой луча в горизонтальной плоскости.

## 28.6. ОПРЕДЕЛЕНИЕ ДЕФОРМАЦИЙ МОСТОВЫХ СООРУЖЕНИЙ

Строящиеся либо уже введенные в эксплуатацию инженерные сооружения (насыпи автомобильных дорог, мосты, путепроводы, водопропускные трубы, здания и сооружения автотранспортной службы и т. д.), возведенные на слабых грунтах, подвержены деформациям.

С тем, чтобы предотвратить повреждения и разрушения инженерных сооружений и их отдельных элементов в ходе строительства и последую-

щей эксплуатации, ведут систематические наблюдения за их деформациями. Периодичность проведения геодезических работ по определению деформаций сооружений устанавливают в зависимости от типа сооружения, характера и интенсивности деформационных процессов.

Для этой цели вблизи исследуемого объекта устраивают капитальные реперы и знаки с привязкой их с необходимой точностью к пунктам государственной геодезической сети, оборудуют площадки для установки геодезических приборов, устраивают постоянные базисы в случае, если наблюдения за деформациями производятся методами наземной фотограмметрии и маркируют сооружения или их элементы, используя для этого специально замаркированные точки, горизонтальные и вертикальные миллиметровые рейки, а также пленочные отражатели, наклеиваемые на боковые поверхности испытуемых объектов.

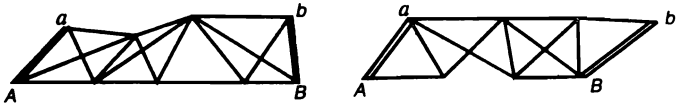
Для оценки вертикальных смещений и осадок используют прецизионное нивелирование с использованием высокоточных нивелиров типа Н-05, Ni-002 и т. д. Определение высот замаркированных точек производят периодически через определенные промежутки времени и по разности высот устанавливают темп и абсолютные величины вертикальных осадок. С использованием прецизионного нивелирования производят наблюдения за прогибами пролетных строений мостов и путепроводов. Деформации дорожных покрытий для определения фактических модулей упругости дорожных одежд осуществляют с использованием специальных приборов — прогибомеров или установок динамического нагружения.

Перемещения инженерных сооружений или их отдельных элементов в поперечном направлении определяют по горизонтальному кругу высокоточных теодолитов типа Т1 и Т2. Использование фототеодолитных съемок инженерных сооружений с постоянного базиса для определения вертикальных и горизонтальных деформаций, с последующей обработкой стереопар на компьютере с применением автоматизированной системы цифровой фотограмметрии (АСЦФ) «Photomod» является весьма перспективным.

По результатам наблюдений составляют ведомости и графики смещений контрольных марок за период между циклами смежных наблюдений и заносят эти результаты в базу данных.

## 28.7. ГЕОДЕЗИЧЕСКИЕ РАБОТЫ ПРИ СТРОИТЕЛЬСТВЕ ТОННЕЛЕЙ

Целью геодезических работ при строительстве тоннелей являются обеспечение сбойки встречных забоев с минимальной ошибкой; определение точной длины тоннеля, основных элементов и главных точек кривых; сооружение обделки тоннеля по габариту; определение положения




Р и с. 28.12. Схемы тоннельной триангуляции

порталов, промежуточных штолен и шахт; разбивка осей тоннелей; передача высот с дневной поверхности в шахту.

Аналогично строительству мостов и путепроводов при строительстве тоннелей также создают геодезические разбивочные сети. В зависимости от рельефа и других местных условий, а также наличия того или иного парка геодезических приборов, разбивочные сети создают методами триангуляции, трилатерации и полигонометрии, у которых две точки совпадают с основными исходными точками направлений забоев.

Для геодезического обеспечения строительства тоннелей наибольшее распространение получила тоннельная триангуляция, которая обычно разбивается в виде цепочки треугольников (рис. 28.12).

Главное назначение плановой основы при разбивке тоннелей — обеспечение сбойки встречных забоев с необходимой точностью и определение общей длины тоннеля. При проектировании тоннельной триангуляции в связи с этим необходимо учитывать:

точность передачи дирекционного угла от стороны *Aa* к стороне *Bb*;

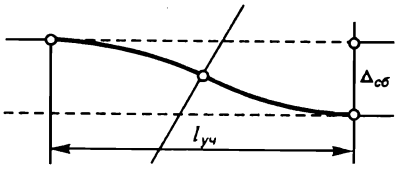
поперечную ошибку в определении положения точки *B*;

продольную ошибку точки *B*.

Очевидно, что ошибка дирекционного угла и поперечная ошибка скажутся на точности сбойки, а ошибка продольная — на определении длины тоннеля.

Следующим важным вопросом разбивки тоннелей является передача направлений его оси под землю. Для горных тоннелей с двумя забоями со стороны порталов этот вопрос решается путем непосредственного примыкания подземной полигонометрии к сторонам наземной триангуляции. Однако в длинных тоннелях для ускорения процесса строительных работ расстояния между забоями уменьшают путем строительства промежуточных шахт между порталами. Направления подземных выработок в этих случаях устанавливают с помощью гиротеодолитов.

Для геодезического обеспечения строительных работ внутри тоннеля создают систему сетей подземной полигонометрии, связанной с наземной тоннельной триангуляцией. При этом в длинных тоннелях различают рабочую полигонометрию с длинами сторон 25—50 м с измерением углов техническими теодолитами типа Т15, 4Т30П, 2Т30М, основную полигонометрию (для уточнения рабочей полигонометрии) с длинами сторон 100—200 м и с измерением углов теодолитами типа Т5, 3Т5КП




Р и с. 28.13. Схема распределения ошибки в сбойках встречных забоев тоннеля

и главный полигонометрический ход (для уточнения основной полигонометрии) с измерением углов высокоточными теодолитами типа Т1, 3Т2КП и расстояний светодальномерами или электронными тахеометрами типа 2Та5 и 3Та5. Наземная разбивочная сеть, на которую опирается система подземных полигонометрических ходов, строится с точностью в два раза более высокой.

Максимально допустимые поперечные ошибки в сбойках должны обеспечивать их распределение в пределах участков отставания тоннельных обделок от забоев с вписыванием двух обратных кривых (рис. 28.13) без переходных кривых, виражей и уширений проезжей части ($R$ = = 3000 м — для дорог I категории и $R$ = 2000 м — для дорог II—V категорий). Отсюда предельная поперечная ошибка сбойки при длине предсбоечного участка без тоннельной обделки порядка $\frac{l_{уч}}{2} \approx 70$ м составляет:

для дорог I категории $\Delta_{сб}$ = 0,40 м;

для дорог II—V категорий $\Delta_{сб}$ = 0,60 м.

При строительстве тоннелей (особенно при производстве работ методом щитовой проходки) весьма эффективно использование лазерной техники.

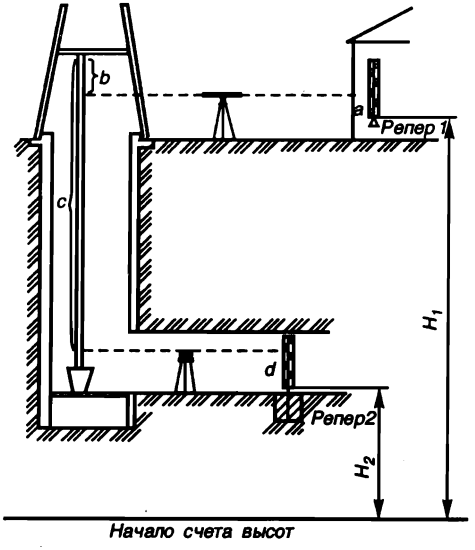
## 28.8. РАЗБИВКА ОСЕЙ ТОННЕЛЕЙ И ПЕРЕДАЧА ВЫСОТ С ДНЕВНОЙ ПОВЕРХНОСТИ В ШАХТУ

Разбивку осей тоннелей производят с большой точностью, поскольку даже незначительная ошибка в ориентировании тоннеля (особенно при значительной его длине) может привести к таким отклонениям от проекта, исправление которых связано с огромными непроизводительными затратами.

В прямолинейных, сравнительно коротких тоннелях задача определения направлений осей со стороны порталов решается вычислением азимутов или дирекционных углов оси и прямой привязкой к нескольким (для контроля) пунктам наземной тоннельной триангуляции (см. рис. 28.12). Эту работу называют *ориентированием тоннельной полигонометрии.* Высоты также передают в тоннель непосредственно с дневной поверхности через порталы двойным нивелированием с привязкой

к пунктам государственной нивелирной сети или к пунктам наземной триангуляции.

В длинных тоннелях устраивают промежуточные штольни и шахты и разработку забоев уже ведут с четырех направлений. В этом случае решают задачи определения координат вертикальной оси штольни или шахты строго над осью будущего тоннеля, определения направления оси тоннеля в шахте и передачи высот с дневной поверхности под землю.




Р и с. 28.14. Схема передачи высоты с дневной поверхности в тоннель

Задача определения положения вертикальной оси шахты решается вычислениями ее координат и прямой привязкой к пунктам наземной триангуляции одним из методов, изложенных в гл.14. На современном этапе определение направления выработок в шахтах осуществляют с помощью гиротеодолитов или электронных гиротеодолитов.

Передачу высот с дневной поверхности в шахту осуществляют с помощью двух тщательно поверенных точных нивелиров и копарированной стальной ленты или рулетки, в зависимости от глубины шахты 20-, 30-, 50- или 100-метровой (рис. 28.14).

Как следует из рис. 28.14, высота $H_2$ репера в тоннеле определится

$$H_2 = H_1 + a - (c - b) - d, \qquad (28.8)$$

где $H_1$ — высота репера на дневной поверхности; $a$ и $d$ — отсчеты по рейкам на реперах; $b$ и $c$ — отсчеты по ленте.

Передачу высот в шахту производят, привязываясь к нескольким реперам на земной поверхности, и создают не менее чем два подземных репера.

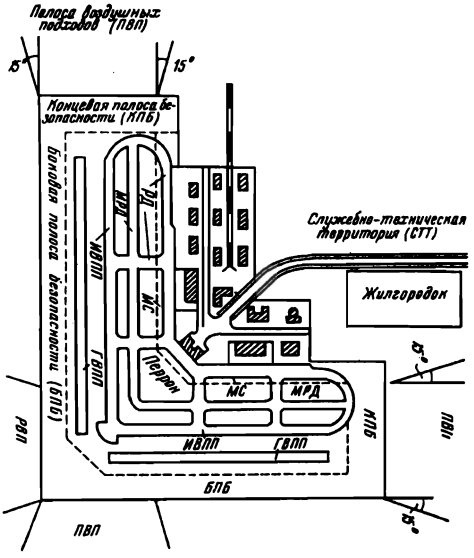
Аналогичным образом передают высоты в глубокие котлованы и, наоборот, на высокие точки сооружений.

В настоящее время для передачи высот на дно тоннельных шахт стали использовать светодальномерную технику.

# Глава 29. ГЕОДЕЗИЧЕСКИЕ РАБОТЫ ПРИ ИЗЫСКАНИЯХ И СТРОИТЕЛЬСТВЕ АЭРОПОРТОВ

## 29.1. ОБЩИЕ СВЕДЕНИЯ ОБ АЭРОПОРТАХ

*Аэропорт* — сложное инженерное сооружение, в состав которого входят: аэродром, полосы воздушных подходов (ПВП), служебно-техническая территория (СТТ), объекты управления воздушным движением, радионавигации и посадки (рис. 29.1).




Р и с. 29.1. Схема территории аэропорта

Вдоль господствующего направления ветров располагают главную летную полосу, состоящую из взлетно-посадочной полосы с искусственным цементобетонным покрытием (ИВПП), грунтовой дублерной взлетно-посадочной полосы (ГВПП), к которой примыкают боковые (БПБ) и концевые полосы безопасности (КПБ). Для стоянки и обслуживания самолетов устраивают особые места стоянки (МС). Параллельно ИВПП устраивают магистральные рулежные дорожки (МРД) и рулежные дорожки (РД), соединяющиеся с ИВПП и местами стоянки МС. Места стоянок и рулежные дорожки имеют искусственные цементобетонные покрытия.

Среди сооружений аэродрома следует выделить также подземные инженерные сети: систему подземного водоотвода, водопроводные сети, кабельные линии.

## 29.2. ЗАДАЧИ ИЗЫСКАНИЙ АЭРОПОРТОВ

В зависимости от стадии проектирования, в соответствии с перечнем решаемых при проектировании аэропортов задач, в том или ином объеме при изысканиях выполняют следующие виды основных работ:

*инженерно-геодезические работы*, связанные с трассированием на местности главной летной полосы, созданием планово-высотного обос-

нования съемок в виде параллельной главной летной полосе сетки квадратов со сторонами 400 × 400 м, топографическими съемками площадки аэропорта и прилегающей территории, съемками воздушных подходов и определением местоположения и высот препятствий, изысканиями трасс подъездных путей, водопроводов, линий электропередач, систем подземного и поверхностного водоотводов и т. д.;

*гидрометеорологические работы*, связанные со сбором метеорологической информации о скоростях и направлениях ветра, осадках, температуре, влажности, глубинах промерзания почв, туманах, гололедных явлениях и т. д.;

*инженерно-геологические работы*, связанные с инженерно-геологическими и почвенно-грунтовыми обследованиями, установлением гидрогеологических и геоморфологических характеристик площадки, разведкой местных строительных материалов и т. д.;

*прочие работы*, связанные с изысканиями источников энерго- и водоснабжения, решением экологических проблем, согласованиями с землепользователями, заинтересованными организациями и ведомствами и т. д.

Изыскания аэропортов осуществляют в три этапа: подготовительный, полевой и камеральный.

В *подготовительный период* на основании задания на проектирование осуществляют сбор и изучение имеющихся материалов на район изысканий: топографо-геодезических, гидрометеорологических, инженерно-геологических, геоморфологических, экономических и др. Особое внимание уделяют при этом сбору и изучению картографических материалов, топографических планов и материалов аэросъемок прошлых лет.

В подготовительный период производят воздушную аэродромную рекогносцировку с вертолета или самолета с целью обследования местности для уточнения размещения и ориентирования летного поля, а также наземную рекогносцировку с целью оценки почвенно-грунтовых и гидрогеологических условий местности и уточнения объемов изыскательских работ.

В подготовительный период составляют проект организации полевых изыскательских работ и в первую очередь составляют проект опорной геодезической сети сгущения для производства топографических съемок. И наконец, в соответствии с проектом организации изысканий составляют техническое задание на изыскания и формируют изыскательское подразделение.

В *полевой период* выполняют комплекс инженерно-геодезических, гидрометеорологических, инженерно-геологических и других работ как наземными, так и воздушно-космическими и наземно-космическими методами. В частности, в последние годы стали находить применение ком-

бинированные аэросъемки, когда ситуационные подробности местности снимают аэрофотограмметрическими методами, а рельеф с использованием обычной или электронной тахеометрической съемки. При изысканиях аэропортов все более широкое применение стали находить наземно-космические методы топографических съемок с применением систем спутниковой навигации «GPS».

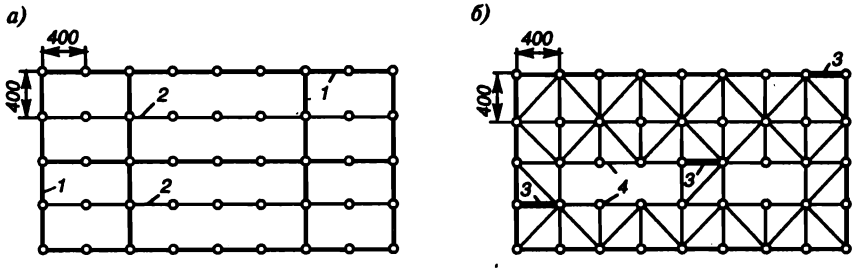
В *камеральный период* осуществляют обработку данных полевых изыскательских работ, составляют топографические планы, профили, цифровые модели местности и готовят отчеты о проведенных изыскательских работах. На этапе камеральных работ широко применяют средства автоматизации и вычислительную технику для регистрации, редактирования, обработки данных изысканий и подготовки топографических планов на графопостроителях и их электронных версий — ЦММ.

## 29.3. ПЛАНОВО-ВЫСОТНОЕ ОБОСНОВАНИЕ ПЛОЩАДОК АЭРОПОРТОВ. ТОПОГРАФИЧЕСКИЕ СЪЕМКИ

Планово-высотное обоснование, создаваемое для производства топографических съемок при изысканиях аэропортов, одновременно служит и геодезической основой для выноса проекта аэропорта в натуру, т. е. для геодезического сопровождения строительного процесса. Точность планово-высотного обоснования поэтому должна соответствовать требованиям как съемочных, так и разбивочных работ.

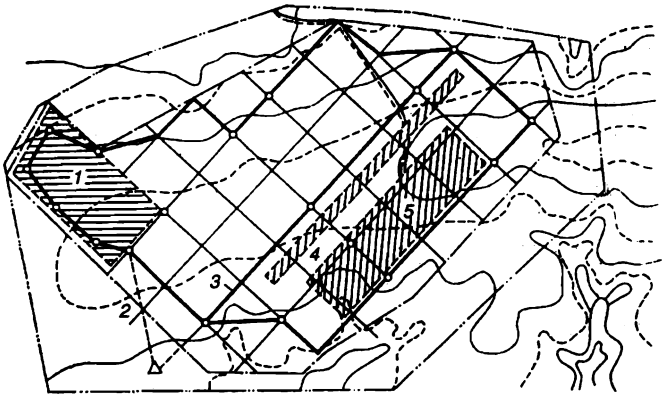
Основу планово-высотного обоснования аэропортов составляет регулярная сетка продольных и поперечных теодолитно-нивелирных ходов, образующих квадраты с размерами 400 × 400 м (рис. 29.2, *а*).

Для сгущения полученной таким образом сети прокладывают теодолитные ходы, образующие сетку квадратов с размерами сторон 200 × 200 м, а иногда применяют микротриангуляцию (рис. 29.2, *б*) путем разбивки каждого 400-метрового квадрата диагоналями.




Р и с. 29.2. Схема съемочного обоснования территории аэропорта:

*а* — аэродромная полигонометрия; *б* — микротриангуляция; *1* — полигонометрия и нивелирование; *2* — теодолитные ходы и нивелирование; *3* — базисы; *4* — стороны микротриангуляции




Р и с. 29.3. Схема планово-высотного обоснования аэропорта:
*1* — жилая зона; *2* — контрольная привязка; *3* — главная опорная сеть; *4* — проектируемая ИВПП; *5* — проектируемая служебная зона

Опорную геодезическую сеть ориентируют параллельно предполагаемому направлению ИВПП (рис. 29.3), если оно оказывается установленным на стадии подготовительных изыскательских работ. В других случаях опорную геодезическую сеть ориентируют по направлению господствующих ветров, наивыгоднейшему рельефу либо по направлению удобных воздушных подходов. Главную опорную линию обоснования вешат с помощью теодолита параллельно оси ИВПП на расстоянии 80—130 м от нее, при этом в ходе полевых изыскательских работ ее выносят в натуру прежде всего. Выбрав на главной опорной линии геодезического обоснования центральную точку, в обе стороны от нее по главной линии отмеряют 400-метровые отрезки на всю намеченную длину площадки аэропорта. Концы каждого 400-метрового отрезка закрепляют надежными кольями. Затем с помощью теодолита разбивают перпендикулярные направления на всю ширину площадки аэропорта. Концы 400-метровых поперечных отрезков также закрепляют. Разбивку опорной геодезической сети завершают прокладкой полигонометрического хода по замыкающему контуру планово-высотного обоснования (см. рис. 29.3).

Высотной основой площадки аэропорта служат сети нивелирования III класса, прокладываемые обычно по сторонам сетки квадратов. Внутри полигонов прокладывают нивелирные ходы IV класса.

Пункты опорной геодезической сети в вершинах 400-метровых квадратов закрепляют капитальными (бетонными) или временными (деревянными) знаками, которые устраивают закрытыми, не возвышающимися над уровнем земли. Поскольку каждый знак плановой геодезической сети

служит одновременно и знаком высотного обоснования площадки, их закладывают на глубину 0,5 м ниже максимально возможной глубины сезонного промерзания.

На местности знаки обозначают таким образом, чтобы их можно было легко обнаруживать не только в ходе производства наземных геодезических работ, но при аэроизысканиях, где они уже выполняют роль опознаков. Для этой цели знаки окапывают канавами и обозначают каменными или щебеночными отсыпками.

Созданную на площадке проектируемого аэропорта опорную геодезическую сеть привязывают к пунктам государственной геодезической сети с последующим вычислением координат центров знаков в государственной системе координат и вычислением абсолютных их высот. При отсутствии вблизи проектируемого аэропорта пунктов государственной геодезической сети планово-высотное обоснование площадок аэропортов создают наземно-космическими методами с применением систем спутниковой навигации «GPS».

Для обеспечения необходимой точности топографических съемок и разбивочных работ средние квадратические ошибки положения пунктов опорной геодезической сети не должны превышать ± 10 см, а ошибки в высотах знаков — ± 25 мм.

Топографическую съемку площадки аэропорта производят с целью получения топографического плана и ЦММ, необходимых для последующей разработки генерального плана аэропорта и проектирования всех его сооружений. ЦММ при этом необходима в случае системного автоматизированного проектирования аэропорта, т. е. на уровне САПР-А.

В ходе топографических съемок, выполняемых в зависимости от стадии проектирования в масштабах 1:5000, 1:2000 и 1:1000, снимают подробности рельефа; границы сельскохозяйственных и лесных угодий; населенные пункты; реки и водоемы; автомобильные и железные дороги; отдельные сооружения и объекты; наземные и подземные коммуникации и т. д. В ходе производства топографических съемок обязательно определяют высоты предметов и объектов, возвышающихся над землей (опоры ЛЭП, столбы воздушных линий связи, отдельные здания, трубы промышленных предприятий, отдельные деревья и другие воздушные препятствия). На топографических планах при этом кроме обычной информации показывают и высоты этих воздушных препятствий.

При изысканиях аэропортов применяют семь возможных методов топографических съемок: мензульную, нивелирование по квадратам, тахеометрическую, фототеодолитную, аэро- и комбинированную съемку; наземно-космическую. Выбор того или иного вида топографических съемок зависит от ряда факторов и прежде всего от стадии проектирования, объемов изыскательских работ, характера местности, сроков проектиро-

вания и оснащенности проектно-изыскательской организации соответствующим парком геодезического оборудования.

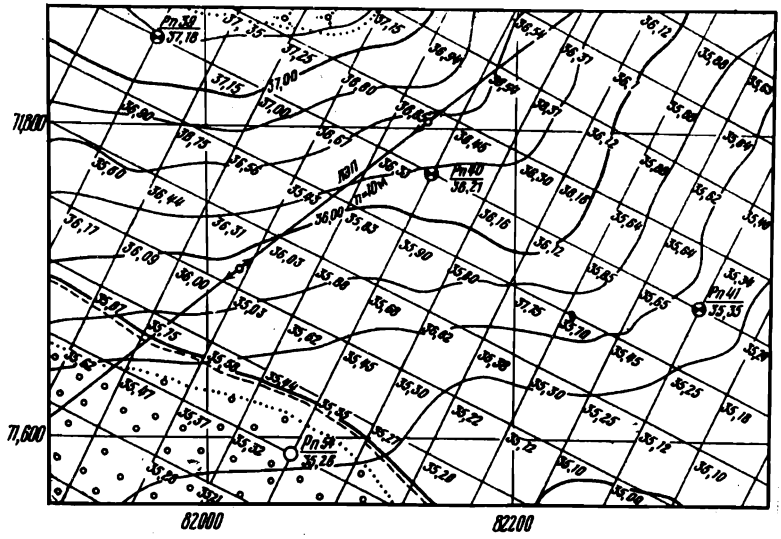
*Мензульная съемка* все еще находит применение при изысканиях аэропортов. Однако в связи со свойственными ей недостатками (большие затраты труда при производстве полевых работ, ручная подготовка топографических планов, влияние погодных условий и, главное, существенные трудности в автоматизации процесса сбора, регистрации и обработки данных и в подготовке ЦММ) объемы работ, выполняемых на изысканиях с применением мензульных съемок, год от года сокращаются.

*Съемка нивелированием по квадратам* — традиционный вид топографической съемки, широко используемый при изысканиях аэропортов, особенно на стадиях детального проектирования. Это весьма точный вид съемки, однако, в то же время и наиболее сложный, дорогостоящий и трудоемкий. Тем не менее информация, получаемая этим методом, представляется в виде, удобном для последующего решения проектных задач (в частности, для вертикальной планировки площадок аэропортов) как традиционно по топографическим планам, так и автоматизированно с использованием регулярных ЦММ в узлах правильных прямоугольных сеток. Особенно перспективным метод съемки нивелированием по квадратам становится при использовании регистрирующих (электронных) нивелиров, позволяющих автоматизировать процесс сбора, регистрации и обработки данных и существенно повысить производительность полевых и камеральных работ при одновременном повышении качества (безошибочность информации) конечных результатов.

Техника съемки (см. гл. 17, § 17.2) нивелированием по квадратам применительно к изысканиям аэропортов сводится к следующему.

Внутри опорной геодезической сети (сетки квадратов 400 × 400 м и 200 × 200 м) разбивают пикетажную сетку 40 × 40 м для съемки в масштабе 1:2000 и 20 × 20 м — для съемки в масштабе 1:1000 и закрепляют ее точками и сторожками с соответствующими обозначениями. Кроме вершин пикетажной сетки на ее сторонах отмечают сторожками и плюсы, соответствующие характерным точкам ситуации и рельефа местности. После этого осуществляют геометрическое (а иногда тригонометрическое) нивелирование поверхности. Обычно с одной стоянки прибора снимают все точки, размещаемые в 200-метровом квадрате. По результатам произведенных измерений составляют ЦММ и топографический план местности (рис. 29.4).

*Тахеометрическая съемка* находит все более широкое применение при изысканиях площадок аэропортов. Это обстоятельство связано прежде всего с тем, что она позволяет существенно сократить объемы полевых изыскательских работ и перенести значительную их часть в камеральные условия с обеспечением автоматизации подготовки топографических




Р и с. 29.4. Фрагмент топографического плана, подготовленного по материалам съемки методом нивелирования по квадратам

планов и ЦММ с использованием компьютеров и графопостроителей. Еще более перспективным этот вид съемки становится при использовании электронных тахеометров с автоматической регистрацией результатов измерений на магнитных носителях информации. Наиболее часто тахеометрию используют для съемок площадок под жилые и служебные зоны аэродромов.

*Фототеодолитную съемку,* учитывая равнинный характер местности, где размещают площадки аэродромов, применяют главным образом при съемках воздушных подходов.

*Аэросъемка* и особенно *комбинированная аэросъемка* в сочетании с электронной тахеометрией и системами спутниковой навигации «GPS» в скором времени должны заменить другие, используемые в настоящее время виды съемок площадок аэропортов. Это связано с неизбежным переходом на качественно новые технологии и методы системного автоматизированного производства проектно-изыскательских работ, требующих максимального увеличения производительности изыскательских работ при широком привлечении средств автоматизации и вычислительной техники.

Отличительной особенностью аэросъемок при изысканиях аэропортов является то, что пункты съемочного обоснования перед залетами маркируют под опознаки, а аэросъемочные маршруты, как правило, прокладывают параллельно направлению летной полосы.

*Наземно-космические съемки* с использованием систем спутниковой навигации «GPS» при изысканиях аэропортов все шире применяют как для планово-высотного обоснования всех видов топографических съемок, так и для непосредственного их выполнения в базовом варианте их производства с применением базовых станций «DGPS». Это один из наиболее современных и перспективных видов топографических съемок площадок аэропортов.

## 29.4. СЪЕМКА ВОЗДУШНЫХ ПОДХОДОВ

Для обеспечения безопасности взлетно-посадочных операций и, в частности, исключения столкновений воздушных судов в условиях плохой видимости с предметами, возвышающимися над поверхностью земли, делают съемку воздушных подходов с последующим выполнением комплекса проектных мероприятий. При этом в пределах полосы воздушных подходов ПВП предусматривают ограничение высоты вертикальных препятствий таким образом, чтобы от конца летного поля по продолжению направления его оси можно было провести наклонную плоскость с уклоном 1:200—1:100. В поперечном направлении от ПВП плоскости, ограничивающие высоту препятствий, должны иметь уклон не более 1:25.

Планы воздушных подходов составляют на основе имеющихся крупномасштабных топографических карт, а также фотопланов, построенных по материалам аэросъемок и комбинированных аэросъемок. Планы ПВП составляют с нанесением на них вертикальных препятствий, высоты которых определяют одним из перечисленных ниже способов.

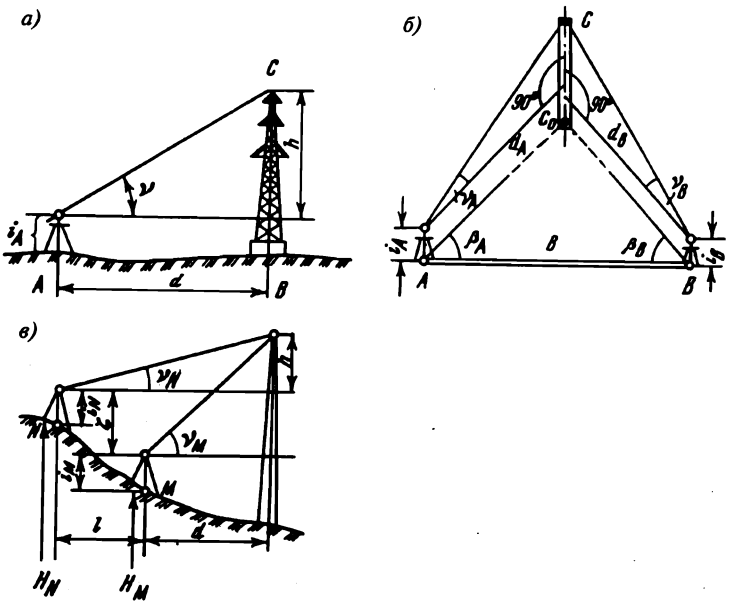
1. *Способ тригонометрического нивелирования.* Для определения высот препятствий необходимо измерить расстояние до препятствия $d$, высоту прибора $i$ и вертикальный угол $\nu$ при наведении перекрестья нитей теодолита на наивысшую точку препятствия (рис. 29.5, *а*).

Тогда высота препятствия $H_C$ определится:

$$H_C = H_A + i_A + d \operatorname{tg} \nu, \qquad (29.1)$$

где $H_A$ — высота точки, над которой установлен теодолит.

2. *Способ прямой пространственной засечки.* Для определения высоты препятствия на местности выбирают базис $b$ таким образом, чтобы с конечных его точек хорошо была видна вершина измеряемого препятствия. Базис в плановом и высотном отношении привязывают к геодезическому обоснованию площадки аэропорта. Измеряют длину базиса $b$, высоты прибора $i_A$ и $i_B$, горизонтальные углы $\beta_A$ и $\beta_B$, вертикальные углы $\nu_A$ и $\nu_B$ при наведении перекрестья сетки нитей теодолита на наивысшую точку препятствия (рис. 29.5, *б*).




Р и с. 29.5. Схемы определения высоты препятствий в зоне воздушных подходов: *а* — тригонометрическим нивелированием; *б* — тригонометрическим нивелированием с прямой угловой засечкой расстояний; *в* — вертикальной засечкой

Высота препятствия определится:
с точки базиса *A*

$$H_C = H_A + i_A + d_A \mathrm{tg}\nu_A, \tag{29.2}$$

с точки базиса *B*

$$H_C = H_B + i_B + d_B \mathrm{tg}\nu_B, \tag{29.3}$$

где $H_A$ и $H_B$ — высоты крайних точек базиса.

Расстояния $d_A$ и $d_B$ определяют по теореме синусов соответственно:

$$d_A = \frac{B \sin\beta_B}{\sin(\beta_A + \beta_B)}, \tag{29.4}$$

$$d_B = \frac{B \sin\beta_A}{\sin(\beta_A + \beta_B)}. \tag{29.5}$$

3. *Способ вертикальной засечки.* Для определения высоты воздушного препятствия выбирают на местности две разные по высоте точки *M* и *N*, лежащие в одном створе с ним, привязывают их в высотном отно-

шении, т. е. определяют их высоты $H_M$ и $H_N$ и измеряют расстояние между ними $l$. Тогда, измерив высоты прибора $i_M$ и $i_N$ и вертикальные углы $\nu_M$ и $\nu_N$ при наведении перекрестья нитей теодолита на наивысшую точку препятствия, определяют его высоту $H_C$ (рис. 29.5, *в*):

$$H_C = H_N + i_N + \frac{l \sin \nu_M \sin \nu_M + \xi \sin \nu_N \cos \nu_M}{\sin(\nu_M - \nu_N)}, \qquad (29.6)$$

где $\xi$ — разность высот горизонта прибора, при установке его в точках $M$ и $N$ соответственно:

$$\xi = H_N + i_N - H_M - i_M. \qquad (29.7)$$

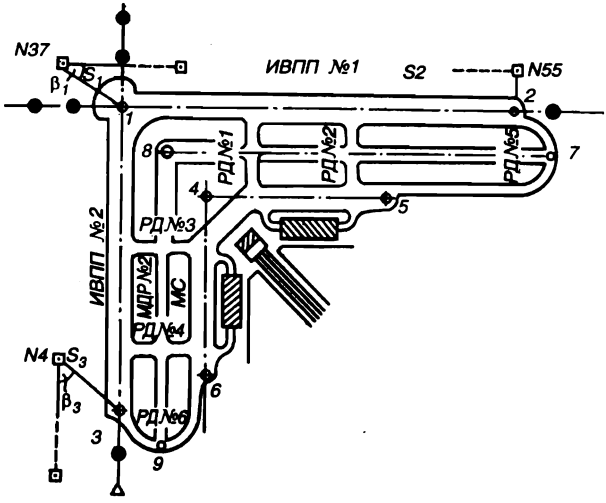
4. *Способ наземной фотограмметрии.* Для определения высоты препятствий этот способ является наиболее современным и эффективным, поскольку позволяет, выполнив фототеодолитную съемку ПВП с одного базиса, определить высоты многих препятствий, попадающих в пределы зоны взаимного перекрытия каждой стереопары. При этом с каждого базиса обычно получают три стереопары для случаев нормальной и равноотклоненных съемок.

Базисы длиной до 1/20 отстояния от наиболее удаленных препятствий располагают примерно перпендикулярно оси ПВП, а при съемке воздушных препятствий в поперечном направлении — параллельно оси ПВП. Базисы привязывают в планово-высотном отношении к геодезическому обоснованию площадки аэропорта (либо за концы базиса принимают два пункта этого обоснования). Выполнив фототеодолитную съемку полосы воздушных подходов с концов каждого базиса и измерив на стереофотограмметрическом приборе параллаксы $p$ и аппликаты $z$ воздушных препятствий, определяют плановое положение и высоты каждого препятствия в соответствии с изложенным в гл. 18.

## 29.5. РАЗБИВКА И ЗАКРЕПЛЕНИЕ ОСЕЙ АЭРОДРОМОВ

После завершения проектного цикла перед началом строительства в поле проверяют геодезическую сеть площадки аэропорта, созданную в ходе изысканий. При этом восстанавливают утраченные либо поврежденные знаки пунктов обоснования. В связи с возможным зимним выпучиванием знаков тщательно проверяют высотную сеть площадки аэропорта. Проверяют и восстанавливают пикетажную сеть.

Вынос проекта аэропорта в натуру перед началом строительства начинают с разбивки на местности осей взлетно-посадочных полос ИВПП. При этом разбивку осей ИВПП производят от пунктов геодезической сети аэропорта в соответствии со схемой привязки путем установления на




Р и с. 29.6. Схема разбивки главных осей аэродрома

местности положения начальных и конечных точек ИВПП. Положение этих точек обычно устанавливают по полярным координатам от ближайших пунктов 400-метровой сетки квадратов (рис. 29.6).

Пикетаж разбивают от начальной и конечной точек ИВПП с помощью компарированной ленты или рулетки и 15- или 30-секундного теодолита. В настоящее время для разбивки пикетажа по оси ИВПП часто применяют светодальномеры и электронные тахеометры.

Допустимая средняя квадратическая ошибка разбивки пикетажа ИВПП нормирована равной 1:5000.

Пикетаж по оси ИВПП разбивают от начальной и конечной точек к середине, а полученную при этом невязку распределяют между ближайшими пикетами путем перестановки пикетных кольев. Используя светодальномеры или электронные тахеометры, которые обеспечивают точность измерения длин линий на порядок более высокую, чем допустимая средняя квадратическая ошибка измерений, пикетаж при наличии взаимной видимости между начальной и конечными точками можно разбивать с одной из них без распределения получаемой при этом несущественной невязки.

После разбивки пикетажа по оси ИВПП временные сторожки и точки заменяют более капитальными знаками, в частности, в главных точках ИВПП устанавливают бетонные монолиты, а пикеты закрепляют деревянными столбами с забитыми гвоздями, отмечающими положение центров. Учитывая, что при выполнении земляных работ по устройству корыта большая часть знаков закрепляющих пикеты будет сбита, ось ИВПП

закрепляют дополнительными знаками, устанавливаемыми попарно на расстоянии 50—75 м в обе стороны от полосы.

Размещение закрепительных знаков должно обеспечивать продление оси ИВПП за ее пределы для разбивки местоположения посадочных огней и радиотехнических устройств, обслуживающих взлетно-посадочные операции.

Разбивку осей рулежных дорожек и мест стоянки осуществляют от оси ИВПП согласно их пикетажным значениям. Разбивку зданий и сооружений служебно-технической территории, осей подъездных дорог и подъездов осуществляют от осей мест стоянок и от знаков геодезического обоснования аэропорта.

После завершения разбивочных работ составляют исполнительный чертеж разбивки и закрепления осей аэродрома в масштабе 1:5000.

## 29.6. ПОДСЧЕТ ОБЪЕМОВ ЗЕМЛЯНЫХ РАБОТ ПРИ ВЕРТИКАЛЬНОЙ ПЛАНИРОВКЕ

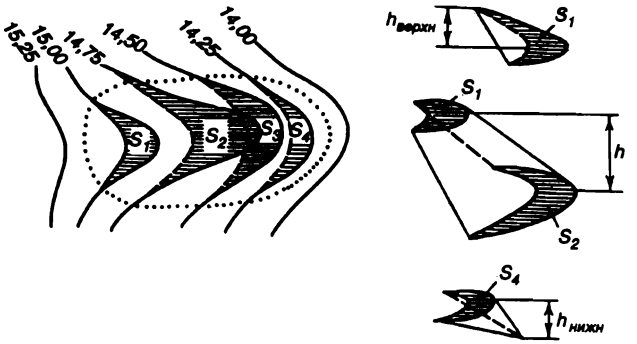
Определение объемов земляных работ является одним из наиболее важных этапов разработки проектов вертикальной планировки, который во многом определяет схему перемещения земляных масс, способы производства земляных работ и, наконец, сметную стоимость строительства аэродрома.

Земляные работы на участках, где рабочие отметки выемок и насыпей превышают 0,1 м, называют *предварительной планировкой,* а на участках с рабочими отметками менее 0,1 м — *отделкой.* Объемы земляных работ при предварительной планировке вычисляют в кубических метрах, а при отделке — в квадратных метрах.

При проектировании вертикальной планировки объемы земляных работ наиболее часто определяют одним из следующих способов: горизонтальных профилей, изолиний рабочих отметок и квадратов.

Способом *горизонтальных профилей* вычисление объемов земляных работ осуществляют следующим образом. При проектировании исправления рельефа между фактическими и проектными горизонталями образуются фигуры (рис. 29.7), являющиеся сечениями выемки или насыпи горизонтальными плоскостями. При этом каждые две соседние плоскости вырезают фигуру с высотой, равной высоте сечения рельефа.

Очевидно весь объем грунтового массива будет равен сумме объемов элементарных фигур:




Р и с. 29.7. Схема вычисления объемов земляных работ способом горизонтальных профилей

$$V = \frac{1}{3}\left[S_1 h_в + \sum_{i=1}^{n-1}(S_i + S_{i+1} + \sqrt{S_i S_{i+1}})h + S_n h_н\right], \qquad (29.8)$$

где $n$ — число элементарных массивов; $S_i$ — площади горизонтальных сечений элементарных фигур; $h$ — высота сечения рельефа; $h_в$, $h_н$ — соответственно высота верхней и нижней элементарной фигуры.

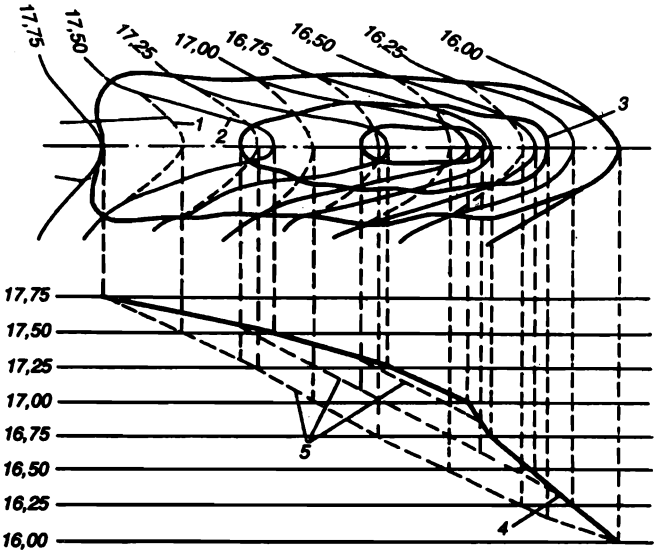
Очевидно, что при этом площади $S_0$ и $S_{n+1}$ будут равны нулю.

Площади горизонтальных сечений определяют аналитически при автоматизированном проектировании на уровне САПР-А либо с помощью палетки или планиметра (механического или электронного). Способ горизонтальных профилей применяют при сравнительно небольших значениях рабочих отметок, когда горизонтальные сечения не перекрывают друг друга или перекрывают лишь частично.

Способом *изолиний рабочих отметок* осуществляют вычисление объемов земляных работ при значительных величинах рабочих отметок, когда горизонтальные сечения накладываются друг на друга, и применение способа горизонтальных профилей становится затруднительным.

*Изолиния рабочей отметки* представляет собой некоторую замкнутую линию, являющуюся геометрическим местом точек, имеющих одинаковые рабочие отметки (рис. 29.8).

Обычно проводят линию нулевых работ и изолинии рабочих отметок, кратные высоте сечения $h$. Очевидно, что нулевая изолиния проходит через точки пересечения одноименных горизонталей (проектной — *1* и фактической — *2*). При этом в этих точках рабочие отметки равны нулю. Каждая изолиния *3* представляет собой замкнутую кривую, ограничивающую поверхность, все точки которой одинаково удалены от проектной поверхности. Изолинии рабочих отметок, кратные $h$, проходят через точки пересечения проектных и фактических горизонталей, которые также




Р и с. 29.8. Схема вычисления объемов земляных работ способом изолиний рабочих отметок

образуют замкнутые фигуры, называемые *изоповерхностями*, между которыми заключены слои грунта насыпи или выемки толщиной, равной высоте сечения рельефа $h$. На рис. 29.8 показаны профили фактической поверхности *4* и изоповерхностей *5*.

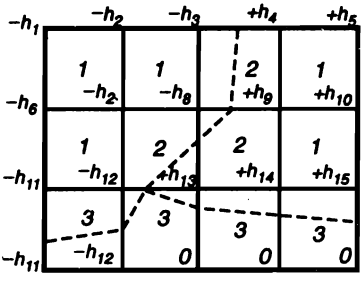
Суммарный объем грунтового массива при этом может быть определен как

$$V = \frac{1}{3}\left[S_{n-1}h_в + \sum_{i=0}^{n}(S_i + S_{i+1} + \sqrt{S_i S_{i+1}})h\right], \qquad (29.9)$$

где $S_i$, $S_{i+1}$ — площади соответствующих поверхностей; $h_в$ — высота верхнего элементарного массива грунта.

Определение площадей изоповерхностей осуществляют также, как и в способе горизонтальных профилей.

Вычисление объемов земляных работ *способом квадратов* основано на использовании результатов топографических съемок нивелированием по квад-




Р и с. 29.9. Схема вычисления объемов земляных работ способом квадратов

ратам. В зависимости от знака рабочих отметок в вершинах квадратов различают полные и неполные квадраты.

Полный квадрат размещается полностью в выемке или в насыпи, и все рабочие отметки в его вершинах имеют один и тот же соответствующий знак (рис. 29.9).

Если объем $i$-го призматоида представить как

$$V_i = \frac{a}{3}(S_i^{(1,2)} + S_i^{(3,4)} + \sqrt{S_i^{(1,2)} S_i^{(3,4)}}), \tag{29.10}$$

то, переходя к рабочим отметкам в вершинах $i$-го полного квадрата, можно вычислить его объем:

$$V_i = \frac{a^2}{6}[h_{1i} + h_{2i} + h_{3i} + h_{4i} + \sqrt{(h_{1i} + h_{2i})(h_{3i} + h_{4i})}], \tag{29.11}$$

где $a$ — длина стороны квадрата; $h_{1i}$, $h_{2i}$, $h_{3i}$, $h_{4i}$ — рабочие отметки в его вершинах.

Неполный квадрат может иметь одну, две или три нулевые рабочие отметки в вершинах или отметки с обратным знаком. Объемы работ неполного квадрата соответственно определяются:

при одной вершине с нулевой рабочей отметкой или отметкой с обратным знаком:

$$V_i = \frac{a^2}{6}\left[h_{1i} + h_{2i} + \frac{h_{3i} X_{3i}}{a} + \sqrt{(h_{1i} + h_{2i})\frac{h_{3i} X_{3i}}{a}}\right]; \tag{29.12}$$

при двух вершинах с нулевыми рабочими отметками или отметками с обратным знаком:

$$V_i = \frac{a}{6}(h_{1i} X_{1i} + h_{3i} X_{3i} + \sqrt{(h_{1i} X_{1i} h_{3i} X_{3i})}); \tag{29.13}$$

при трех вершинах с нулевыми рабочими отметками или отметками с обратными знаками:

$$V_i = \frac{Y_{1i}}{6} h_{1i} X_{1i}. \tag{29.14}$$

Объемы насыпей считают положительными, а выемок — отрицательными. Нередко в процессе проектирования вертикальной планировки составляют картограмму земляных работ, указывая в пределах каждого полного и неполного квадратов соответствующие им объемы со своими знаками. Картограмма земляных работ облегчает решение задачи разработки схемы перемещения земляных масс.

## 29.7. РАЗБИВОЧНЫЕ РАБОТЫ ПРИ ПЕРЕМЕЩЕНИИ ЗЕМЛЯНЫХ МАСС И ПЛАНИРОВКЕ АЭРОДРОМОВ

Для разбивочных работ при перемещении земляных масс и планировке аэродромов используют следующие методы геодезического управления работой машин и механизмов: метод квадратов, тахеометрический метод и метод управления лазерным лучом.

Два первых метода обеспечивают только ручное управление работой машин и механизмов, в то время как третий метод позволяет реализовывать не только ручное, но и полуавтоматическое и автоматическое управление.

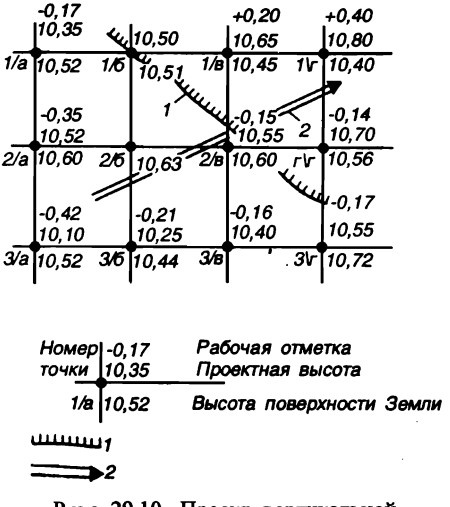
*Метод квадратов.* Земляные работы при этом методе выполняют в два этапа. На первом этапе земляные массы вчерне перемещают из выемок в насыпи. На втором этапе производят планировочные работы в соответствии с рабочими отметками и проектными уклонами.

Основная идея метода квадратов заключается в том, что проектную поверхность аэродрома выносят в натуру по высотам точек, закрепленных в вершинах пикетажной сетки 40 × 40 м на грунтовой части летного поля и в вершинах пикетажной сетки 20 × 20 м — в земляном корыте (рис. 29.10).

При выносе в натуру проектной поверхности аэродрома перед планировкой снимают растительный слой грунта толщиной 10—15 см и временно складируют, поэтому задаваемые проектные высоты уменьшают на величину этого слоя.

При выполнении вертикальной планировки в вершинах квадратов на сторожках подписывают рабочие отметки, со знаком «+» — для насыпей и со знаком «–» — для выемок. Границы насыпей и выемок (линию нулевых работ) оконтуривают вешками, а в необходимых местах устанавливают визирки.

По завершению грубого перемещения земляных масс разбивают сетку квадратов для планировочных работ, после выполнения которых производят уплотнение, восстанавливают растительный слой грунта, удобряют и засевают смесью трав. После выполнения




Р и с. 29.10. Проект вертикальной планировки участка летного поля:

*1* — линия нулевых работ; *2* — направление перемещения земляных масс

планировочных работ производят исполнительную съемку геометрическим нивелированием по сетке квадратов 40 × 40 м размеченных по тросу внутри квадратов 200 × 200 м без забивки кольев. По результатам этой съемки составляют исполнительный план вертикальной планировки в масштабе 1:2000. Отклонения фактических высот точек поверхности аэродрома от проектных не должны превышать ± 5 см.

При механизированном производстве земляных работ метод разбивки по квадратам применять неэффективно, поскольку землеройные машины сбивают колья, установленные на проектные высоты в вершинах сетки квадратов, что требует постоянного восстановления разбивочной сети.

*Тахеометрический метод.* При перенесении проекта вертикальной планировки в натуру на местность с помощью тахеометра выносят плановое и высотное положение проектных горизонталей и по этим данным перемещают земляные массы.

Разбивочные работы тахеометрическим методом осуществляют в следующей последовательности:

составляют специальный разбивочный чертеж, на котором выбирают места расположения съемочных точек для установки прибора, выбирают на проектных горизонталях ряд характерных точек (точек нулевых работ, изгибов горизонталей, наибольших объемов земляных работ), соединяют их прямыми с ближайшими съемочными точками и определяют графическим способом полярные координаты каждой из них;

откладывают горизонтальный угол;

по расстоянию и высоте проектной горизонтали и съемочной точки вычисляют и откладывают вертикальный угол;

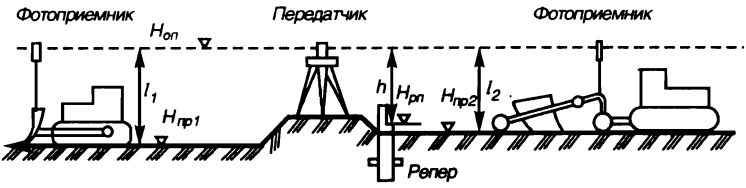
дают команду реечнику опускать или поднимать рейку до совпадения отсчета по горизонтальному штриху сетки нитей с высотой прибора и, таким образом, положение пятки рейки определит на местности высоту проектной горизонтали;

полученные точки закрепляют сторожками.

Разбивка вертикальной планировки тахеометрическим методом дает возможность устанавливать проектные высоты на местности вдоль направления разработки грунта землеройными машинами, что обеспечивает большую сохранность разбивочных точек на местности, по сравнению с методом квадратов.

В настоящее время разбивку вертикальной планировки тахеометрическим методом осуществляют, как правило, с использованием электронных тахеометров.

*Метод управления лазерным лучом.* В связи с тем, что планировочные работы при строительстве аэродромов приходится выполнять на больших территориях по горизонтальным или наклонным плоскостям геоде-




Р и с. 29.11. Геодезический контроль планировочных работ с помощью лазерной системы геодезического контроля

зическое управление работой планировочных машин и механизмов представляет собой сложную, многодельную задачу. Применение систем, использующих лазерные опорные лучи или плоскости, позволяет в значительной мере решить эту проблему, обеспечить необходимую точность планировочных работ и значительно повысить производительность планировочных машин и механизмов.

Принцип действия систем для контроля планировочных работ и управления рабочими органами строительных машин и механизмов состоит в создании на местности световой опорной горизонтальной или наклонной линии либо плоскости. Приемное устройство устанавливают на рабочем органе землеройной машины и определяют положение механизма относительно световой линии или плоскости. Информация, поступающая от приемного устройства, используется для ручного, полуавтоматического или автоматического управления рабочим органом землеройной машины.

При выполнении планировочных работ используют различные лазерные системы геодезического контроля планировочных работ горизонтальных и наклонных участков местности радиусом до 700 м (рис. 29.11).

Например, в качестве передатчика может быть использован ротационный лазер RL-H1S, создающий лазерные плоскости с наклоном от – 5% до +13% с точностью ±10″ и дальностью действия до 700 м.

Система, позволяющая работать в любое время суток, состоит из передатчика и нескольких приемных устройств, устанавливаемых на рабочих органах контролируемых машин и механизмов (бульдозеров, автогрейдеров, скреперов). Число землеройных машин и механизмов зависит от характера и объемов выполняемых земляных работ.

Передатчик, создающий горизонтальную либо наклонную световую опорную плоскость, устанавливают в центре разрабатываемого участка. Высоту опорной плоскости $H_{оп}$ определяют привязкой к ближайшей точке геодезической опорной сети аэродрома. Приемное устройство, состоящее из фотоприемника, решающего блока и индикатора, позволяет определять положение механизма относительно световой опорной плоскости.

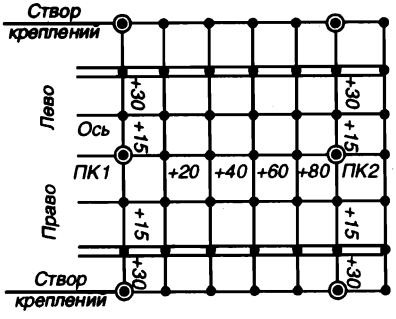
Различное возвышение фотоприемника на рабочих органах землеройных машин и механизмов $h_1, h_2, \ldots, h_n$ обеспечивает одновременную разработку нескольких участков с различными проектными высотами $H_{пр1}$, $H_{пр2}, \ldots, H_{пр\,n}$ (см. рис. 29.11).

Использование лазерных систем, позволяющих полуавтоматически либо автоматически управлять рабочими органами строительных машин, является при строительстве аэродромов весьма перспективным.

## 29.8. ГЕОДЕЗИЧЕСКИЕ РАБОТЫ ПРИ УСТРОЙСТВЕ ЗЕМЛЯНОГО КОРЫТА И БЕТОНИРОВАНИИ ИСКУССТВЕННЫХ ПОКРЫТИЙ

Для сооружения искусственного (обычно цементобетонного) покрытия ИВПП, РД и МС строят земляное корыто, имеющее поперечный уклон, соответствующий уклону покрытия. Для обеспечения поверхностного водоотвода поперечному профилю ИВПП придают двухскатное очертание с уклонами 0,006—0,008. Искусственные покрытия рулежных дорожек и мест стоянок устраивают обычно с односкатным поперечным уклоном.

Разбивку земляного корыта осуществляют от продольной оси ИВПП поперечными профилями через 20 м. Для быстрого восстановления продольной оси последняя дополнительно закрепляется выносными знаками за пределами строительных работ, устраиваемыми параллельно продольной оси полосы (рис. 29.13). При этом закрепляют каждый пикет, а через каждые 3—4 пикета устраивают выносные знаки капитального типа, закладывая их на глубину ниже средней глубины сезонного промерзания грунта. В дальнейшем эти знаки используют как рабочие реперы. Закрепленные параллельные оси служат также для разбивки продольных осей коммуникаций. Ошибки в положении знаков не должны превышать ± 1 см.




Р и с. 29.12. Схема разбивки и закрепления поперечных профилей корыта ИВПП

При разбивке пикетных и плюсовых точек по оси полосы в соответствии с проектом на сторожках надписывают рабочие отметки соответствующие проектному положению дна корыта. После производства вчерне земляных работ по сооружению корыта вновь осуществляют разбивку поперечных профилей полосы и выносят в натуру проектные высоты дна корыта с точностью ± 1 см. При окончательной планировке дна корыта используют один из известных способов

выноса в натуру проектных плоскостей: наклонным лучом нивелира, по опорному световому лучу лазерного визира, лазерного нивелира или теодолита или по установленной на проектном уклоне копирной струне. Обработку корыта производят отдельными рядами шириной по 7—7,5 м.

Простейшим способом визуального контроля за положением рабочего органа строительной машины является использование опорного светового луча лазерного визира ЛВ-5 либо лазерных визиров (насадок) к серийным отечественным теодолитам Лимка-ЛВТ и нивелирам Лимка-ЛВН с анализом оператором положения светового пятна относительно центра марки-экрана, устанавливаемого на рабочем органе машины. По положению пятна оператор с помощью гидравлической системы управления корректирует положение рабочего органа строительной машины.

При планировке земляного корыта по копирной струне целесообразно также использовать систему автоматического геодезического управления работой отвала автогрейдера Профиль-20. Для стабилизации рабочего отвала автогрейдера в продольном направлении используют датчик, устанавливаемый в подъемном устройстве отвала, и контролирующий положение отвала по высоте через щуп относительно натянутой в заданном направлении копирной струны. Система Профиль-20 имеет также стабилизатор отвала в поперечном направлении.

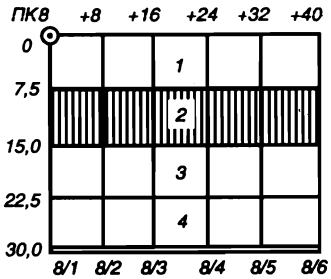
Как правило, на ИВПП и РД устраивают цементобетонные покрытия на песчаном, гравийно-песчаном или щебеночном основании.

Искусственное основание устраивают в земляном корыте по установленным на проектные высоты колышкам, размещаемым в вершинах прямоугольно сетки 20 × 15 м или профилирующей машиной по копирной струне. Основание затем подлежит укатке с обеспечением точности ± 1—2 см по оси корыта. Отклонение поперечных уклонов от проектных значений не должно превышать ± 0,0001—0,0002.

Бетонирование полос осуществляют с использованием высокопроизводительных комплектов типа Автогрейд (ДС-100, ДС-110), а также других рельсовых и безрельсовых бетоноукладочных машин. Бетонирование осуществляют полосами шириной по 7—7,5 м.

Безрельсовые бетоноукладочные механизмы создают проектную поверхность относительно установленной в заданном направлении копирной струны. Обычно струны устанавливают на расстоянии 7—7,5 м по обе стороны от ИВПП. Таким образом, с помощью двух копирных струн удается распределить бетон на полосе общей шириной 28—30 м.

При использовании рельсовых бетоноукладочных машин качество строительных работ по сооружению искусственных покрытий во многом определяются точностью установки рельс-форм, являющихся одновременно и опалубкой. Рельс-формы устанавливают по теодолиту параллельно продольной оси полосы на расстояниях, кратных ширине плиты




Р и с. 29.13. Схема разбивки профилей для бетонирования ИВПП

(рис. 29.13). В высотном отношении рельс-формы устанавливают в проектное положение с помощью нивелира с запасом на 2—3 мм на осадку основания.

Одновременно с установкой рельс-форм производят плановую разбивку температурных и усадочных швов (швов расширения и сжатия).

После завершения укладки бетона и бетоноотделочных работ осуществляют исполнительное нивелирование при установке рейки непосредственно на бетон. Высоты бетонной поверхности не должны отличаться более чем на ± 10 мм от проектных. При обнаружении отклонений более чем на 10 мм бетоноукладочную машину возвращают назад, корректируют установку рельс-форм и доводят уровень еще не затвердевшего бетона до проектной высоты.

При сооружении искусственного покрытия полосы из сборных железобетонных плит производят плановую и высотную разбивку угловых точек плит. После укладки плит осуществляют контрольное нивелирование стыков плит, которые не должны иметь уступов высотой более 2 мм.

## 29.9. РАЗБИВКА ПОДЗЕМНЫХ КОММУНИКАЦИЙ АЭРОДРОМОВ

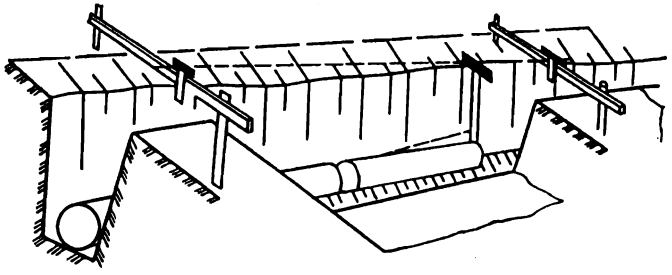
Детальную разбивку и строительство коммуникаций всегда производят до основных планировочных работ аэродрома.

Подземные коммуникации аэродрома (ливневая канализация, водопровод, кабели, коллекторы), как правило, располагают параллельно осям полос и разбивают их от этих осей в соответствии с проектом.

Коммуникации, размещаемые на значительном удалении от полосы, разбивают от пунктов геодезической опорной сети аэродрома, построенной в ходе изысканий или строительства.

Определив положение осевых линий подземных коммуникаций, устанавливают положение центральных точек каждого запроектированного колодца. Определение положения центральных точек колодцев проще всего производить прямыми промерами по оси компарированной лентой или рулеткой от ближайших пикетов.

На колодцах и пикетах устанавливают обноски (рис. 29.14). Для этого перпендикулярно к оси траншеи устанавливают деревянные столбы, к ко-



Р и с. 29.14. Схема обноски для разбивки коммуникаций

торым сбоку прибивают доску так, чтобы верхнее ребро ее было горизонтально и возвышалось над поверхностью земли на 0,5—1 м. На таких обносках в процессе разбивки с помощью теодолита намечают направления осей колодцев. Геометрическим нивелированием от ближайших реперов устанавливают высоты обносок и, сопоставляя их с проектными высотами дна колодцев или траншеи, устанавливают рабочие отметки соответствующих точек.

Отложив величины рабочих отметок от соответствующих обносок по отвесу вниз траншеи получают возможность устанавливать высотное положение каждого элемента коммуникаций. Проектное положение элементов в плане определяют прямым промером расстояний вдоль соответствующих осей от проекций центральных точек колодцев, спроектированных вниз траншеи по отвесу.

Детальную разбивку траншей и укладку коммуникаций производят по визиркам между обносками или с помощью лазерного визира.

При устройстве колодцев обращают внимание на то, чтобы верх крышек колодцев соответствовал проектным высотам спланированной поверхности аэродрома, а рамы дождеприемников соответствовали проектным высотам бетонного покрытия.

После окончания укладки коммуникаций и строительства колодцев производят исполнительную съемку (измеряют расстояния между центрами колодцев, привязывают к пунктам опорной геодезической сети, определяют диаметры уложенных труб, нивелируют лотки и крышки колодцев). В результате составляют исполнительный план и профиль коммуникаций в масштабе 1:2000.

# Глава 30. ГЕОДЕЗИЧЕСКИЕ РАБОТЫ ПРИ МОРФОМЕТРИЧЕСКИХ И ГИДРОМЕТРИЧЕСКИХ ИЗЫСКАНИЯХ ИНЖЕНЕРНЫХ СООРУЖЕНИЙ НА РЕКАХ

## 30.1. ОРГАНИЗАЦИЯ МОРФОМЕТРИЧЕСКИХ И ГИДРОМЕТРИЧЕСКИХ РАБОТ

При изысканиях гидротехнических сооружений на реках выполняют, как правило, морфометрические работы, которые в необходимых случаях дополняют гидрометрическими работами[1].

*Морфометрическими работами* ограничиваются в следующих случаях:

вблизи проектируемого объекта имеются водопосты Гидрометеослужбы, данные наблюдений которых обеспечивают надежное определение гидрологических характеристик водотока;

проектируемый объект расположен рядом с существующим сооружением, опыт эксплуатации которого может служить эталоном для проектируемого;

проектируемый объект расположен на участке реки с небольшими поймами;

изыскания проектируемого объекта носят срочный характер, и время их производства не совпадает с периодом прохождения паводков на водотоке.

В остальных случаях необходимо проведение гидрометрических либо смешанных гидроморфометрических работ в весенне-летний период.

Морфометрические работы, выполняемые в беспаводочный период и предназначенные прежде всего для определения количественных соотношений между морфометрическими и гидравлическими характеристиками русел и пойм рек, включают в себя:

определение гидрологических характеристик водотока;

обследование русла и пойм реки в районе проектируемого объекта с установлением типа и количественных характеристик руслового процесса;

выбор, разбивка, закрепление и съемка морфостворов;

установление и геодезическая привязка следов исторических паводков;

съемка продольного профиля реки по руслу;

---

[1] Пособие к СНиП 2.05.03-84 «Мосты и трубы» по изысканиям и проектированию железнодорожных и автодорожных мостовых переходов через водотоки (ПМП-91). М.: «ПКТИтрансстрой», 1992.

обследование существующих гидротехнических сооружений на реке;

камеральная обработка материалов морфометрических изысканий.

*Гидрометрические работы* выполняют в два этапа.

До начала паводка:

выбор, разбивка, закрепление и съемка гидростворов. Устройство в случае необходимости тросовых перетяжек;

устройство и геодезическая привязка водомерных постов;

сооружение вышек для поплавковых наблюдений и наблюдений за траекториями льдин, судов и плотовых составов;

производство подводной съемки меженного русла;

измерение толщины льда.

В период паводка выполняют:

водомерные наблюдения на водомерных постах (наблюдения за изменениями уровней воды);

измерения мгновенных уклонов свободной поверхности потока;

измерения скоростей течения и вычисление расходов воды;

измерения поверхностных скоростей и направлений течения поплавками, наблюдения за траекториями льдин, судов и плотовых составов;

промеры глубин (подводную съемку русла);

измерения твердого стока (расходов руслоформирующих наносов).

Изыскательские партии, выполняющие комплекс морфометрических и гидрометрических работ, должны быть снабжены плавучими средствами: весельными и моторными лодками, а на больших реках — катерами и понтонами. Должны иметь необходимый парк геодезических и гидрометрических приборов. При этом по возможности в изыскательской партии целесообразно иметь светодальномеры или электронные тахеометры, приемники спутниковой навигации «GPS», современные фототеодолитные комплекты, эхолоты, электронные скоростемеры, приборы геофизической разведки и т. д.

## 30.2. ГЕОДЕЗИЧЕСКИЕ РАБОТЫ ПРИ УСТРОЙСТВЕ ВОДОМЕРНЫХ ПОСТОВ И ГИДРОМЕТРИЧЕСКИХ СТАНЦИЙ

Для изучения гидрологического режима рек проводят регулярные наблюдения за изменениями уровней воды, определяют уклоны рек, измеряют скорости и направления скоростей течения, определяют расходы воды и расходы твердого стока (руслоформирующих наносов), измеряют толщины льда и т. д.

На участке изысканий гидротехнического сооружения, как правило, устраивают не менее трех водомерных постов. Один из них размещают по оси сооружения, а два других (для определения уклонов свободной по-

верхности) располагают вверх и вниз от оси на расстояниях, в зависимости от уклона реки, не менее:

| Уклон, ‰ | 0,05 | 0,06 | 0,08 | 0,10 | 0,20 | 0,30 | 0,50 | 0,80 | 1,5 и более |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Расстояние, км | 5,5 | 4,1 | 2,7 | 2,0 | 0,9 | 0,5 | 0,3 | 0,2 | 0,1 |

Указанные расстояния обеспечивают измерение уклона свободной поверхности с точностью до 10% при измерении уровней воды с точностью до 1 см.

Если в створе проектируемого сооружения на излучине меандрирующей реки имеет место разность уровней воды на противоположных берегах более 2 см, то устанавливают по три водомерных поста на каждом берегу.

На реках со сложной свободной поверхностью воды (горный, блуждающие реки, реки с широкими поймами при наличии поперечного уклона) количество и размещение водомерных постов определяют в зависимости от местных условий. При этом, если направление течения на пойме отличается от течения в главном русле, по концам обследуемого участка реки на поймах устанавливают водомерные посты реечного типа.

Различают водомерные посты:

свайные на беспойменных нескальных берегах рек (рис. 30.1);

реечные на поймах, в руслах при сравнительно небольшой амплитуде колебания уровней воды или на скальных берегах;

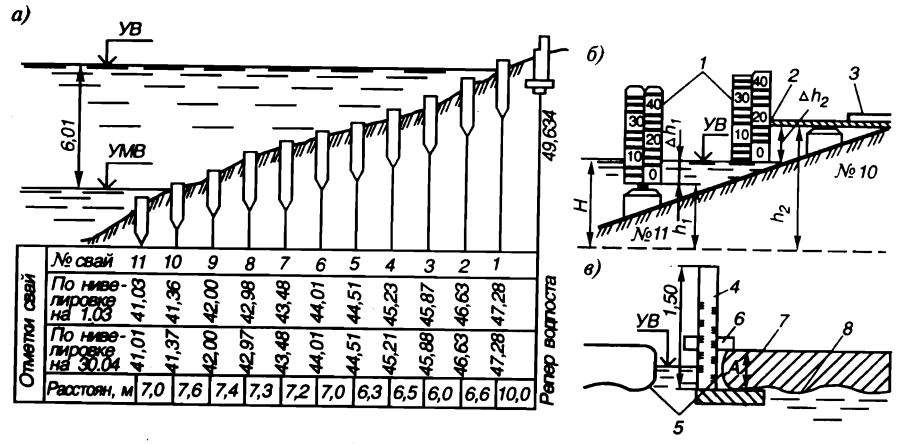
свайно-реечные на высоких пойменных берегах.

Водомерные посты размещают в местах, не подверженных размывам, навалу льдин, вне заводей, при отсутствии волнобоя, подпоров и обратных течений и т. д., по возможности на берегах с откосами 1:5—1:2.

Водомерные посты устраивают обязательно до начала паводка.

*Свайный водомерный пост* состоит из ряда свай, забитых в створе, перпендикулярным урезу воды (см. рис. 30.1, *а*). Для устройства свайных водопостов используют призматические мостовые сваи заводского изготовления, обрезки рельсов или деревянные сваи из прочного дерева, которые забивают в грунт ниже глубины сезонного промерзания. На торцах свай записывают их номера, при этом счет ведут сверху вниз от первой сваи. Последнюю сваю устанавливают ниже уровня наименьшей межени. Превышения между торцами соседних свай не должны быть больше 0,5 м, при этом сами сваи не должны возвышаться над поверхностью земли более чем на 0,25 м.

При измерениях уровней воды на свайных водомерных постах используют переносную рейку с сантиметровыми делениями, которую нередко изготавливают ромбического поперечного сечения для лучшего обтекания водой на течении.




Р и с. 30.1. Схема водомерных постов:

*а* — свайный водомерный пост; *б* — схема промеров; *в* — определение толщины льда: *1* — водомерные рейки; *2* — линейка; *3* — уровень; *4* — ледомерная рейка; *5* — лунка; *6* — индекс; *7* — поверхность льда; *8* — нижняя кромка льда

*Реечный водомерный пост* представляет собой рейку с сантиметровыми делениями и прямой оцифровкой длиной 2—3 м, укрепляемую на опоре моста, а на пойменных участках на стволе дерева или на забитой в грунт деревянной свае. Для этой цели часто используют обычные цельные 3-метровые нивелирные рейки (см. рис. 11.7).

Для непрерывной автоматической фиксации колебаний уровней воды иногда применяют специальные приборы — ламнирографы, записывающие результаты измерений на магнитные носители информации.

При устройстве водомерного поста, для контроля неизменности положения реек или свай, вблизи него устанавливают репер, который закладывают по общим правилам устройства грунтовых реперов, обязательно в месте, не подверженном затоплению в паводки. Реперы водомерных постов увязывают между собой и привязывают к пунктам государственной нивелирной сети двойным геометрическим нивелированием IV класса. Невязка разности суммы превышений между прямым и обратным нивелирными ходами не должна превышать

$$f_h = \pm 20 \text{ мм } \sqrt{L}, \qquad (30.1)$$

где $L$ — длина двойного нивелирного кода, км.

Высоты нуля рейки и головок свай устанавливают двойным геометрическим нивелированием технической точности, которое производят дважды: до и после прохода паводков.

Измерения уровней в период межени воды производят 2 раза в сутки (в 8 и 20 часов). Во время паводка количество измерений увеличивают до 4, 6, 12 или 24 раз в сутки в зависимости от скорости подъема или спада уровней.

Если наблюдения производят при волнении, то отсчет по рейке берут дважды при набеге и откате волны, и за окончательный отсчет принимают среднее значение. Отсчеты заносят в специальный водомерный журнал, и по окончании водомерных наблюдений строят графики изменения уровней воды (водомерные графики) $H = f(t)$ по всем водомерным постам.

## 30.3. РАЗБИВКА И ЗАКРЕПЛЕНИЕ НА МЕСТНОСТИ МОРФОСТВОРОВ И ГИДРОСТВОРОВ

На обследуемом участке реки разбивают морфостворы, которые служат для:

построения профиля свободной поверхности потока при расчетном уровне высокой воды;

определения расходов и уровней воды;

расчета распределения расхода между руслом и поймами.

Морфостворы предварительно намечают по крупномасштабным картам и располагают нормально к направлениям руслового и пойменного потока. Морфостворы в необходимых случаях делают ломаными, размещая стороны ломаного хода нормально к ожидаемым направлениям течения речного потока в паводки.

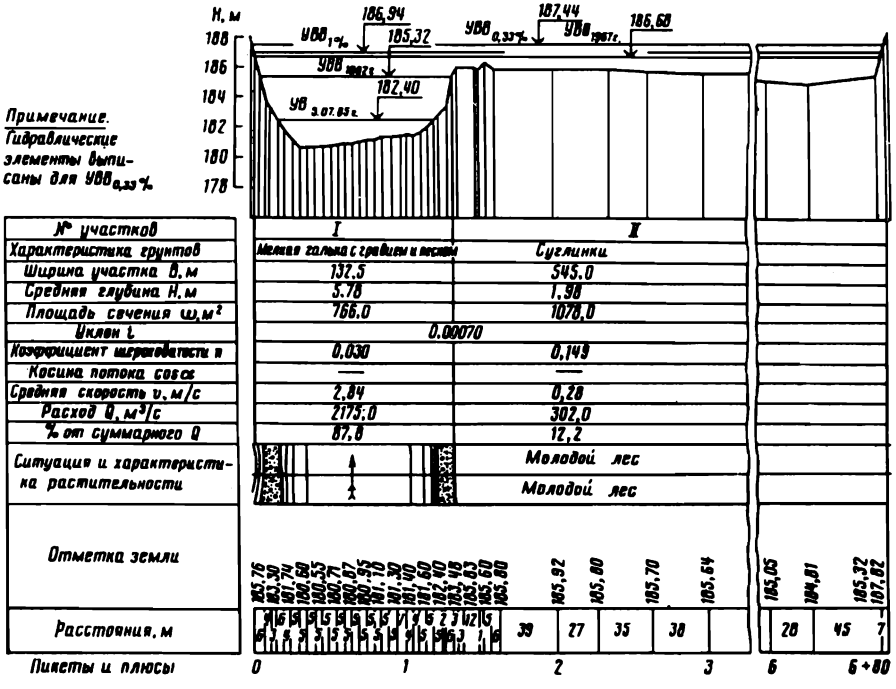
Главный морфоствор назначают по оси проектируемого сооружения.

На меандрирующих реках морфостворы располагают в наиболее узком месте долины реки с наименьшим числом стариц и проток, на участках, где направления руслового и пойменного потоков практически параллельны.

На блуждающих реках морфостворы назначают в местах наименьшей ширины зоны блуждания.

На больших реках со значительной шириной пойм морфостворы снимают геометрическим нивелированием с предварительным вешением линии и разбивкой пикетажа. Границами морфоствора являются высоты земли, превышающие на 1—2 м расчетные уровни высокой воды (РУВВ) на реках с весенними половодьями и на 2—3 м — на реках с ливневыми паводками.

На средних и малых водотоках морфостворы снимают тахеометрами методом тригонометрического нивелирования. Морфостворы закрепляют на местности и привязывают в плане к продольному профилю реки.




Р и с. 30.2. Профиль морфоствора

При съемке морфостворов фиксируют ситуацию по 100 м в каждую сторону, а также описывают ситуационно-морфологические характеристики русла и пойм. К последним относят:

пойменные озера, староречья, протоки, спрямляющие течения, прорывы перешеек излучин меандрирующих рек, постоянно действующие водотоки;

характер и густоту пойменной растительности;

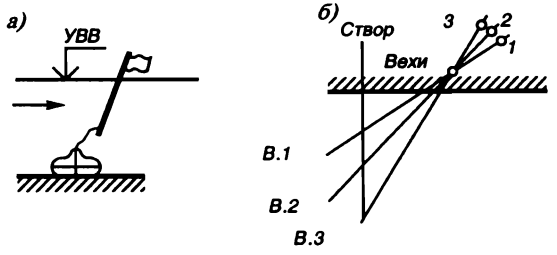
характеристики грунтов в русле и на незадернованных участках пойм;

границы участков морфоствора, характеризуемые различными гидравлическими сопротивлениями;

частоту затопления пойм в паводки.

По результатам съемки морфоствора и морфометрическим обследованиям готовят профиль морфоствора (рис. 30.2).

По геометрическим и морфометрическим характеристикам различных участков морфоствора вычисляют их гидравлические показатели: средние глубины, скорости течения, расходы и, главное, распределение расчетного расхода между руслом и поймами.




Р и с. 30.3. Схемы закрепления промерных вертикалей: *а* — плавающими вехами; *б* — створными знаками

При необходимости производства гидрометрических работ на местности разбивают и закрепляют гидрометрические створы.

Гидрометрические створы на местности трассируют теодолитом, разбивают пикетаж и снимают двойным геометрическим нивелированием. Створы закрепляют вехами по две на каждом берегу, а при широком разливе устанавливают дополнительные вехи на поймах. По результатам съемки гидрометрического створа строят его профиль (см. рис. 28.8).

На заросших поймах прорубают просеки шириной 5—6 м для свободного плавания лодок в ходе производства гидрометрических работ. На гидростворах намечают и закрепляют промерные вертикали плавающими вехами (рис. 30.3, *а*) или створными знаками (рис. 30.3, *б*).

Число промерных вертикалей в руслах рек устанавливают в зависимости от ширины русла:

| *Ширина русла, м* | *Число вертикалей* |
|---|---|
| До 100 | 5 |
| 100—300 | 7 |
| 300—600 | 9 |
| 600—1000 | 11 |
| Более 1000 | 13 (но не реже, чем через 200 м) |

Число промерных вертикалей на поймах назначают также в зависимости от их ширины, но не реже чем через 200 м.

## 30.4. ИЗМЕРЕНИЕ УКЛОНОВ СВОБОДНОЙ ПОВЕРХНОСТИ

Уклон водной поверхности, который необходимо знать для выполнения гидравлических расчетов — это наиболее трудно определимая величина, и поэтому его измеряют особенно тщательно.

Для измерения продольных уклонов рек используют уровни на водомерных постах, отнесенные к одному моменту времени, так как уклоны рек непрерывно меняются (см. § 30.2). Для определения уклонов необхо-

димо знать расстояния между водомерными постами, которые измеряют на местности мерной лентой, дальномерами, по картам или аэрофотоснимкам. Для измерения длины реки на карте или плане ее делят на характерные участки и измеряют посредством малого раствора измерителя дважды в прямом и обратном направлениях при допустимом расхождении в длинах не более 2%. Еще лучше для этой цели использовать механические или электронные курвиметры.

Уклоны водной поверхности, особенно на реках со сложной свободной поверхностью, нередко определяют посредством геометрического нивелирования кольев забиваемых вдоль реки по урезу вровень с уровнем воды. Такие колья называют *урезными.* Урезные колья забивают в безветренную погоду в местах со спокойной поверхностью воды. Рядом с урезным колом для его быстрого нахождения устанавливают веху или сторожок высотой 20—30 см над водой.

В связи с изменчивостью уровней воды в реке урезные колья на исследуемом участке русла забивают одновременно по сверенным точным часам, звуковому сигналу (выстрелу) или по сигнальной ракете. Уровни воды в реке, отнесенные к одному моменту времени, называют *мгновенными,* а работу по определению мгновенных уровней называют *одновременной связкой уровней.* Затем по урезным кольям вдоль реки прокладывают нивелирные ходы, опирающиеся своими концами на пункты государственной нивелирной сети. В противном случае делают двойные ходы геометрического нивелирования. В зависимости от уклона реки используют ходы технического нивелирования, а также ходы нивелирования IV, III и даже II классов. При этом, чем меньше продольный уклон реки, тем выше класс геометрического нивелирования используют. В результате нивелирования определяют высоты урезных кольев. Расстояния между соседними урезными кольями измеряют мерной лентой или дальномером. Уклон участка реки определяют

$$I = \frac{H_2 - H_1}{d}, \tag{30.2}$$

где $H_2$, $H_1$ — высоты соседних урезных кольев; $d$ — расстояние между ними.

Поскольку на разных фазах паводков реки закономерно имеют разные продольные уклоны (на подъеме паводки больше, на спаде — меньше), то измерения мгновенных уклонов по урезным кольям следует делать обязательно на подъеме, пике и на спаде паводка.

В результате многоразовых измерений продольных уклонов реки строят график зависимости $I = f(H)$.

## 30.5. СЪЕМКА РУСЕЛ РЕК И КАНАЛОВ

Съемку русел рек, каналов и водохранилищ производят с целью последующего проектирования различных гидротехнических сооружений.

Плановое обоснование съемок русел создают методами триангуляции, тралатерации и полгонометрии, высотное — геометрическим нивелированием III, IV классов и техническим нивелированием.

Вдоль рек и каналов прокладывают теодолитно-нивелирные ходы с разбивкой пикетажа. При ширине реки свыше 800 м теодолитные ходы прокладывают по обеим берегам.

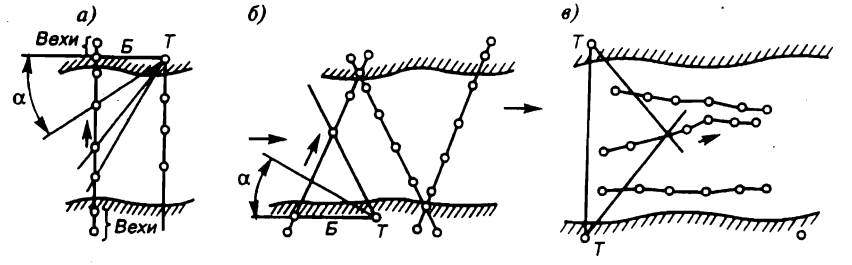
Плановое обоснование съемок водохранилищ разбивают способами триангуляции и трилатерации. Триангуляцию используют также для обоснования съемок рек и каналов, при этом вершины треугольников располагают по обеим берегам (см. рис. 28.5).

Нивелирные ходы закрепляют грунтовыми реперами, устанавливаемыми в среднем через 2—3 км.

Для составления плана береговой линии рек и водохранилищ выполняют тахеометрическую съемку. При этом съемочные точки размещают таким образом, чтобы с них хорошо просматривалась береговая линия, которую тщательно снимают. На реках снимают также прирусловой вал по бровкам русла. Наиболее производительной и эффективной такая съемка оказывается при использовании электронных тахеометров.

Измерение глубин речного русла дает возможность построить план дна реки в горизонталях или изобатах. При наличии плана пойм в горизонталях и плана дна русла можно составлять поперечные сечения долины реки по любому интересующему проектировщиков створу.

Промеры глубин, как правило, производят с весельных или моторных лодок. В зависимости от характера реки используют три способа подводных съемок: по поперечникам при сравнительно небольших скоростях течения (рис. 30.4, *а*), косыми галсами при средних скоростях течения




Р и с. 30.4. Схемы промеров глубин рек:
*а* — поперечниками; *б* — косыми галсами; *в* — продольными галсами

(рис. 30.4, *б*) и продольными галсами при больших скоростях и глубинах реки (рис. 30.4, *в*).

Первые два способа применяют при небольшой ширине водного зеркала, когда лодку можно устанавливать в конкретных створах, а ориентирование ее осуществлять визуально по створным вехам, установленным на берегах. Расстояния между промерами глубин не должны быть более 1/10 ширины русла. Фактически во многих случаях фиксируют значительно большее число промерных точек.

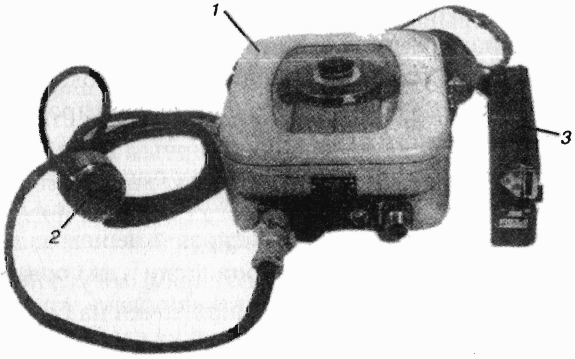
Промеры по поперечникам выполняют прямыми угловыми засечками положения лодки теодолитом со съемочной точки на берегу, положение которой выбирают так, чтобы угол между промерным створом и направлением от лодки на теодолит составлял порядка 30—50°. Лодку устанавливают в промерном створе по береговым створным вехам. Наблюдатель в лодке подает сигналы флажком о производимых промерах наблюдателю у теодолита, который считывает углы по горизонтальному кругу теодолита. Расстояния между поперечниками принимают не более половины ширины русла реки (см. рис. 30.4, *а*). На сравнительно нешироких реках промеры нередко ведут, передвигая лодку по натянутому поперек реки, размеченному тросу.

Промеры по косым галсам выполняют после расстановки на берегах специальных поворотных и створных вех, позволяющих перемещать лодку по практически прямым линиям, ориентируясь по береговым вехам. Промеры при этом ведут непрерывно, а теодолитом фиксируют положение каждой десятой промерной точки. Промежуточные промерные точки распределяют на равных расстояниях между зафиксированным теодолитом (см. рис. 30.4, *б*).

При широком водном зеркале, в частности при промерах во время паводков, когда ориентирование лодки по береговым створным вехам становится невозможным, подводную съемку осуществляют продольными галсами (лодка при этом не управляется, а перемещается только силой течения реки). Для фиксирования положения лодки прямыми угловыми засечками требуется наличие на берегах двух теодолитов (см. рис. 30.4, *в*).

Для всех трех способов подводных съемок русел рек целесообразно использовать электронные тахеометры. На лодке устанавливают отражатель, а засечки ведут с одной точки полярным способом в режиме работы тахеометра — «Слежение».

Еще более эффективным является использование для определения положения лодки многоканальных приемников систем спутниковой навигации «GPS», устанавливаемого на лодке и фиксирующего ее положение в режиме реального времени, с записью координат на магнитные носители информации (дискеты).



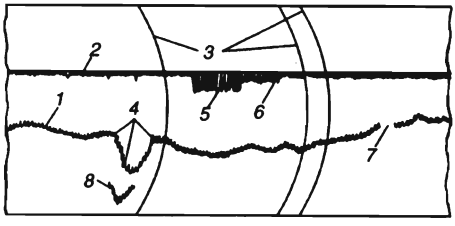

Р и с. 30.5. Портативный эхолот «Язь»:
*1* — эхолот; *2* — излучатель; *3* — аккумулятор

При отсутствии ультразвуковой аппаратуры промеры глубин до 3—4 м осуществляют наметкой, а свыше 3—4 м — лотом.

Наиболее производительно и эффективно можно производить измерения глубин с применением эхолотов, принцип действия которых состоит в определении глубин по времени прохождения ультразвукового импульса от излучателя до дна реки и обратно. В последние годы для этой цели используют портативный эхолот «Язь», модернизированный инж. Ю.М. Митрофановым, позволяющий измерять глубины от 0,8 до 40 м (рис. 30.5).

Запись глубин осуществляется на непрерывно перемещающуюся ленту в виде продольного профиля дна реки по маршруту следования лодки — батиграммы (рис. 30.6).

Модернизированный эхолот «Язь» обеспечивает фиксацию на батиграмме положения промерных створов в момент теодолитной засечки. Эхолот позволяет производить промеры глубин при ледяном покрове толщиной до 1 м, но не менее безопасной толщины для производства работ. При промерах глубин со льда в месте измерения на лед наливают немного воды и на смоченную поверхность устанавливают вибратор.




Р и с. 30.6. Батиграмма эхолота:
*1* — линия записи дна; *2* — линия поверхности воды; *3* — отметки промерных точек в момент теодолитной засечки; *4* — характерные точки дна; *5* и *6* — толщины льда соответственно 20 и 40 см; *7* — отсутствие отраженного сигнала (недостаток усиления); *8* — кратный сигнал, отраженный от дна при неправильной регулировке усиления (избыток усиления)

Глубины с батиграммы снимают с помощью палетки в виде круговой кривой с радиусом, равным радиусу движения пера эхолота при записи на батиграмме.

При обработке материалов промерных работ определяют линейную невязку, которую находят из сравнения общей длины промерного створа и той же длины, полученной суммированием расстояний между промерными точками. Полученную невязку распределяют пропорционально измеренным расстояниям.

Поскольку промерный процесс занимает определенный отрезок времени, уровни воды в реке за это время могут измениться, поэтому уровни фиксируют на водомерных постах по меньшей мере дважды — перед началом и по окончании промерных работ. Если эти уровни различаются более чем на 2 см, то необходимо вводить поправки к результатам измерения глубин с тем, чтобы привести измерения глубин к одному моменту времени.

## 30.6. ОПРЕДЕЛЕНИЕ ИСТОРИЧЕСКИХ УРОВНЕЙ ВЫСОКОЙ ВОДЫ ПО СЛЕДАМ НА МЕСТНОСТИ. ПРОДОЛЬНЫЙ ПРОФИЛЬ РЕКИ

При определении уровней высокой воды (УВВ) наиболее надежными являются данные водомерных постов. Данные о наивысших уровнях воды за ряд лет можно получить по материалам систематических наблюдений на водомерных постах Гидрометеослужбы. Однако период непрерывных наблюдений на водомерных постах, как правило, ограничен и может не включать в себя прошедшие на реке выдающиеся и исторические паводки. И наконец, на неизученных в гидрологическом отношении водотоках систематические наблюдения за уровнями отсутствуют вообще.

В таких случаях высоты УВВ выдающихся и исторических паводков можно установить опросом старожилов или по следам на местности. Сведения об УВВ получают по возможности в большем числе мест на обеих берегах реки, не ограничивая район обследования. Места показаний уровней выбирают в наиболее надежных местах (стены зданий, ступеньки крыльца, колодцы, отдельные объекты на пологих склонах и т. д.).

Показания старожилов о выдающихся и исторических паводках и режиме реки оформляют специальным актом опроса.

Вне пределов населенных пунктов высоты УВВ определяют по следам на местности, к которым относят:

наносник (мелкие сучки, обломки тростника, пучки травы, ил и т. д.) на стволах и ветках деревьев и пологих берегах;

отложения наносов или следы нефти на деревьях и скальных берегах;

полосы смыва «пустынного загара» на скальных берегах, опорах мостов или стенах зданий и сооружений;

следы подмыва крутых берегов;

границы распространения пойменной растительности в засушливых районах;

линии изменения цвета и состава травяного покрова на пойменной террасе.

Высоты точек УВВ, показанные старожилами или установленные по следам на местности, определяют геометрическим нивелированием с допустимой невязкой не более $\pm 20$ мм $\sqrt{L}$ (где $L$ — длина двойного нивелирного хода, км), с привязкой к пунктам съемочного обоснования. Нитяным дальномером нивелира определяют положение снимаемых точек УВВ относительно оси проектируемого объекта.

По результатам выполненных работ по устройству водомерных постов, разбивке морфостворов и гидростворов, измерению уклонов свободной поверхности и съемке русла составляют продольный профиль реки (см. рис. 28.9).

На продольный профиль реки наносят морфостворы и гидростворы, водомерные посты, профили свободной поверхности при различных уровнях воды, профили русла реки по фарватеру и по бровкам, оси существующих гидротехнических сооружений (мостов, плотин, водозаборов и т. д.) и наконец, все точки УВВ, зафиксированные в результате опроса старожилов и по следам на местности.

Продольный профиль реки является одним из важнейших документов, характеризующий водоток и используется для последующих гидравлических расчетов и проектирования гидротехнического сооружения.

## 30.7. ИЗМЕРЕНИЕ СКОРОСТЕЙ И НАПРАВЛЕНИЙ ТЕЧЕНИЯ

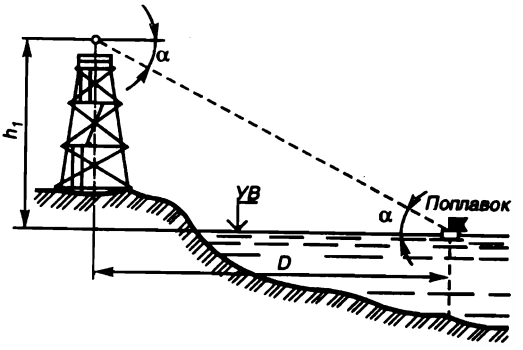
При измерениях скоростей течения для последующего вычисления коэффициентов шероховатости, расходов воды и выполнения гидравлических расчетов, а также направлений течения для правильного размещения оси сооружения нередко используют наиболее простой и дешевый одноточечный поплавковый способ измерения скоростей течения. Его основным недостатком является зависимость точности измерений от погодных условий.

Определение направлений и измерения поверхностных скоростей течения воды в реке одноточечным способом осуществляют с помощью поплавков с засечками их приблизительно через равные интервалы времени по вертикальному и горизонтальному кругам теодолита, устанавливаемому на специальной вышке или на высоком крутом берегу (рис. 30.7). Одновременно при производстве засечек берут отсчеты по секундомеру.

Поплавки изготавливают из дерева в виде круглого диска диаметром около 25 см и толщиной порядка 5 см. В центре диска укрепляют стержень высотой до 15 см с белым флажком. В ветреную погоду для прида-

ния поплавку большей устойчивости к нему прикрепляют небольшой груз.

При расстояниях от теодолита до поплавков более 1 км применяют поплавки треугольной формы при длине каждой из сторон 0,5 м. В вершинах треугольных поплавков устанавливают стержни высотой 15—20 см с разноцветными флажками.




Р и с. 30.7. Схема засечек поплавков одноточечным способом

При сильном ветре поплавковые измерения скоростей течения не производят.

Поплавковые измерения производят в количестве:

двух во время ледохода с засечками плывущих льдин;

двух на подъеме паводка;

двух на пике;

трех-четырех на спаде паводка до межени.

Длину участка поплавковых наблюдений принимают:

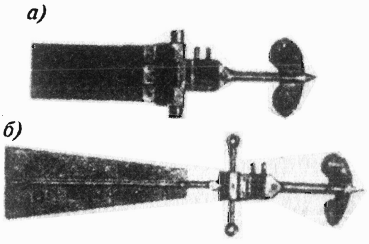
| | |
|---|---|
| при ширине русла до 200 м . . . . . | 0,5—1 км |
| -«- до 500 м . . . . . | 1—2 км |
| -«- свыше 500 м . . . . . | 2—3 км |

Участок наблюдений выбирают таким образом, чтобы 2/3 его протяженности располагалось выше оси сооружения и 1/3 ниже. Число траекторий поплавков в русле при одном цикле измерений должно быть не менее:

| | |
|---|---|
| при ширине русла до 200 м . . . . . | 7—9 траекторий |
| -«- до 500 м . . . . . | 9—11 -«- |
| -«- до 1000 м . . . . . | 11—13 -«- |
| свыше 1000 м . . . . . | 13—15 -«- |

Траектории размещают равномерно по ширине потока. На открытых поймах количество траекторий назначают в зависимости от местных условий.

Максимальные интервалы времени между засечками поплавков назначают в зависимости от принятого масштаба поплавкового планшета и поверхностной скорости течения и лежат в пределах от 120 до 20 секунд.




Р и с. 30.8. Типы гидрометрических вертушек:
*а* — штанговая; *б* — подвесная (тросовая)

Определение положения поплавков производят способом полярных координат по горизонтальному углу φ, отсчитываемому от створа засечного пункта (вышки) и расстоянию от центра вышки до поплавка $d$ (см. рис. 30.7), которое определяют по формуле:

$$d = \frac{h_T}{\mathrm{tg}\alpha \pm I \sin\varphi}, \qquad (30.3)$$

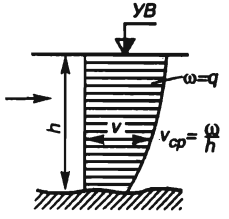
где $h_T$ — высота прибора над рабочим уровнем воды в створе вышки; α — вертикальный угол; φ — горизонтальный угол между створом засечного пункта и направлением на поплавок; $I$ — продольный уклон свободной поверхности потока.

В формуле (30.3) знак минус применяют для поплавков ниже засечного створа, а плюс — выше створа.

Высоту рабочего уровня воды вычисляют как среднее значение высот уровней в начале и конце наблюдений.

Измерения скоростей течения гидрометрическими вертушками (рис. 30.8) или электронными скоростемерами производят на строго закрепленных промерных вертикалях (см. рис. 30.3) в тех случаях, когда уровень воды в реке меняется быстро и ширина ее велика. В остальных случаях можно устанавливать лодку в гидрометрическом створе по береговым створным вехам, не закрепляя определенных вертикалей, а положение лодки на створе определять теодолитом угловой засечкой.

Измерения скоростей гидрометрическими вертушками или электронными скоростемерами ведут шеститочечным или пятиточечным способами. При шеститочечном способе измерения скоростей на каждой промерной вертикали ведут у поверхности воды, на 0,2—0,4—0,6—0,8 глубины и у дна (при пятиточечном способе точку на 0,4 глубины исключают). При незначительных глубинах число промерных точек на вертикали уменьшают: так при глубине потока на вертикали от 1 до 3 м — до трех (поверхность, 0,6 глубины, дно), при глубине менее 1 м — до одной (0,6 глубины). Вертушку или скоростемер опускают на тросе с помощью гидрометрической лебедки, а при глубинах до 3 м — на штанге.




Р и с. 30.9. Нормальная эпюра скоростей на промерной вертикали

По результатам измерения скоростей на каждой промерной вертикали строят эпюры скоростей (рис. 30.9).

По площади такой эпюры ω определяют элементарный расход $q$ и среднюю скорость течения $v_{ср}$ на каждой промерной вертикали, используемые в последующих гидравлических расчетах.

## 30.8. ОБСЛЕДОВАНИЕ СУЩЕСТВУЮЩИХ ГИДРОТЕХНИЧЕСКИХ СООРУЖЕНИЙ

При изысканиях и проектировании различных гидротехнических объектов на реках наиболее часто подвергаются морфометрическому обследованию такие существующие сооружения, как плотины и автодорожные и железнодорожные мостовые переходы.

Плотины (прежде всего некапитального типа) обследуют главным образом на предмет их возможного прорыва в паводки, как правило, с тяжелейшими последствиями для сооружений и объектов, расположенных в нижнем бьефе. При обследовании плотин использование фототеодолитных съемок является самым эффективным и объективным методом сбора информации о состоянии существующего сооружения.

Морфометрические обследования существующих автодорожных и железнодорожных мостовых переходов проводят:

при проектировании реконструкции мостового перехода или отдельных его элементов ввиду неудовлетворительной их работы;

при проектировании железнодорожного моста под вторые пути;

при проектировании нового мостового перехода вблизи существующих автодорожных или железнодорожных мостовых переходов.

При морфометрическом обследовании существующих мостовых переходов собирают следующие данные в таких организациях, как Гидрометеослужба, ГГИ, Гидропроект, Гипроводхоз, Гипроречтранс, Геофонд, службы эксплуатации автомобильных и железных дорог и т. д.:

год постройки мостового перехода;

годы реконструкции мостового перехода или его элементов;

уровни высокой воды УВВ, высокого ледохода УВЛ, межени под мостом;

годы и места переливов через насыпи подходов в высокие паводки, размеры повреждений и длительность перерывов движения;

инженерно-геологическое строение по оси мостового перехода по проектным данным и исполнительным чертежам;

размывы подмостового русла, устанавливаемые по совмещенным профилям живых сечений;

плановые изменения положения русла вследствие естественного руслового процесса путем совмещения топографических съемок разных лет и лоцманских карт;

продольные и поперечные профили подходов и регуляционных сооружений и типы укрепления их подошв и откосов, характер и места их повреждений;

существующие условия судоходства и лесосплава.

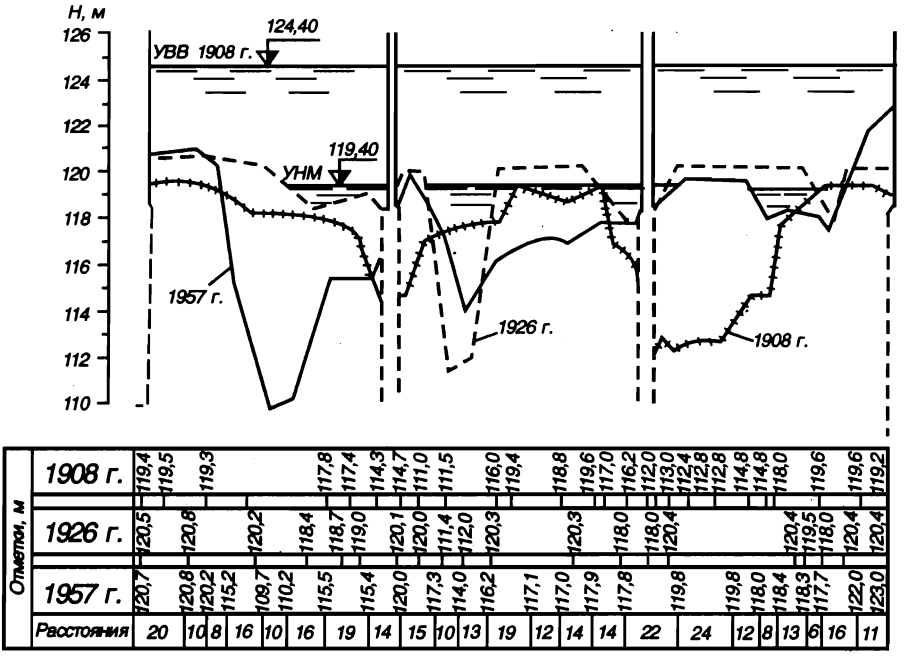
При морфометрическом обследовании существующих мостовых переходов следует широко применять фототеодолитные съемки.

Для определения схемы моста, разбивки на пролеты, длины моста и его отверстия, конструкции опор и пролетных строений используют фототеодолитную съемку с базиса приблизительно параллельного оси моста, размещенного с верховой его стороны. При этом, при ширине русла до 100 м, съемочные точки базиса размещают по обеим берегам. При большей ширине русла фототеодолитные съемки производят с двух базисов, размещаемых на обеих берегах. При этом выполняют, как правило, нормальную и равноотклоненную фототеодолитные съемки. При последующей стереофотограмметрической обработке нормальные и конвергентные стереопары используют для получения характеристик самого моста, а равноотклоненные — для подходов и регуляционных сооружений.

Для определения габаритов моста (ширины проезжей части, полос безопасности и тротуаров) состояния проезжей части, системы поверхностного водоотвода, колесоотбойных устройств, мачт освещения, тротуарных блоков и перильных ограждений выполняют нормальную фототеодолитную съемку с насыпей подходов, размещая базисы фотографирования перпендикулярно к оси моста, а съемочные точки на обочинах подходов. Для малых и средних мостов обычно оказывается достаточно одного базиса. На больших мостах фототеодолитную съемку выполняют по меньшей мере с двух базисов на подходах в направлении левобережного и правобережного береговых устоев к середине моста.

Камеральную стереофотограмметрическую обработку стереопар целесообразно проводить с использованием автоматизированной системы цифровой фотограмметрии (АСЦФ) «Photomod», для чего снимки предварительно сканируют. При отсутствии автоматизированной системы стереофотограмметрической обработки стереопар можно использовать серийный стереокомпаратор.

Чрезвычайно важной, особенно при проектировании реконструкции мостового перехода, является информация о деформациях подмостового русла за время эксплуатации моста. Для этой цели собирают информацию о периодических промерах под мостом в организациях службы эксплуатации, а также производят собственные промеры подмостового рус-




Р и с. 30.10. Совмещенные профили живых сечений подмостового русла за разные годы

ла на момент изысканий. По этим материалам составляют совмещенные профили живых сечений подмостового русла (рис. 30.10).

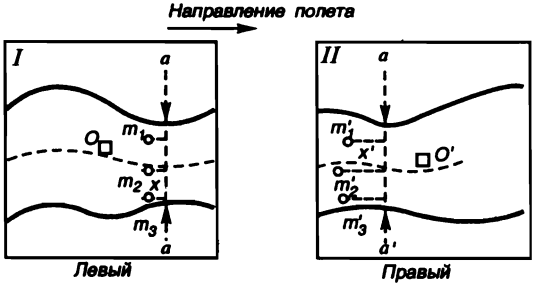
Для определения состояния подводной части опор и их фундаментов иногда проводят водолазные обследования.

Данные обследования существующих мостовых переходов используют при разработке проектов реконструкции и проектов нового строительства переходов.

## 30.9. АЭРОГИДРОМЕТРИЧЕСКИЕ РАБОТЫ

Учитывая исключительную ценность данных гидрометрических наблюдений на реках для разработки проектов, а также высокую стоимость этих работ, их многодельность и приуроченность к периоду прохождения паводков на водотоке особую значимость при производстве гидрометрических работ приобретает применение аэрометодов[1].

[1] *И.Г. Шумков.* Речная аэрогидрометрия. Л.: Гидрометеоиздат, 1982.




Р и с. 30.11. Изображение поверхностных поплавков на смежных аэрофотоснимках *I* и *II*:

*O*, *O'* — главные точки снимков; *m* — точки, фиксированные индикатором; *a*—*a* и *a'*—*a'* — постоянный створ

Аэрофотосъемка позволяет оперативно определять скорости и направления течений, расходы воды, высоты уровней, направления судовых ходов и направления льдин. Аэрофотосъемку для получения натурных гидрометрических данных применяют на реках с шириной русла более 100 м.

Летно-съемочные гидрометрические работы выполняют в пасмурные дни с высокой сплошной облачностью. В солнечную погоду аэрогидрометрические работы целесообразно проводить утром или вечером, когда солнечные блики не попадают в объектив АФА.

Перед началом летно-съемочных работ готовят сосуды с индикатором в количестве:

$$N = 2an, \qquad (30.4)$$

где $a$ — число промерных точек (вертикалей) на створе наблюдений; $n$ — общее число измерений в период прохождения паводка.

Перед вылетом сосуды заполняют жидким индикатором и устанавливают в самолете или вертолете для последующего их сброса при измерениях скоростей.

Сосудом для индикатора служит бутыль емкостью 0,75 л с пластмассовой пробкой с отверстиями по окружности на верхней ее поверхности. Чтобы индикатор беспрепятственно выходил из бутыли, она должна занять на дне вертикальное положение, для чего к нижней ее части прикрепляют балласт.

Поверхностные скорости измеряют на основе измерения по перекрывающимся аэрофотоснимкам смещения мелких, плывущих по течению реки предметов (специально пущенных поплавков, льдин, пены, щепок, струй индикатора и т. д.) (рис. 30.11).

Разность расстояний $x' - x$ представляет собой смещение поплавков в масштабе аэрофотоснимков за интервал времени аэросъемки. Поверхностную скорость течения в данной точке речного потока определяют по формуле:

$$V_{\text{пов}} = \frac{(x' - x)H'_{\text{п}}}{\Delta t f_{\text{к}}}, \qquad (30.5)$$

где $H'_{\text{п}}$ — высота полета, м; $f_{\text{к}}$ — фокусное расстояние АФА, мм; $\Delta t$ — интервал аэрофотосъемки, с.

Смещение поплавков на аэрофотоснимках под воздействием течения аналогично разности продольных параллаксов $\Delta p$. При стерофотограмметрическом методе измерений поверхностную скорость (в м/с) определяют по формуле:

$$V_{\text{пов}} = \frac{\Delta p H_{\text{п}}}{\Delta t f_{\text{к}}}, \qquad (30.6)$$

где $\Delta p$ — разность продольных параллаксов, мм.

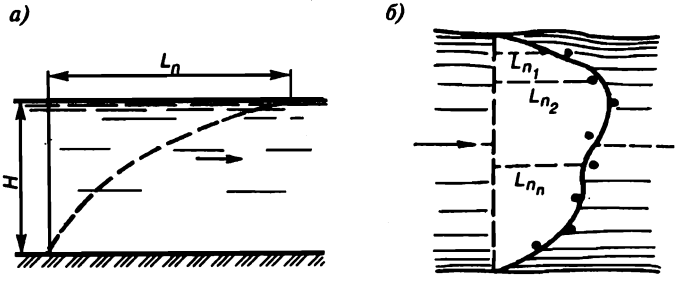
Определение поверхностных скоростей таким способом возможно лишь в том случае, если в зоне взаимного перекрытия аэрофотоснимков изображены оба берега реки или какие-либо опорные точки (острова, бакены, буйки и т. д.). Точность определения поверхностных скоростей при таком способе составляет ± 0,05 м/с.

Определение расходов воды с помощью аэрофотосъемки основано на работе поплавков-интеграторов, представляющих собой жидкость, которая выливается из сосудов при соприкосновении со дном. В зависимости от скорости всплытия поплавка $u_{\text{под}}$, глубины потока и средней скорости течения на вертикали, поплавок появится на поверхности на расстоянии $L_{\text{п}}$ от места его выпуска (рис. 30.12, *а*).

Элементарный расход ($м^2/с$) на вертикали определится:

$$q = 0{,}135\ L_{\text{п}}. \qquad (30.7)$$

Если соединить кривой точки выхода поплавков на поверхность воды, можно получить эпюру элементарных расходов в масштабе аэро-




Р и с. 30.12. Измерение расходов воды методом поплавков-интеграторов:

*а* — траектория выхода поплавка-интегратора на поверхность; *б* — эпюра элементарных расходов

фотоснимка (рис. 30.12, *б*). Общий расход в заданном сечении находят, определив площадь этой эпюры.

Летно-съемочные работы при измерении расходов воды производят в следующей последовательности:

пролетают над створом наблюдений и сбрасывают сосуды с жидким индикатором;

фотографируют точки падения сосудов на поверхность воды;

после набора самолетом заданной высоты через 3—4 минуты после сбрасывания поплавков вновь фотографируют исследуемый участок русла с тем, чтобы установить точки выхода индикатора.

Высоты уровней воды *УВ* устанавливают относительно репера, выбранного вблизи одного из урезов воды. Превышение между ними определяют на стереофотограмметрическом приборе. Высота уровня воды определится как:

$$УВ = H_{рп} + h_{ср}, \tag{30.8}$$

где $H_{рп}$ — высота репера; $h_{ср}$ — среднее из нескольких измерений превышение между репером и урезом воды.

Глубины в точках вертикалей находят при определении расходов воды поплавками-интеграторами по формуле:

$$h \approx 1{,}18\frac{q}{V_{пов}}, \tag{30.9}$$

где $V_{пов}$ — поверхностная скорость на вертикали.

## ОГЛАВЛЕНИЕ

*Предисловие* . . . . . 3

РАЗДЕЛ ПЕРВЫЙ. **ОБЩАЯ ГЕОДЕЗИЯ** . . . . . 5

**ГЛАВА 1. Общие сведения** . . . . . 5

1.1. Геодезия и ее содержание . . . . . 5
1.2. Значение инженерной геодезии в народном хозяйстве и обороне страны. . 8
1.3. Исторический очерк развития геодезии . . . . . 8

**ГЛАВА 2. Общая фигура земли и определение положения точек земной поверхности** . . . . . 10

2.1. Общая фигура и размеры Земли . . . . . 10
2.2. Метод проекций. Изображение земной поверхности на сфере и плоскости 11
2.3. Система географических координат . . . . . 12
2.4. Зональная система прямоугольных координат . . . . . 13

**ГЛАВА 3. Топографические карты и планы** . . . . . 15

3.1. Понятие о карте и плане . . . . . 15
3.2. Масштабы карт и планов . . . . . 16
3.3. Номенклатура топографических карт и планов . . . . . 19
3.4. Изображение рельефа на картах и планах . . . . . 22
3.5. Содержание карт и планов . . . . . 25

**ГЛАВА 4. Решение задач по топографическим картам и планам** . . . . . 28

4.1. Приборы, используемые при работе с картами и планами. . . . . 28
4.2. Ориентирование линий. Понятие об азимутах, румбах и дирекционных углах. Сближение меридианов . . . . . 31
4.3. Магнитное склонение. Ориентирование карт и планов . . . . . 34
4.4. Определение по горизонталям высот точек, уклонов линий и крутизны склонов. Графики заложений. . . . . 35
4.5. Построение по горизонталям профиля местности и линии заданного уклона. . . . . 37
4.6. Определение границ водосборного бассейна . . . . . 39
4.7. Измерение площадей на картах и планах . . . . . 39

**ГЛАВА 5. Электронные карты, цифровые и математические модели местности** . . . . . 42

5.1. Понятие о геоинформационных системах. . . . . 42
5.2. Цифровые и электронные топографические карты. . . . . 45
5.3. Понятие о системах автоматизированного проектирования (САПР) . 48
5.4. Цифровое и математическое моделирование местности . . . . . 50
5.5. Виды цифровых моделей местности . . . . . 51

5.6. Методы построения цифровых моделей местности и их точность . 55
5.7. Математические модели местности . . . . . 57
5.8. Задачи, решаемые с использованием цифровых и математических моделей 60

**ГЛАВА 6. Элементы теории погрешностей измерений** . . . . . 62

6.1. Виды измерений. Равноточные измерения. Свойства случайных погрешностей . . . . . 62
6.2. Арифметическое среднее . . . . . 64
6.3. Средняя квадратическая погрешность измерений. Предельная погрешность . . . . . 65
6.4. Средняя квадратическая погрешность суммы измеренных величин . 66
6.5. Средняя квадратическая погрешность арифметического среднего . . 68
6.6. Веса результатов неравноточных измерений . . . . . 68
6.7. Общее арифметическое среднее и его средняя квадратическая погрешность . . . . . 69
6.8. Принципы оценки точности геодезических работ . . . . . 71

**ГЛАВА 7. Принципы организации и методы геодезических работ** . . . . 72

7.1. Принципы организации геодезических работ. . . . . 72
7.2. Процессы производства геодезических работ. . . . . 72
7.3. Виды топографических съемок . . . . . 73
7.4. Виды нивелирования . . . . . 76

**ГЛАВА 8. Измерение горизонтальных и вертикальных углов** . . . . . 77

8.1. Принципы измерения горизонтальных и вертикальных углов . . . . 77
8.2. Оптические теодолиты и их основные части . . . . . 78
8.3. Уровни. . . . . 83
8.4. Поле зрения трубы оптического теодолита. . . . . 85
8.5. Отсчетные устройства . . . . . 86
8.6. Поверки и юстировка теодолита . . . . . 88
8.7. Установка теодолита в рабочее положение . . . . . 91
8.8. Измерение горизонтальных углов и магнитных азимутов направлений . . 92
8.9. Вертикальный круг теодолита. Место нуля. Измерение углов наклона . . 95
8.10. Точность измерения углов . . . . . 98

**ГЛАВА 9. Гиротеодолиты, лазерные теодолиты и тахеометры** . . . . . 99

9.1. Гиротеодолиты, устройство и назначение. . . . . 99
9.2. Лазерные теодолиты и лазерные насадки. Устройство и назначение 101
9.3. Номограммные тахеометры. . . . . 103
9.4. Электронные теодолиты . . . . . 107
9.5. Электронные тахеометры. . . . . 109
9.6. Компьютерные тахеометры. . . . . 112

**ГЛАВА 10. Решение, обозначение и измерение длин линий на местности** 115

10.1. Вешение линий и обозначение точек на местности . . . . . 115
10.2. Землемерные ленты и рулетки . . . . . 117
10.3. Измерение длин линий землемерной лентой . . . . . 120
10.4. Измерительные колеса. . . . . 121
10.5. Приведение наклонных линий к горизонту. Эклиметры . . . . . 122
10.6. Оптические дальномеры. . . . . 123
10.7. Нитяные дальномеры . . . . . 124

10.8. Светодальномеры и радиодальномеры . . . . . 127
10.9. Измерение неприступных расстояний . . . . . 129

**ГЛАВА 11. Геометрическое нивелирование** . . . . . 131

11.1. Сущность и способы геометрического нивелирования . . . . . 131
11.2. Виды геометрического нивелирования . . . . . 133
11.3. Классификация и устройство нивелиров . . . . . 134
11.4. Поверки и юстировка нивелиров . . . . . 138
11.5. Нивелирные рейки . . . . . 140
11.6. Лазерные нивелиры . . . . . 142
11.7. Электронные нивелиры . . . . . 144
11.8. Способы контроля нивелирования . . . . . 146
11.9. Точность геометрического нивелирования . . . . . 147

**ГЛАВА 12. Тригонометрическое нивелирование** . . . . . 148

12.1. Сущность тригонометрического нивелирования . . . . . 148
12.2. Преобразование основной формулы тригонометрического нивелирования . . . . . 149
12.3. Точность тригонометрического нивелирования . . . . . 149

**ГЛАВА 13. Государственные геодезические сети** . . . . . 151

13.1. Виды геодезических сетей . . . . . 151
13.2. Методы создания геодезических сетей . . . . . 152
13.3. Государственная плановая геодезическая сеть . . . . . 155
13.4. Государственная высотная геодезическая сеть . . . . . 156
13.5. Обозначение пунктов государственных геодезических сетей на местности . . . . . 158
13.6. Каталоги координат и высот пунктов государственных геодезических сетей . . . . . 161

**ГЛАВА 14. Геодезическое обоснование топографических съемок** . . . . . 161

14.1. Назначение и виды геодезического обоснования топографических съемок 161
14.2. Прямая и обратная геодезические задачи . . . . . 163
14.3. Плановые сети сгущения и съемочные сети . . . . . 165
14.4. Теодолитные ходы замкнутые, разомкнутые и диагональные . . . . 166
14.5. Обработка и уравнивание угловых измерений теодолитных ходов . 168
14.6. Уравнивание приращений координат теодолитных ходов . . . . . 170
14.7. Привязка сетей сгущения и съемочных сетей к пунктам государственной геодезической сети . . . . . 172
14.8. Высотное обоснование топографических съемок . . . . . 174

**ГЛАВА 15. Теодолитная съемка** . . . . . 176

15.1. Сущность теодолитных съемок и их назначение . . . . . 176
15.2. Приборы, используемые для теодолитных съемок . . . . . 177
15.3. Работы, выполняемые при производстве теодолитных съемок . . . 177
15.4. Методы съемки подробностей местности . . . . . 178
15.5. Обработка результатов теодолитных съемок . . . . . 182

**ГЛАВА 16. Тахеометрическая съемка местности** . . . . . 184

16.1. Сущность тахеометрических съемок и их назначение . . . . . 184
16.2. Приборы, используемые для тахеометрических съемок . . . . . 185
16.3. Планово-высотное обоснование тахеометрических съемок . . . . . 186
16.4. Съемка ситуации и рельефа местности . . . . . 190
16.5. Ведение абриса и полевого журнала . . . . . 193
16.6. Камеральные работы . . . . . 195
16.7. Электронная тахеометрическая съемка . . . . . 199
16.8. Автоматизация обработки материалов тахеометрических съемок . . 201
16.9. Понятие о мензульной съемке. Достоинства и недостатки . . . . . 205

**ГЛАВА 17. Нивелирная съемка местности** . . . . . 208

17.1. Способы нивелирования поверхности . . . . . 208
17.2. Нивелирование поверхности по квадратам . . . . . 211
17.3. Камеральные работы . . . . . 213
17.4. Автоматизация обработки материалов нивелирных съемок . . . . . 214

**ГЛАВА 18. Фототеодолитная съемка** . . . . . 215

18.1. Сущность фототеодолитных съемок и их назначение . . . . . 215
18.2. Фототеодолиты и их устройство . . . . . 216
18.3. Элементы ориентирования стереопар . . . . . 219
18.4. Виды фототеодолитных съемок . . . . . 222
18.5. Определение координат точек местности по стереопарам . . . . . 223
18.6. Полевые работы при выполнении фототеодолитных съемок . . . . 225
18.7. Камеральные работы . . . . . 230

**ГЛАВА 19. Аэрофотосъемка. Полевые работы** . . . . . 233

19.1. Сущность аэрофотосъемок и их назначение . . . . . 233
19.2. Виды аэрофотосъемок . . . . . 235
19.3. Аэрофотосъемочное оборудование . . . . . 240
19.4. Планово-высотное обоснование аэрофотосъемок . . . . . 242
19.5. Организация летно-съемочного процесса . . . . . 244
19.6. Фотолабораторные работы. Накидной монтаж . . . . . 245
19.7. Оценка качества летно-съемочных и фотолабораторных работ . . . 246

**ГЛАВА 20. Стереофотограмметрическая обработка материалов аэрофотосъемок** . . . . . 247

20.1. Аэрофотоснимки и их масштабы . . . . . 247
20.2. Элементы ориентирования аэрофотоснимков . . . . . 249
20.3. Фотосхемы . . . . . 251
20.4. Фототриангуляция . . . . . 252
20.5. Трансформирование аэрофотоснимков. Фотопланы . . . . . 254
20.6. Дешифрирование аэрофотоснимков . . . . . 256
20.7. Стереофотограмметрическая обработка аэрофотоснимков . . . . . 259
20.8. Автоматизированная система цифровой фотограмметрии «Photomod» . 263

**ГЛАВА 21. Наземно-космическая съемка местности** . . . . . 269

21.1. Общее понятие о системах спутниковой навигации «GPS» . . . . . 269
21.2. Принципы определения координат точек местности с использованием «GPS» . . . . . 272
21.3. Измерение расстояний до навигационных спутников «GPS» . . . . 274

21.4. Приемники «GPS» . . . . . 278
21.5. Организация геодезических работ с использованием базовых станций «DGPS» . . . . . 281
21.6. Использование GPS-технологий при изысканиях автомобильных дорог . 283
21.7. Использование GPS-технологий при строительстве автомобильных дорог 284
21.8. Наземно-космическая топографическая съемка местности . . . . . 284

РАЗДЕЛ ВТОРОЙ. **ПРИКЛАДНАЯ ГЕОДЕЗИЯ** . . . . . 286

**ГЛАВА 22. Особенности геодезических работ при изысканиях и строительстве инженерных объектов** . . . . . 286

22.1. Назначение геодезических работ при изысканиях и строительстве инженерных объектов . . . . . 286
22.2. Инженерно-геодезические изыскания . . . . . 288
22.3. Геодезические разбивочные работы при строительстве . . . . . 290
22.4. Исполнительные съемки . . . . . 292

**ГЛАВА 23. Геодезические работы на строительных площадках** . . . . . 293

23.1. Разбивка при строительстве зданий и сооружений . . . . . 293
23.2. Установка колонн в вертикальное положение . . . . . 295
23.3. Высотная разбивка зданий и сооружений. Вынос на обноску строительного нуля . . . . . 296
23.4. Перенос на местность угла, линии, проектной высоты, плоскости с заданным уклоном . . . . . 298
23.5. Геодезические работы при вертикальной планировке площадок . . 302
23.6. Геодезический контроль точности выполнения строительно-монтажных работ . . . . . 303

**ГЛАВА 24. Элементы автомобильных дорог и сооружений на них** . . . . 304

24.1. Общие сведения об автомобильных дорогах и их классификация . 304
24.2. Элементы плана автомобильных дорог . . . . . 306
24.3. Элементы поперечных профилей . . . . . 308
24.4. Элементы продольного профиля . . . . . 311
24.5. Клотоидная трасса. Типы закруглений клотоидной трассы . . . . . 314
24.6. Серпантины . . . . . 316
24.7. Система поверхностного и подземного дорожного водоотвода . . . 318
24.8. Малые мосты и трубы . . . . . 320
24.9. Пересечения и примыкания автомобильных дорог в разных уровнях . . 321

**ГЛАВА 25. Геодезические работы при трассировании автомобильных дорог** . 324

25.1. Особенности современной технологии изысканий автомобильных дорог 324
25.2. Обоснование полосы варьирования трассы . . . . . 325
25.3. Технология автоматизированного проектирования автомобильных дорог с использованием цифровых и математических моделей местности 329
25.4. Геодезические работы при традиционных изысканиях автомобильных дорог . . . . . 332
25.5. Трассирование автомобильных дорог по картам, планам и материалам аэрофотосъемок . . . . . 334
25.6. Полевые геодезические работы при трассировании . . . . . 338
25.7. Обход препятствий при трассировании . . . . . 340
25.8. Закрепление трассы автомобильных дорог . . . . . 342
25.9. Разбивка пикетажа по трассе. Пикетажный журнал . . . . . 346

25.10. Расчет и разбивка горизонтальных кривых. Вынос пикетов на кривую 347
25.11. Расчет и разбивка горизонтальных кривых большой длины и при недоступной вершине угла . . . . . 349
25.12. Ведомость углов поворота, кривых и прямых. Составление плана трассы 351

**ГЛАВА 26. Нивелирование трасс автомобильных дорог** . . . . . 354

26.1. Геометрическое нивелирование трассы по пикетажу . . . . . 354
26.2. Нивелирование крутых склонов, оврагов, заболоченных участков местности . . . . . 357
26.3. Передача высот через водные преграды . . . . . 359
26.4. Съемка поперечников . . . . . 362
26.5. Съемка уклонов логов . . . . . 364
26.6. Съемка пересечений коммуникаций . . . . . 365
26.7. Составление продольного и поперечных профилей. . . . . 366
26.8. Нанесение проектной линии продольного профиля. Проектные высоты и рабочие отметки. Точки нулевых работ . . . . . 369
26.9. Определение объемов земляных работ. . . . . 370
26.10. Беспикетный метод разбивки трассы автомобильных дорог . . . . 373

**ГЛАВА 27. Геодезические работы при строительстве автомобильных дорог** . . 376

27.1. Восстановление трассы автомобильных дорог перед началом строительства . . . . . 376
27.2. Детальная разбивка горизонтальных кривых . . . . . 378
27.3. Детальная разбивка вертикальных кривых . . . . . 382
27.4. Разбивка поперечников на кривой . . . . . 384
27.5. Разбивка земляного полотна автомобильных дорог. . . . . 385
27.6. Автоматизация управления строительными процессами . . . . . 389

**ГЛАВА 28. Геодезические работы при изысканиях и строительстве мостовых переходов и транспортных тоннелей** . . . . . 392

28.1. Элементы мостовых переходов . . . . . 392
28.2. Геодезические работы при изысканиях мостовых переходов . . . . 395
28.3. Разбивочные сети мостов и путепроводов . . . . . 401
28.4. Разбивка центров опор мостов и путепроводов . . . . . 405
28.5. Применение лазерных приборов при разбивке опор и монтаже пролетных строений . . . . . 407
28.6. Определение деформаций мостовых сооружений . . . . . 409
28.7. Геодезические работы при строительстве тоннелей . . . . . 410
28.8. Разбивка осей тоннелей и передача высот с дневной поверхности в шахту 412

**ГЛАВА 29. Геодезические работы при изысканиях и строительстве аэропортов** 414

29.1. Общие сведения об аэропортах . . . . . 414
29.2. Задачи изысканий аэропортов . . . . . 414
29.3. Планово-высотное обоснование площадок аэропортов. Топографические съемки . . . . . 416
29.4. Съемка воздушных подходов . . . . . 421
29.5. Разбивка и закрепление осей аэродромов . . . . . 423
29.6. Подсчет объемов земляных работ при вертикальной планировке. . 425
29.7. Разбивочные работы при перемещении земляных масс и планировке аэродромов . . . . . 429

29.8. Геодезические работы при устройстве земляного корыта и бетонировании искусственных покрытий . . . . . 432
29.9. Разбивка подземных коммуникаций аэродромов . . . . . 434

**ГЛАВА 30. Геодезические работы при морфометрических и гидрометрических изысканиях инженерных сооружений на реках** . . . . . 436

30.1. Организация морфометрических и гидрометрических работ . . . . . 436
30.2. Геодезические работы при устройстве водомерных постов и гидрометрических станций . . . . . 437
30.3. Разбивка и закрепление на местности морфостворов и гидростворов . . . 440
30.4. Измерение уклонов свободной поверхности . . . . . 442
30.5. Съемка русел рек и каналов . . . . . 444
30.6. Определение исторических уровней высокой воды по следам на местности. Продольный профиль реки . . . . . 447
30.7. Измерение скоростей и направлений течения . . . . . 448
30.8. Обследование существующих гидротехнических сооружений . . . . 451
30.9. Аэрогидрометрические работы . . . . . 453

*Учебное издание*

**Федотов** Григорий Афанасьевич

**ИНЖЕНЕРНАЯ ГЕОДЕЗИЯ**

Редактор *Л.А. Савина*
Художественный редактор *Ю.Э. Иванова*
Технический редактор *Н.В. Быкова*
Компьютерная верстка *С.Н. Луговая*
Корректоры *Н.Е. Жданова, Г.Н. Петрова, О.Н. Шебашова*

Лицензия ИД № 06236 от 09.11.01.
Изд. № НП-28. Подп. в печать 13.11.03.
Формат 60 x $88^{1}/_{16}$. Бум. газетн. Гарнитура «Таймс». Печать офсетная.
Объем 28,42 усл. печ.-л. 28,42 усл. кр.-отт. 27,78 уч.-изд. л.
Тираж 5000 экз. Заказ Э-3

ФГУП «Издательство «Высшая школа»,
127994, Москва, ГСП-4, Неглинная ул., д. 29/14. Тел.: (095) 200-04-56
E-mail: info@v-shkola.ru, http://www.v-shkola.ru

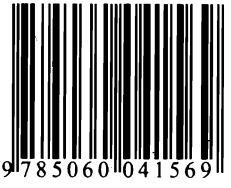
*Отдел реализации*: (095) 200-07-69, 200-59-39, факс: (095) 200-03-01.
E-mail: sales@v-shkola.ru

*Отдел «Книга-почтой»*: (095) 200-33-36. E-mail: bookpost@v-shkola.ru

Набрано на персональном компьютере издательства.

Отпечатано в типографии ГУП ПИК «Идел-Пресс».
420066, г. Казань, ул. Декабристов, 2.

ISBN 5-06-004156-5



387573 Цена: 316.00
2003315103875730010

Г.А. ФЕДОТОВ

# ИНЖЕНЕРНАЯ ГЕОДЕЗИЯ